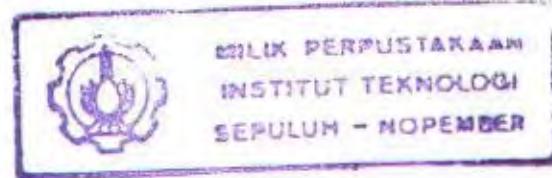


22365/H/25



TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEHUTANAN UNIVERSITAS GAJAH MADA DENGAN SISTEM PRA-CETAK SESUAI PERATURAN SNI 2002

Oleh :

P. DIPA PRANATA YUWANA

NRP : 3198.100.055

R.S.S
690.73
YK.W
M-1
2005-



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	15-4-2005
Terima Dari	A)
No. Agenda Prp.	221612

PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

2005

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG FAKULTAS KEHUTANAN UNIVERSITAS GAJAH MADA DENGAN SISTEM PRA-CETAK SESUAI PERATURAN SNI 2002

SURABAYA, JANUARI 2005
MENGETAHUI / MENYETUJUI

DOSEN PEMBIMBING



PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2005

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
FAKULTAS KEHUTANAN UNIVERSITAS GAJAH MADA
DENGAN SISTEM PRA-CETAK
SESUAI PERATURAN SNI 2002**

Oleh :
P. Dipa Pranata Yuwana
3198100055

Dosen Pembimbing :
Ir Kurdian Suprapto, Ms

ABSTRAK

Metode *Pracetak* merupakan trobosan teknologi dalam bidang metode paksanaan konstruksi yang memiliki tujuan utama untuk mempercepat waktu pelaksanaan konstruksi dan dimungkinkannya kontrol yang lebih baik dalam pengerjaan struktur. Dengan demikian nantinya diharapkan dapat menghemat biaya kontruksi dengan kualitas yang dapat dipertahankan. Metode *Pracetak* juga sangat cocok untuk mengantisipasi lahan proyek yang semakin sempit khususnya didaerah perkotaan. Dalam perancangan struktur gedung perkuliahan Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada Jogjakarta ini digunakan pemodelan *Building Frame System* yang akan menahan beban grafitasi dan dengan menggunakan *Shearwall* sebagai penahan gaya lateral akibat beban gempa dan angin. Perhitungan beban angin menggunakan peraturan *Uniform Building Code 1997*, untuk beban lateral gempa menggunakan SNI 03 – 1726 – 2002 *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*, sedangkan perhitungan tulangan penahan lentur, torsi, geser, dan aksial digunakan peraturan SNI 03 – 2847 – 2002 *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, serta untuk perhitungan akibat pengaruh pengangkatan serta penyambungan komponen *Pracetak* mengikuti tata cara perhitungan yang ada dalam *PCI Design Handbook Fourth Edision*. Elemen struktur yang di *Pracetak* meliputi pelat, balok, dan kolom sedangkan elemen struktur lain seperti overtopping, *Shearwall*, tangga, poer, dan sloof direncanakan menggunakan metode cor setempat. Jumlah jenis tipe elemen pracetak yang berbeda dibuat seminimal mungkin. Hal ini dimaksudkan untuk meminimalkan jumlah jenis cetakan serta lebih menyeragamkan detail penulangan dan detail sambungan, sehingga pada akhirnya tujuan utama seperti yang disebutkan diatas dapat tercapai. Hasil dari perancangan gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada Jogjakarta dituangkan dalam gambar.

Kata Kunci : *Pra Cetak, Building Frame System.*

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur Alhamdulillah atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya, sehingga Tugas Akhir ini dapat terselesaikan.

Tugas akhir ini membahas tentang perancangan struktur pracetak menggunakan Billing Frame System dan Shear wall, yang nantinya dapat digunakan untuk alternatif perancangan konstruksi yang efektif dan efisien.

Penulisan Tugas Akhir ini merupakan salah satu prasyarat untuk lulus dari pendidikan Strata 1 di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS Surabaya, sehingga Tugas Akhir ini menjadi evaluasi akhir pendidikan seorang mahasiswa.

Pada kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih pada :

1. Ir. Kurdian Suprapto, Ms selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Dr. Ir. Djoko Untung, selaku dosen wali yang telah membantu dan mengarahkan penulis selama masa studi di ITS.
3. Keluarga, teman – teman dan seluruh pihak yang telah membantu hingga terselesainya tugas akhir ini.

Karena keterbatasan penulis tugas akhir ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu saran dan kritik yang membangun dari berbagai pihak sangatlah diharapkan, demi tercapainya pemahaman yang lebih baik bagi kita semua.

Surabaya, Januari 2005

Penulis

KUPERSEMBAHKAN UNTUK IBU DAN BAPAKKU
YANG TELAH MENDIDIK, MEMBIMBING DAN MENYAYANGIKU
DARI KECIL SAMPAI SEKARANG DAN SELAMANYA
TERIMA KASIH UNTUK DUKUNGANNYA SAMPAI DAPAT
MENYELESAIKAN TUGAS AKHIR INI

Tugas Akhir ini tidak dapat selai tanpa bantuan dan dukungan teman - teman yang tiada banding, orang - orang disekelilingku yang tak tertandingi, dosen pembimbing TA Ir Kurdian Suprapto, Ms dan tentu saja kedua orang tuaku. Mengingat keterbatasan ilmu yang mampu diserap selama kuliah, masukan atau saran sangatlah dihargai untuk kesempurnaan tugas ini. Semoga Tugas Akhir ini ada manfaatnya untuk semua orang. Terima kasih untuk segala bimbingan dan saran yang telah diberikan selama penggerjaan tuas akhir ini sampai selesai.

Terima kasih untuk semua teman - temanku yang selalu mendukungku :

Agung Prass (mayane piye mas), Faiz (ojo gampang putus asa is), Putro (putro memang sip yeah), Munir (ojo nesu terus nir), Iqbal (senang - senang boleh bal tapi ingat kuliah kudu kelar), Roni (tape memang mantap ron), Andhi Solo (ojo topo terus ndik), Andri gondrong (ee busyet sekarang sarjana teknik), Rozi (suwun pertanyaane ros), Edi Sis (suwun sakakehe ed), Sunarko (akhirnya kita lulus ko), Iyung (ojo sumpek terus yo), Lusi (suwun yo kamarku dadi rapi terus), Andri Ade (dimana kau berada teman), XXXX (mungkin kalo kita tidak pernah ketemu aku tidak pernah mengalami semua ini, terima kasih atas segalanya), Koko (terima kasih atas diskusinya), Didit (makasih airnya, jadi gak tegang lagi), Hanif (memang mantap), Eko Hadi (suwun SAPe jes), Aan (suwun Infocuse ya), Pay (akhirnya selesai juga pay)

Segenap jajaran S - 41 yang selama ini berjuang bersama : Wisnu, Radit, Karpet, Harto, Deni "Monyong", Roni, Kusnari, Ricky, Mozes, Tumo, Ustman, Dwi Ratna, Eka, Teguh, William, Yudha, Poppy, Siti, , Agung, Adi, Tyok ,Karno dan semua yang belum disebutkan di atas.

Orang - orang di sekelilingku yang selalu mendukungku : P. Dian (kapan - kapan kita daftar API pak), P Udin dan segenap kru klampis Aji, P Ali (terimakasih bukunya pak, juga diskusinya), P So, P Tyok (suwun pak), dan semua yang belum disebutkan diatas

Januari, 2005

P.DIPAPRANATA YUWANA

NB :

untuk teman - teman yang belum lulus, lebih baik terlambat dari pada gak sama sekali. Ojo nyerah rek.

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	ii
ACKNOWLEDGEMENTS	iii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Tujuan	2
1.3. Lingkup Permasalahan	2
1.4. Batasan Masalah	3
1.5. Metodologi	3
BAB II DASAR – DASAR PERANCANGAN	
2.1. Umum	5
2.2. Data-Data Bangunan	6
2.3. Data Tanah	6
2.4. Peraturan-Peratuan Perancangan	6
2.5. Pembebaban	7
2.6. Asumsi dan Metode Analisa	8
2.6.1. Asumsi	8
2.6.2. Metode Analisa	8
BAB III PENGANTAR BETON PRA-CETAK	
3.1. Definisi Beton Pra-Cetak	9
3.2. Industri Beton Pracetak	9
3.3. Transportasi Komponen Pra-Cetak	10
3.4. Pemasangan Element Pracetak	11

3.4.1. Site Plan	11
3.4.2. Peralatan	12
3.4.3. Siklus pemasangan	12
3.4.4. Tenaga	12
3.5. Beberapa Type Element Pracetak	12
3.5.1 Pelat	13
3.5.2 Balok	13
3.6. Keuntungan Beton Pracetak	14
3.7. Aplikasi Sistem Pracetak Pada Gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gaja Mada	15

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Preliminary Design	17
4.1.1. Dimensi Balok	17
4.2. Pemodelan Dan Analisa Struktur Pelat	18
4.3. Perencanaan Pembebaan Pelat	19
4.3.1. Pembebaan Pelat Lantai	19
4.3.2. Pembebaan Pelat Atap	20
4.3.3. Kombinasi Pembebaan	20
4.4 Perencanaan Pelat	21
4.4.1. Penentuan Tebal Pelat	22
4.4.2. Perhitungan Tulangan Pelat	25
4.4.2.1. Penulangan Sebelum komposit	26
4.4.2.2. Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan	28
4.4.2.3. Penulangan Sesudah Komposit	30
4.4.2.4. Penulangan Pelat Yang Terpasang	33
4.4.2.5. Penulangan Stud Pelat Lantai	33
4.4.3. Kontrol Retak	35
4.4.4. Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	36
4.4.5. Perhitungan Tulangan Angkat	36
4.4.6. Kontrol Tegangan Pelat	40

4.5. Perencanaan Tangga	43
4.5.1. Pembebaan Tangga	45
4.5.1.1. Pembebaan Pelat Anak Tangga	45
4.5.1.2. Pembebaan Pelat Bordes	45
4.5.2. Perhitungan Momen	45
4.5.3. Penulangan Tangga	47
4.5.3.1. Penulangan Pelat Anak Tangga	47
4.5.3.2. Penulangan Pelat Bordes	48
4.5.3.3. Penulangan Bagi	49
4.6. Perencanaan Balok Anak	49
4.6.1. Perhitungan Momen dan Geser	49
4.6.2. Perhitungan Beban Terbagi Rata	50
4.6.3. Perhitungan momen	53
4.6.3.1. Momen Sebelum Komposit	53
4.6.3.2. Momen Sesudah Komposit	53
4.6.4. Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit	54
4.6.4.1. Tulangan Tumpuan	54
4.6.4.2. Tulangan Lapangan	54
4.6.5. Perhitungan Tuangan Setelah Komposit	55
4.6.5.1. Tulangan Tumpuan	55
4.6.5.2. Tulangan Lapangan	55
4.6.6. Perhitungan Tulangan Geser	56
4.6.6.1. Tulangan Geser Sebelum Komposit	56
4.6.6.2. Tulangan Geser Sesudah Komposit	57
4.6.7. Pengangkatan Elemen Balok	58
4.6.8. Kontrol Guling	62
4.6.9. Kontrol Lendutan	63
4.6.10. Kontrol Retak	64
4.6.11. Penulangan Stud Balok Anak	65
4.6.11.1. Transfer Gaya Horizontal	65
4.6.11.2. Perhitungan Penulangan Stud	67
4.6.12. Panjang Penyaluran	70

BAB V ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1 Analisa Struktur Utama	71
5.1.1 Umum	71
5.1.2 Pemodelan Struktur	71
5.1.3 Data – Data Perencanaan	71
5.1.4 Perhitungan Pembebaan Vertikal	72
5.1.5 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Gempa	72
5.1.5.1 Perhitungan berat total bangunan	73
5.1.5.2 Perhitungan gaya geser dasar	74
5.1.6 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Angin	79
5.1.7 Pemodelan Struktur	81
5.2 Perancangan Balok Induk	85
5.2.1 Pengangkatan dan Penumpukan Elemen Balok	85
5.2.1.1 Penngangkatan elemen balok	85
5.2.1.2 Penumpukan elemen balok	89
5.2.2 Penulangan Lentur Balok Memanjang	90
5.2.2.1 Penulangan lentur sebelum komposit	90
5.2.2.2 Penulangan lentur setelah komposit	93
5.2.2.3 Penulangan geser dan torsi	96
5.2.2.4 Penulangan stud balok induk	98
5.2.2.5 Panjang penyaluran	102
5.2.2.6 Kontrol lendutan	103
5.2.2.7 Kontrol retak	103
5.2.2.8 Kontrol guling	104
5.3 Perancangan Kolom	106
5.3.1 Umum	106
5.3.2 Panjang tekuk kolom	106
5.3.3 Batasan tulangan kolom	107
5.3.3.1 Kolom pendek	107
5.3.3.2 Kolom Kolom panjang	108
5.3.4 Penulangan lentur kolom	109

5.3.5 Kontrol dengan Bresler Resiprocal Method	113
5.3.6 Penulangan geser dan torsi kolom	115
5.3.7 Pengangkatan dan penumpukan elemen kolom	117
5.4 Perancangan Dinding Geser	119
5.4.1 Umum	119
5.4.2 Kuat beban aksial rancang	119
5.4.3 Perencanaan geser	119
5.4.4 Ketentuan perencanaan dinding geser	120
5.4.5 Ketentuan perencanaan dinding struktural beton khusus	121
5.4.6 Perhitungan penulangan dinding geser	122
5.4.7 Perhitungan penulangan dinding geser	122
5.4.8 Cek kekuatan shearwall	124
5.4.9 Penulangan Lentur Pada Shearwall	124
5.4.10 Penulangan geser horizontal	125
5.4.11 Penulangan geser vertical	126
BAB VI PERENCANAAN SAMBUNGAN	
5.2 Umum	127
5.3 Kriteria Perencanaan Sambungan	128
6.2.1 Kekuatan	128
6.2.2 Daktilitas	128
6.2.3 Daya Tahan	128
6.2.4 Ketahanan Terhadap Kebakaran	129
6.2.5 Perubahan Volume	129
6.2.6 Kesederhanaan Sambungan	129
6.3 Konsep Dasar Sambungan	130
6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban	130
6.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan	131
6.3.3 Stabilitas dan Keseimbangan	131
6.3.4 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya	132
6.3.5 Pola-pola Kehancuran	133

6.4 Pertimbangan – Pertimbangan Perancangan	134
6.5 Penggunaan Topping Beton	136
6.6 Perancangan Sambungan Balok dan Kolom	138
6.6.1 Perencanaan Konsol pada Kolom	138
6.6.2 Perencanaan Reinfoceed Concrete Bearing	143
6.6.3 Perencanaan Sambungan Balok Kolom	146
6.7 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak	148
6.7.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk	148
6.7.2 Penulangan pada Daerah Ujung Balok Anak	152
6.8 Perencanaan Sambungan Antara Kolom Pracetak	154
6.8.1 Menentukan Panjang Penyaluran Kolom	155
6.8.2 Menentukan Tebal Las	157
6.9 Perencanaan Coloum Base Plate	157
6.9.1 Pada saat pemasangan kolom sebelum digROUTING (dicor)	157
6.9.2 Pada saat service (pemakaian)	157
6.9.3 Menentukan jumlah baut	159

BAB VII PERENCANAAN PONDASI

7.1 Umum	161
7.2 Data Tanah	161
7.3 Perencanaan Tiang Pancang	162
7.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang	162
7.3.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	162
7.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Dalam kelompok	163
7.3.4 Beban Maksimum Tiang	164
7.3.5 Daya Dukung Tiang Akibat Gaya Horizontal	164
7.4 Prencanaan Tiang Pancang Pondasi	166
7.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang	166
7.4.2 Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer	167
7.4.3 Beban Maksimum 1 Tiang	168
7.4.4 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	168
7.5 Perencanaan Poer (Pile Cap)	169

7.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang	169
7.5.2 Kontrol Geser pons pada Poer	170
7.5.3 Penulangan Poer	171
7.5.3.1 Penulangan lentur	171
7.5.3.2 Penulangan lentur	174
7.6 Perencanaan Pondasi Shearwall	175
7.6.1 Rencana Jumlah Tiang dan Dimensi Poer	176
7.6.2 Beban Maksimum Tiang	177
7.6.3 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	177
7.7 Perencanaan Sloof (Tie Beam)	179
7.7.1 Data – Data Perencanaan	179
7.7.2 Dimensi Sloof	179
7.7.3 Penulangan Sloof	180
7.7.3.1 Penulangan lentur	180
7.7.3.2 Penulangan geser dan torsi	181

BAB VIII TAHAP PELAKSANAAN

8.1 Uumum	182
8.2 Proses Produksi Elemen Beton Pracetak	182
8.2 Pengangkatan dan Penempatan Crane	183
8.3 Prosespemasangan dan Perakitan Elemen Pracetak	185
8.3.1 Pekerjaan Tiang Pancang	186
8.3.2 Pekerjaan Poer	186
8.3.3 Pekerjaan Sloof	186
8.3.4 Pekerjaan Kolom	186
8.3.5 Pemasangan Elemen Balok Pracetak	187
8.3.6 Pemasangan Elemen Tangga	187
8.3.7 Pemasangan Elemen Pelat Pracetak	187
8.4 Transportasi Elemen Pracetak	188
8.4.1 System Transportasi	188
8.4.2 Jadwal Pengangkutan atau Pemindahan Komponen Beton Pracetak	188
8.4.3 Penempatan Crane	189

BAB IX KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan 189

9.2 Saran 189

DAFTAR PUSTAKA 191**LAMPIRAN** 192

Daftar Tabel

Tabel 1.1	Batasan Masalah Tugas Akhir	3
Tabel 2.1	Data – data Bangunan	6
Tabel 4.1	Tulangan terpasang pada pelat type A	33
Tabel 4.2	Output joint displacement SAP 2000	46
Tabel 4.3	Koefisien friksi μ	66
Tabel 5.1	Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y	76
Tabel 5.2	Waktu getar bangunan dalam arah X (Tx)	76
Tabel 5.3	Waktu getar bangunan dalam arah Y (Ty)	77
Tabel 5.4	Waktu getar bangunan dalam arah X terkoreksi (Tx)	78
Tabel 5.5	Waktu getar bangunan dalam arah Y terkoreksi (Ty)	78
Tabel 5.6	Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 7,20 m	80
Tabel 5.7	Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 2,50 m	80
Tabel 5.8	Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 5,50 m	81
Tabel 5.9	Gaya angin tekan dan hisap melintang bentang 6,00 m	81
Tabel 7.1	Daya dukung akibat friction lateral ini diperoleh dari hasil q_c (dianggap jika q_s tidak dapat diukur langsung).	163

Daftar Gambar

Gambar 4.1	Pelat type A	21
Gambar 4.2	Penampang balok memanjang	22
Gambar 4.3	Potongan Pelat Arah X	26
Gambar 4.4	Diagram gaya geser horizontal penampang komposit	34
Gambar 4.5	Potongan Pelat Arah X	36
Gambar 4.6	Pengaturan jarak tulangan angkat menurut buku “ Precast and Prestressed Concrete “, Figure 5.1.5	37
Gambar 4.7	Garis Netral Pelat Sebelum dan Sesudah Komposit	40
Gambar 4.8	Diagram Tegangan Resultante Pelat	42
Gambar 4.9	Denah Tangga	44
Gambar 4.1	Momen – momen dan Gaya – gaya Melintang dari PBI 1971	50
Gambar 4.11	Potongan Melintang Balok Anak	50
Gambar 4.12	Denah pelat	51
Gambar 4.13	Pembebanan Pelat Trapesium	51
Gambar 4.14	Pembebanan Pelat Segitiga	52
Gambar 4.15	Momen Saat Pengangkatan Balok Dari PCI Design Handbook	58
Gambar 4.16	Letak Garis Netral	59
Gambar 4.17	Letak Titik Pengangkatan	60
Gambar 4.18	Potongan melintang balok	63
Gambar 4.19	Potongan melintang balok daerah tumpuan	67
Gambar 4.20	Potongan melintang balok daerah lapangan	68
Gambar 5.1	Momen saat pengangkatan balok dari PCI Design Handbook	85
Gambar 5.2	Potongan melintang balok	86
Gambar 5.3	Jarak tulangan angkat	87
Gambar 5.4	Penumpukan balok	89
Gambar 5.5	Tributary area balok	91
Gambar 5.6	Beban – beban yang bekerja	92
Gambar 5.7	Potongan balok T	94
Gambar 5.8	Potongan melintang balok pada tumpuan	100

Gambar 5.9	Potongan melintang balok pada tumpuan	101
Gambar 5.10	Potongan melintang balok	105
Gambar 5.11	Penampang Melintang Dinding Geser	123
Gambar 6.1	Mekanisme Pemindahan Beban	131
Gambar 6.2	Model – Model Keruntuhan Gedung	133
Gambar 6.3	Sistem Penulangan Konsol Pendek	138
Gambar 6.4	Perencanaan Sambungan Balok Kolom	146
Gambar 6.5	Rencana pengelasan	146
Gambar 6.6	Rencana Tulangan pada Balok Anak	152
Gambar 6.7	Sambungan Tulangan Kolom	154
Gambar 6.8	Sambungan Antar Kolom Pracetak	156
Gambar 6.9	Sambungan Kolom Pracetak Dengan Pondasi	157
Gambar 6.10	Diagram tegangan yang terjadi	158
Gambar 7.1	Grafik daya dukung tanah hasil CPT	166
Gambar 7.2	Rencana penempatan tiang poer	167
Gambar 7.3	Rencana Pondasi kolom	170
Gambar 7.4	Pemodelan poer arah x sebagai balok kantilever	171
Gambar 7.5	Pengaturan Jarak Tiang Pancang Shearwall	176
Gambar 7.6	Pembebanan Pada Sloof	180
Gambar 8.1	Skema Proses Produksi Elemen Beton Pracetak	184
Gambar 8.2	Bagan tahapan-tahapan pemasangan elemen beton pracetak	185

BAB I
PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Penggunaan metode pracetak dalam pekerjaan struktur di bidang Teknik Sipil menjadi salah satu alternatif pada perencanaan konstruksi, baik di bidang konstruksi gedung, jembatan, dermaga, dan lain sebagainya. Semua ini mengingat semakin besarnya tuntutan pelaksanaan konstruksi yang efektif dan efisien. Metode ini mempunyai beberapa kentungan seperti kecepatan dan kemudahan dalam pelaksanaaan serta kontrol kualitas yang di hasilkan lebih baik dan terjamin.

Dengan peralatan konstruksi yang pada saat ini sudah berkembang pesat, metode konstruksi yang digunakan untuk mendukung system beton pra-cetak dapat dilakukan dengan mudah. Penggunaan alat – alat berat juga sangat berperan penting dalam pelaksanaan konstruksi beton pra-cetak untuk metode konstruksi yang lebih efektif dan efisien. Dengan kelebihan – kelebihan itulah maka semakin banyaknya penggunaan metode pra-cetak pada pembangunan konstruksi – konstruksi di Indonesia, terutama penggunaan metode pra-cetak pada struktur tinggi dengan bentuk gedung typical yang akan menguntungkan jika dilaksanakan dengan menggunakan metode pra-cetak ini. Dengan digunakan metode pra-cetak ini pada struktur tinggi, maka permasalahan utamanya adalah yang diperlukannya suatu ketentuan yang mengatur suatu struktur dengan pra-cetak yang mempunyai kemampuan menerima gaya lateral yang besar akibat gempa yang bekerja pada struktur tersebut.

Mengingat hal diatas itulah maka pada tugas akhir ini, penulis akan merencanakan struktur gedung perkuliahan Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada Jogjakarta dengan menggunakan metode pra-cetak dengan perancangan struktur Building Frame System dan Shearwall yang mengacu pada peraturan SNI 2002.

1.2 TUJUAN

Tujuan utama penulisan Tugas Akhir ini adalah melakukan perancangan gedung perkuliahan Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada Jogjakarta dengan menggunakan metode pra-cetak dan cor setempat serta menggunakan permodelan struktur Building Frame System dan Shearwall dengan menerapkan peraturan SNI 2002.

Dalam perencanaan struktur ini akan didapatkan suatu desain struktur yang rasional dengan memenuhi syarat-syarat keamanan struktur berdasarkan peraturan yang berlaku sehingga didapatkan struktur yang cukup kaku pada daerah gempa zone 3.

1.3 LINGKUP PERMASALAHAN

Permasalahan yang timbul dalam pemanfaatan beton pra-cetak akan berbeda apabila dibandingkan menggunakan beton dengan pengecoran setempat. Permasalahan misalnya bagaimana menciptakan struktur bangunan yang monolit yang mampu menahan beban gravitasi maupun beban lateral. Detailing sambungan pada komponen pra-cetak juga harus mendapatkan porsi pemikiran yang lebih, dalam metode beton pra-cetak, kendala lain yang selalu harus diatasi yaitu bagaimana merencanakan dimensi dari beton pracetak sehingga mampu mendapatkan dimensi yang efisien tanpa meninggalkan kesan estetis dari bangunan.

Demikian pula halnya dengan masalah produksi, pengangkutan, pengangkatan, dan pemasangan diperlukan perencanaan yang lebih efektif. Dengan mempertimbangkan hal diatas maka akan didapatkan system yang tepat dan efisien.

1.4 BATASAN MASALAH

Batasan masalah perencanaan struktur dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

Tabel 1.1 Batasan Masalah Tugas Akhir

KOMPONEN	METODE	KETERANGAN
Balok, Pelat, kolom	Pra-cetak	Balok _{utama} = 7.2 m Balok _{anak} = 6.0 m
Tangga,Poer	Cor di tempat	Pelat = 6 x 3.6 m
Pondasi	Cor di tempat	Kolom = 4.2 m

Dalam perencanaan gedung bertingkat dengan metode pra-cetak, sebenarnya banyak hal yang secara teknis harus diperhatikan. Pada tugas akhir ini masalah dibatasi pada beberapa hal, yaitu :

- 1) Perencanaan balok hanya menggunakan metode pra-cetak biasa (non prestresses)
- 2) Tidak melakukan analisa biaya pada pelaksanaan konstruksi.
- 3) Perencanaan gedung hanya 6 lantai + atap.

1.5 METODELOGI

Dalam sebuah perencanaan struktur umumnya digunakan metode pelaksanaan berbentuk beberapa tahapan yang saling mendukung dalam perencanaan struktur secara keseluruhan, antara lain :

- 1) Menumpulkan dan mempelajari literatur yang berkaitan dengan perencanaan.
- 2) Desain awal
Penentuan dimensi elemen-elemen struktur dengan memperhatikan kemudahan dalam pelaksanaan.
- 3) Analisa pembebanan
- 4) Permodelan struktur meliputi :
 - Struktur utama dimodelkan sebagai *Building Frame System* dengan penahanan beban lateral

- Pada saat pelaksanaan (pemasangan) balok dimodelkan sebagai simple span member. Sedangkan setelah akhir konstruksi (setelah diberi topping) dimodelkan sebagai continuous beam.
 - Pelat lantai demodelkan sebagai diafragma yang mempunyai perletakan jepit pada tumpuannya.
 - Tangga dimodelkan sebagai sistem tangga dengan tumpuan rol pada balok lantai dan sendi pada balok bordes.
 - Secara keseluruhan struktur direncanakan dengan menggunakan duktilitas terbatas.
- 5) Analisa gaya –gaya dalam akibat pembebanan yang terjadi pada struktur
 - 6) Detail elemen struktur termasuk didalamnya pemilihan tipe sambungan yang akan digunakan.
 - 7) Perhitungan gaya-gaya yang terjadi pada pondasi, selanjutnya mendesain dimensi pondasi.
 - 8) Hasil dari perhitungan dibuat dalam bentuk tabel dan dituangkan dalam gambar

BAB II
DASAR – DASAR
PERANCANGAN

BAB II

DASAR – DASAR PERANCANGAN

2.1 UMUM

Dalam penggerjaan Tugas Akhir ini penulis menggunakan gedung dengan tipe typical untuk kemudahan dalam merencanakan menggunakan teknologi pre-cast. Dasar – dasar perancangan adalah segala sesuatu yang akan mendukung dalam merencanakan sebuah struktur. Dasar perancangan, maupun metode perhitungan yang digunakan.

Data – data teknis dapat diambil dari gambar perancangan misalnya ukuran fisik dari elemen bangunan seperti dimensi kolom maupun balok, tebal pelat dan sebagainya. Data teknis dapat pula didapat dari mengenai keadaan dilapangan misalnya pencatatan keadaan tanah untuk selanjutnya dapat dimanfaatkan dalam perhitungan pondasi, pengamatan dilokasi juga untuk menentukan zone gempa dari lokasi tempat dibangunnya sebuah bangunan atau penentuan beban angin yang akan diterima bangunan.

Asumsi perancangan adalah suatu permodelan yang sifatnya sangat penting untuk mengarahkan sebuah perhitungan. Asumsi teknik haruslah berdasar pada logika teknik yang biasa diterapkan pada perancangan sebuah struktur dan disesuaikan dengan data – data teknik yang didapatkan. Dalam perhitungan pembebanan Frame diasumsikan tidak menahan beban lateral baik beban gempa maupun beban angin, namun demikian Frame hendaknya tidak boleh rusak dalam menerima gempa kecil dan tidak boleh runtuh dalam menerima gempa besar.

Dasar perancangan diatas selanjutnya untuk menentukan metode perhitungan yang akan digunakan menghitung pelat, elemen unsur – unsur sekunder, elemen unsur – unsur primer.



2.2 DATA – DATA BANGUNAN

Gedung yang direncanakan oleh penulis mempunyai fungsi utama sebagai gedung perkuliahan. Untuk lebih mengefektifkan penerapan metoda pra-cetak yang digunakan dalam perancangan gedung ini, maka penulis memodifikasi beberapa elemen pada struktur gedung. Adapun data – data gedung adalah sebagai berikut :

Tabel 2.1 Data – data Bangunan

DATA – DATA BANGUNAN	
Nama Bangunan	Gedung Fakultas Kehutanan Unuversitas Gajah Mada
Fungsi Bangunan	Gedung Perkuliahian
Panjang Bangunan	59,20 m
Lebar Bangunan	18 m
Tinggi Bangunan	29,4 m
Fungsi Tiap Lantai	Ruang Perkuliahian
Bahan Struktur	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Beton pra-cetak untuk elemen balok utama, kolom, pelat atap dan lantai. ➤ Beton Cast In Situ untuk elemen tangga, dinding geser dan Overtopping.

2.3 DATA TANAH

Data tanah didapatkan dari laboratorium tanah setelah diadakan penyelidikan tanah, dari hasil penyelidikan tanah yang ada dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai CPT. Dalam perancangan jumlah tiang pancang yang diperlukan, digunakan data tanah hasil uji dari Cone Penetration Test (CPT).

2.4 PERATURAN – PERATURAN PERANCANGAN

Adapun peraturan – peraturan yang digunakan penulis dalam perancangan struktur adalah :

1. Tata Cara Perhitungan Struktur beton untuk Bangunan Gedung SNI 2002.
2. Peraturan Pembekalan Indonesia untuk Gedung 1983.
3. Peraturan Beton Bertulang Indnesia N. 1 – 2 cetakan ke – 7 1979.
4. PCI Design Handbook.

2.5 PEMBEBANAN

Pembebanan yang dimaksud dalam pembahasan berikut adalah beban – beban yang diperkirakan akan bekerja pada struktur gedung perkuliahan yang dirancang oleh penulis. Adapun jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam perancangan gedung ini meliputi :

a. *Beban Mati (PPI 1983 Bab I Pasal 1 Ayat 1)*

Beban mati adalah berat dari seluruh bagian dari suatu gedung yang tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian mesin – mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang terpisahkan dari gedung itu.

b. *Beban Hidup (PPI 1983 Bab III Pasal 3 Ayat 1)*

Beban yang dihasilkan oleh kegunaan fungsi gedung, tidak termasuk beban mati, beban konstruksi dan beban lingkungan. Beban hidup merupakan beban yang bekerja karena pemakaian struktur yang bersangkutan, dan dapat berpindah – pindah serta besarnya sangat bervariasi.

Untuk beban hidup yang bekerja pada lantai gedung harus dambil menurut tabel 3.1 PPI 1983 dimana beban hidup tersebut termasuk perlengkapan ruang sesuai dengan kegunaan ruang yang bersangkutan, dan juga dinding – dinding pemisah ringan dengan berat $\leq 100 \text{ kg/m}^2$. Untuk gedung perkuliahan yang dirancang oleh penulis ini memiliki beban hidup pada lantai adalah sebagai berikut :

- Lantai 1- 7 : 250 kg/m^2 (tabel 3.1 ayat c PPI 1983)
- Atap : 100 kg/m^2

c. *Beban Angin (PPI 1983 Bab IV Pasal 4.2 Ayat 1)*

Beban angin merupakan beban yang mengenai struktur akibat adanya angin dengan kecepatan tertentu yang mengenai struktur. Beban angin mungkin kecil pengaruhnya pada struktur yang tidak terlalu tinggi, namun sangat besar pengaruhnya pada struktur tinggi. Pada perancangan perkantoran ini kecepatan angin 25 kg/m^2 .

d. Beban gempa

Dalam tugas akhir ini penulis merencanakan beban gempa untuk struktur gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada ini menggunakan analisa dinamis.

2.6 ASUMSI DAN METODE ANALISA

2.6.1 Asumsi

Asumsi yang diterapkan oleh penulis berkaitan dengan perancangan gedung perkuliahan ini adalah :

- Struktur tangga direncanakan sebagai frame 2 dimensi. Untuk perletakan bawah diasumsikan sebagai perletakan jepit dan perletakan pada bordes diasumsikan rol. Hal ini diasumsikan guna memberikan kesempatan bagi elemen tangga untuk mengalami pergerakan arah horizontal apabila menerima gaya horizontal.
- Untuk perletakan kolom dasar diasumsikan sebagai jepit.
- Frame hanya menahan beban gravitasi, sedangkan beban lateral ditahan oleh penahan gaya lateral yaitu Shearwall.

2.6.2 Metode Analisa

Metode analisa yang dimaksud adalah bentuk – bentuk atau cara – cara untuk membantu dalam penyelesaian analisa tugas akhir ini. Metode analisa yang digunakan oleh penulis adalah sebagai berikut :

1. Untuk analisa pembebanan dan penentuan gaya dalam menggunakan software analisa struktur utama SAP 2000.
2. Untuk analisa pada elemen sekunder menggunakan bantuan software SAP 2000.
3. Analisa gaya dalam struktur sekunder (pelat) menggunakan tabel koefesien pada PBI 1971 dan mengikuti prosedur perancangan yang diatur dalam SNI 03 – 2847 – 2002.

BAB III
PENGANTAR BETON
PRA-CETAK

BAB III

PENGANTAR BETON PRA-CETAK

3.1 DEFINISI BETON PRA-CETAK

Sistem beton pra-cetak di Indonesia telah mulai dikembangkan sebagai alternatif pelaksanaan konstruksi selain metode cor setempat (Cast In Situ) karena terbukti memiliki beberapa kelebihan di bandingkan metode pelaksanaan konstruksi Cast In Situ terutama di bidang penghematan waktu yang hampir selalu berpengaruh dalam sebuah proyek konstruksi.

Definisi beton pra-cetak dapat disebut sebagai berikut :

1. Definisi beton pracetak menurut SNI 03 – 2847 – 2002

Beton atau komponen beton tanpa atau dengan tulangan yang dicetak terlebih dahulu sebelum dirakit menjadi bangunan.

2. Definisi beton pra-cetak menurut *Plan Cast Precast and Prestressed Concrete (A Design Guide)*

Beton pracetak adalah (*Precast Concrete*) adalah beton yang dicetak di beberapa lokasi (baik di lingkungan proyek maupun di pabrik – pabrik) yang pada akhirnya dipasang pada posisinya dengan suatu sistem sambungan sehingga rangkaian elemen demi elemen beton pra-cetak menjadi suatu kesatuan yang utuh sebagai suatu struktur.

3.2 INDUSTRI BETON PRA-CETAK

Pembuatan elemen pracetak dalam sebuah konstruksi dapat dibagi menjadi dua macam pabrikasi antara lain :

1. Pabrikasi yang bersifat sementara

Pembuatan elemen pracetak dilapangan atau pabrikasi yang bersifat sementara dilakukan apabila luas area dimana proyek tersebut dikerjakan cukup memadai. Disamping itu pula lingkungannya mendukung untuk pergerakan transportasi dari komponen pracetak itu sendiri. Pabrikasi akan berakhir seiring dengan selesainya penggeraan proyek konstruksi.

2. Pabrikasi yang bersifat permanent

Pabrikasi yang permanen ini untuk melayani segala kebutuhan sesuai dengan kapasitas atau kemampuan produksi dari pabrik tersebut. Pabrik yang permanen biasanya membutuhkan area yang sangat luas, dikarenakan produksinya akan dilakukan secara masal dan tentunya harus didukung dengan lokasi sumber bahan baku yang relatif dekat dengan lokasi pabrik. Begitu pun halnya dengan sarana jalan yang memadai guna transportasi komponen pra-cetak dari pabrik ke lokasi proyek yang dituju.

3.3 TRANSPORTASI KOMPONEN PRA-CETAK

Transportasi pemindahan elemen – elemen pra-cetak sejak dari lokasi pabrikasi sampai ke lokasi proyek apabila misalkan elemen pra-cetak tidak di pabrikasikan di tempat proyek merupakan bagian yang terpenting dari rencana penggunaan elemen pra-cetak. Alat transportasi seperti truk dan trailer juga harus disesuaikan dengan elemen yang akan diangkut, demikian pula halnya dengan jalan yang akan dilewati harus cukup memenuhi syarat baik lebar, kemampuan maksimal dari jalan dalam menerima beban sesuai dengan desain awalnya dan syarat – syarat lainnya yang mendukung kelancaran pergerakan dari transportasi elemen pra-cetak tersebut.

Dalam perencanaan pengangkutan elemen pracetak dari lokasi pabrik sampai pada posisi terakhir elemen pra-cetak tersebut akan dipasang minimal harus dipertimbangkan :

1. Berapa lama waktu yang diperlukan untuk mencapai lokasi.
2. Jadwal pemasangan elemen pra-cetak sesuai rencana.
3. Alternatif jalan lain yang dilewati seandainya pada salah satu jalan alternatif terjadi hambatan
4. Daya tampung gudang di proyek dalam menerima elemen pracetak
5. Kemampuan tower crane dalam mengangkut elemen pra-cetak
6. Kejelian dalam pemberian tanda lokasi dimana elemen pra-cetak akan ditempatkan sehingga sekecil mungkin dihindarkan kesalahan pengangkatan oleh tower crane yang disebabkan kesalahan pemberian tanda lokasi pada elemen pra-cetak dalam struktur.

Ketepatan tersedianya elemen pra-cetak di lokasi adalah merupakan hal yang sangat ideal apabila elemen – elemen pra-cetak tepat sampai di lokasi pada saat elemen tersebut akan dipasang sehingga apabila hal tersebut benar – benar tercapai maka akan memperkecil luas total areal penumpukan (luas gudang) di lokasi, sehingga hal ini akan sangat menguntungkan karena ruang - ruang kerja di lokasi proyek menjadi luas. Demikian pula halnya penggunaan peralatan, waktu dan tenaga menjadi lebih efisien.

3.4 PEMASANGAN ELEMEN PRA-CETAK

Teknik pemasangan elemen pra-cetak sangat dipengaruhi oleh beberapa hal yang harus dipertimbangkan oleh perencanaan sebagai berikut :

1. Site Plan
2. Peralatan
3. Siklus Pemasangan
4. Tenaga

3.4.1 Site Plan

Dalam pemasangan elemen pra-cetak sangat penting untuk mengetahui site plan dari proyek yang akan dikerjakan. Dengan site plan yang ada maka akan diperoleh hal – hal sebagai berikut :

- Dapat direncanakan penempatan Tower Crane di lokasi proyek sehingga dapat difungsikan semaksimal mungkin dalam pengoperasiannya untuk pemasangan elemen – elemen pra-cetak ke posisi terakhirnya.
- Dapat direncanakan tempat penumpukan elemen pra-cetak disesuaikan dengan posisi Tower Crane atau dalam pengertian lain gudang penumpukan elemen pracetak dalam jangkauan Tower Crane.
- Perencanaan jalan proyek hendaknya seefisien mungkin terkait dengan posisi Tower Crane dan gudang penumpukan. Oleh karena itu, site plane sangat penting untuk dipelajari, agar pelaksanaan dari proyek dapat seefisien mungkin dan semaksimal mungkin.

3.4.2 Peralatan

Dalam penggunaan elemen pra-cetak yang perlu menjadi pertimbangan perencana adalah sebagai berikut :

- Berapa Tower Crane yang diperlukan dalam suatu proyek agar Tower Crane dapat difungsikan semaksimal mungkin.
- Berapa diameter perputaran Tower Crane .
- Berapa kapasitas angkatan maksimal Tower Crane.
- Peralatan pembantu serta jumlah kebutuhan guna mendukung siklus pemasangan elemen pra-cetak seperti truk dan lain sebagainya.

3.4.3 Siklus pemasangan

Secara garis besarnya siklus pemasangan dari elemen – elemen pra-cetak dapat dijabarkan sebagai berikut :

- Pemasangan elemen balok
- Pemasangan elemen overtopping
- Pemasangan elemen pelat

3.4.4 Tenaga

Dalam penggunaan elemen pra-cetak pemakaian tenaga menjadi lebih sedikit dibandingkan dengan penggunaan sistem konvensional (cast in situ). Justru yang patut menjadi perhatian dalam hal ini adalah koordinasi dari tenaga yang ada guna menjamin kelancaran pergerakan elemen pracetak dilapangan sampai pada pemasangan ke posisi terakhirnya dalam struktur.

3.5 BEBERAPA TYPE ELEMEN PRA-CETAK

Pada tugas akhir ini elemen pra-cetak (*precast*) adalah pelat lantai atau pelat atap, balok dan kolom. Pada elemen pelat lantai/atap, setelah terpasang dilapangan ditambah dengan overtopping. Jenis – jenis elemen pra-cetak (*precast*) yang umum dipakai adalah :

3.5.1 Pelat

Untuk pelat pra-cetak (*precast slab*) ada dua macam jenis yang umum dipakai yaitu :

1. Pelat pra-cetak berlubang (*Hollow Slab*)

Pelat pra-cetak dimana lebih tebal dan biasanya menggunakan kabel pra-tekan. Keuntungannya adalah lebih ringan, durabilitas tinggi, dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Ketebalan hollow core slab 15.2 cm, lebarnya 2.4 – 3.7 cm.



2. Pelat pra-cetak tanpa berlubang (*Non Hollow Core Slab*)

Pelat pra-cetak dimana ketebalannya lebih tipis dibanding dengan pelat pracetak berlubang dan keuntungannya tidak banyak makan tempat sewaktu pampukan. Ketebalan pelat penuh 8.9 – 20.3 cm, lebarnya 2.4 – 3.7 cm.

Namun pada umumnya ukuran ini dapat menyesuaikan dengan permintaan perancang.

3.5.2 Balok

Untuk balok pra-cetak (*precast beam*) ada dua macam jenis yang sering dipakai yaitu :

1. Balok berpenampang berbentuk persegi (*Rectangular Beams*)

Keuntungan dari jenis ini adalah sewaktu pabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor waktu pelaksanaan.

2. Balok berpenampang bentuk U (*U-Shell Beams*)

Keuntungan dari jenis ini adalah lebih ringan dan dapat digunakan pada bentang yang panjang serta penyambungan pada join lebih monolit.

3.6 KEUNTUNGAN BETON PRA-CETAK

Kualitas komponen beton pra-cetak dan beton pra-cetak pratekan yang diproduksi dibawah kondisi dibawah kondisi control kualitas yang ideal akan mempunyai beberapa keuntungan sebagai berikut :

1. Ketebalan elemen kecil (*Shallow Construction Depth*)

Elemen pra-cetak yang dipraktekan akan menyebabkan tebalnya menjadi minimum. Mampu dipergunakan untuk bentang panjang dan terpenting dari segi struktur bias meringankan berat struktur secara keseluruhan.

2. Daya dukung beban tinggi (*High Load Capacity*)

Mempunyai kekuatan lebih tinggi guna menerima beban yang cukup berat .

3. Keawetan (*Durability*)

Beton dengan kualitas ideal memiliki kepadatan dan kekedapan air yang lebih tinggi sehingga beton pra-cetak lebih tahan terhadap korosi, cuaca dan kerusakan – kerusakan lain khususnya kerusakan yang tergantung waktu.

4. Bentang panjang (*Long Span*)

Bentang yang lebih panjang akan lebih leluasa untuk desain interior gedung.

5. Fleksibel untuk dikembangkan (*Flexibility for Expansion*)

Pra-cetak dapat diproduksi untuk fasilitas arah vertical dan horizontal secara lebih mudah. Misalnya untuk listrik, saluran air kotor dengan biaya lebih rendah.

6. Sedikit Perawatan (*Low Maintenance*)

Proses pabrikasi dari beton pra-cetak dengan kontrol kualitas yang baik akan dihasilkan beton dengan kepadatan yang tinggi, sehingga lebih tahan terhadap korosi, secara tidak langsung hanya diperlukan sedikit biaya perawatan.

7. Penyediaan mudah (*Ready Availability*)

Penyediaan beton pracetak dapat dilakukan dengan mudah terutama untuk produksi masal disesuaikan dengan jadwal pemasangan.

8. Ekonomis (*Economy*)

Mempunyai keuntungan biaya rendah dan dapat dilakukan penghematan biaya yang lain. Mahalnya tenaga kerja dilapangan dapat dikurangi sehingga dapat menghemat biaya pelaksanaan.

9. Kontrol kualitas (*Quality Control*)

Produksi beton pra-cetak lebih mudah dilakukan kontrol kualitas disesuaikan dengan spesifikasi yang direncanakan. Dalam pelaksanaannya kontrol kualitas merupakan program utama untuk standar tinggi dari pabrikasi.

10. Transmisi kegaduhan rendah (*Low Noise Transmission*)

Dikarenakan kegiatan elemen sudah banyak dilaksanakan di pabrik dan di lokasi proyek hanya tinggal pemasangan saja, maka tingkat kegaduhan akan sangat berkurang jika dibandingkan dengan cara konvensional.

11. Kontrol dari Creep dan Shrinkage (*Control of Creep and Shrinkage*)

Elemen pra-cetak biasanya dirawat dalam tempat penyimpanan sesudah dicetak 30 sampai 60 hari sebelum dikirim ke lokasi. Bagian terpenting 30 % atau lebih pergerakan dari Creep dan Shrinkage jangka panjang mungkin terjadi sebelum komponen – komponen tergabung dalam satu kesatuan struktur.

12. Kecepatan konstruksi (*Speed of Construction*)

Konstruksi beton pra-cetak akan sangat menghemat waktu pelaksanaan karena seluruh elemen pra-cetak telah diproduksi terlebih dahulu sehingga beberapa tahapan dapat dilaksanakan secara sekaligus.

3.7 APLIKASI SISTEM PRA-CETAK PADA GEDUNG FAKULTAS KEHUTANAN UNIVERSITAS GAJAH MADA

Dari keseluruhan metode sambungan yang diperkenalkan untuk pemilihannya tergantung pada kondisi tempat dimana proyek akan dilaksanakan. Untuk perancangan gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada ini, penulis merencanakan jenis – jenis elemen yang akan digunakan, sistem pabrikasi dan sistem

sambungannya adalah sebagai berikut :

1. Pelat lantai dan pelat atap direncanakan menggunakan jenis pelat pracetak tidak berlubang (*Non Hollow Core Slab*).

2. Balok utama dan kolom direncanakan menggunakan jenis balok pra-cetak berpenampang persegi (*Rectangular*).
3. Sambungan yang dipakai adalah sambungan daktail dengan cor setempat atau sambungan basah serta sambungan kering dengan pengelasan.
4. Elemen pra-cetak diasumsikan dicetak di lokasi proyek.

BAB IV
PERENCANAAN
STRUKTUR
SEKUNDER

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Preliminary Design

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekakuan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan – tegangan akibat pembebahan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung, ataupun tegangan akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian ini meliputi pelat dan tangga. Sebelum menentukan dimensi pelat, perlu diadakan preliminary design untuk menentukan besarnya pembebahan pada pelat.

4.1.1 Dimensi Balok

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.5 tabel 8

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$1,5 \leq \frac{h}{b} \leq 2 \dots \dots \dots \text{ (Wong – Salmon)}$$

➢ Dimensi Balok Arah Memanjang :

Balok dengan $L_b = 7,20$ m, dengan persyaratan f_y diambil 320 Mpa.

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 720 \times \left(0.4 + \frac{320}{700} \right) = 38,57 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $h = 80 \text{ cm}$

$$1,5 \leq \frac{80}{b} \leq 2, b = 40 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $b = 40 \text{ cm}$ **Dimensi balok 40/80**

➢ Dimensi Balok Arah Melintang :

Balok dengan $L_b = 6,00$ m, dengan persyaratan f_y diambil 320 Mpa.

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 600 \times \left(0.4 + \frac{320}{700} \right) = 32,14 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $h = 60 \text{ cm}$

$$1,5 \leq \frac{60}{b} \leq 2, b = 40 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $b = 40 \text{ cm}$ **Dimensi balok 40/60**

➤ Dimensi Balok Anak :

Balok dengan $L_b = 6,00 \text{ m}$, dengan persyaratan f_y diambil 320 Mpa .

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 600 \times \left(0.4 + \frac{320}{700} \right) = 32,14 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $h = 60 \text{ cm}$

$$1,5 \leq \frac{60}{b} \leq 2, b = 30 \text{ cm}$$

..... dipakai ... $b = 30 \text{ cm}$ *Dimensi balok 30/60*

4.2 Pemodelan Dan Analisa Struktur Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 14 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 9 cm dan pelat cor setempat dengan tebal 5 cm . Peraturan yang digunakan sebagai patokan menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebaran Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Desain pelat direncanakan pada dua keadaan yaitu :

1. *Sebelum Komposit*

Keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran topping yaitu komponen pra-cetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas.

2. *Sesudah Komposit*

Keadaan ini terjadi apabila topping dan elemen pra-cetak pelat telah bekerja bersama - sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis.

Pemodelan pelat terutama perletakan baik pada saat sebelum komposit dan setelah komposit akan digunakan untuk perhitungan tulangan pelat. Pelat pada saat awal pemasangan atau saat sebelum komposit diasumsikan memiliki perletakan bebas dengan tulangan lapangan saja.

Sedangkan pada saat setelah komposit diasumsikan sebagai perletakan terjepit elastis. Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada dua keadaan diatas. Selain tulangan untuk menahan beban gravitasi perlu juga diperhitungkan tulangan angkat yang sesuai pada pemasangan pelat pracetak.

4.3 Perencanaan Pembebanan Pelat

Besarnya beban yang bekerja sesuai dengan PPIUG 1983

4.3.1 Pembebanan Pelat Lantai

Sebelum Komposit

Untuk mengantisipasi adanya penumpukan saat pengecoran topping maka tebal topping dalam perhitungan beban perlu diadakan penambahan ketebalan topping sebesar 0,02 m, sehingga dalam perhitungan ketebalan topping menjadi 0,07 m (*dalam perhitungan beban saja*).

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat sendiri} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots\dots\dots (a)$$

2. Beban hidup (LL)

$$\text{Berat kerja} = 200 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots\dots\dots (b)$$

Dalam pembebanan sebelum komposit akan diperhitungkan dua keadaan yaitu:

1. Berat orang yang bekerja dan peralatanya pada saat pemasangan pelat pra-cetak ataupun saat pengecoran topping dianggap sebagai beban kerja (b), berat topping (a) belum bekerja.
2. Topping telah terpasang tapi belum berkomposit dengan pelat pra-cetak, sehingga yang terjadi hanya beban topping (a).

Pada dua keadaan ini dicari nilai yang paling kritis.

Setelah Komposit

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0.14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafonn + Penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ubin (} t = 2 \text{ cm }) = 0.02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (} t = 2 \text{ cm }) = 0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting AC + pipa} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 454 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ Beban Hidup (LL)} = 250 \text{ kg/m}^2$$



4.3.2 Pembebanan Pelat Atap

Sebelum Komposit

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat sendiri} = 0.08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban hidup (LL)

$$\text{Berat kerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Setelah Komposit

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0.14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafonn + Pengantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (t = 1 cm)} = 0.01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t = 2 cm)} = 0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting AC + pipa} = 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2$$

DL = 420 kg/m²

$$2. \text{ Beban Hidup (LL)} = 100 \text{ kg/m}^2$$

4.3.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembeban yang digunakan berdasar SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 10.2

$$Qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

1. Beban Kombinasi Pelat Lantai

- Beban Kombinasi Sebelum Komposit

Keadaan 1, ada beban kerja

$$Qu_1 = 1,2(192) + 1,6(200) = 550,40 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, topping telah terpasang

$$Qu_1 = 1,2(192 + 192) + 1,6(0) = 460,8 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Kombinasi Setelah Komposit

$$Qu_2 = 1,2(454) + 1,6(250) = 944,8 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Kombinasi Pelat Atap

- Beban Kombinasi Sebelum Komposit

Keadaan 1, ada beban kerja

$$Qu_3 = 1,2(192) + 1,6(200) = 550,40 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2, topping telah terpasang

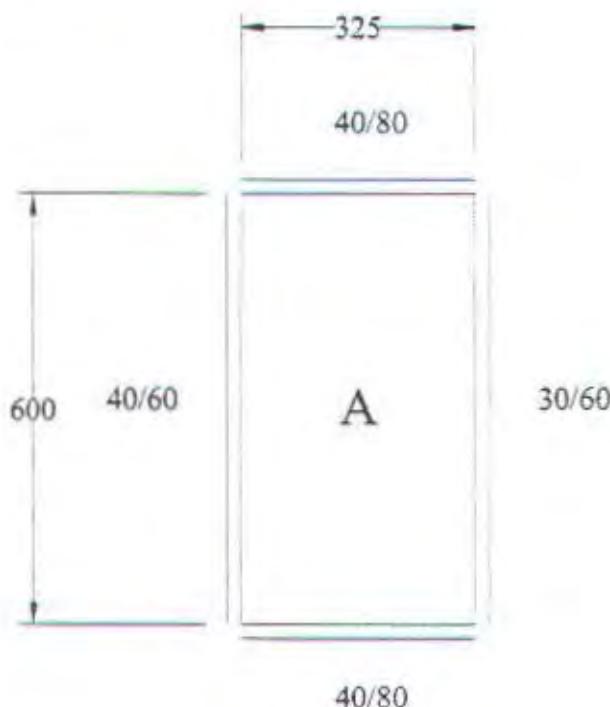
$$Qu_3' = 1,2(192 + 192) + 1,6(0) = 460,8 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Kombinasi Setelah Komposit

$$Qu_4 = 1,2(420) + 1,6(100) = 664 \text{ kg/m}^2$$

4.4 Perencanaan Pelat

Sebagai contoh dilakukan pada pelat type A. Sesuai dengan tabel 8 SNI 03 – 2847 – 2002, tebal minimum balok nonpratekan atau pelat satu arah apabila lendutan tidak dihitung dimana komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.



Gambar 4.1 Pelat type A

4.4.1 Penentuan Tebal Pelat

$$L_n = 600 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 500 \text{ cm}$$

$$S_n = 325 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 317 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{500}{317} = 1,57 \dots \dots \dots \text{pelat dua arah}$$

- Kontrol tebal pelat

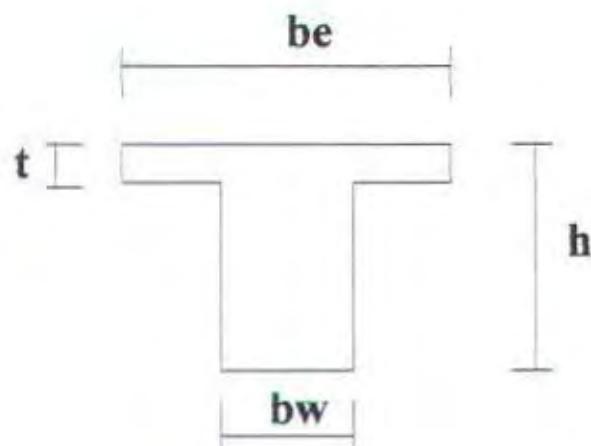
Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 :

Untuk balok memanjang

$$t = 14 \text{ cm}$$

$$bw = 50 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$



Gambar 4.2 Penampang balok memanjang

$$be_1 \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} 325 = 81,25 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq 2 \times (8 \times t) = 2 \times (8 \times 14) = 224 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq 2 \times \frac{1}{2} (L_b - bw) = 2 \times \frac{1}{2} (325 - 50) = 275 \text{ cm}$$

..... jadi $be = 81,25 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{81,25}{50} - 1 \right) x \left(\frac{14}{80} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{14}{80} \right) + 4 \left(\frac{14}{80} \right)^2 + \left(\frac{81,25}{50} - 1 \right) x \left(\frac{14}{80} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{81,25}{50} - 1 \right) x \left(\frac{14}{80} \right)}$$

$$= 1,2$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$= \frac{1}{12} \times 50 \times 80^3 \times 1,2 = 2560000 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times bs \times t^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 325 \times 14^3 = 74316,67 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 34,45$$

Untuk balok melintang

$$t = 14 \text{ cm}$$

$$bw = 40 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$be_1 \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 \leq 2 \times (8 \times t) = 2 \times (8 \times 14) = 224 \text{ cm}$$

$$be_3 \leq 2 \times \frac{1}{2} (L_b - bw) = 2 \times \frac{1}{2} (600 - 40) = 560 \text{ cm}$$

....., jadi $be = 150 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{150}{40} - 1 \right) x \left(\frac{14}{70} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{14}{70} \right) + 4 \left(\frac{14}{70} \right)^2 + \left(\frac{150}{40} - 1 \right) x \left(\frac{14}{70} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{150}{40} - 1 \right) x \left(\frac{14}{70} \right)}$$

$$= 1.69$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 \times 1.69 = 1932233.33 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times bs \times t^3 = \frac{1}{12} \times 600 \times 13^3 = 109850 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 17.59$$

$$\text{Sehingga } a_m = \frac{1}{4} (34.45 + 34.45 + 17.59 + 17.59) = 26.02$$

Kontrol tebal pelat

Tebal pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Untuk a_m lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\lambda_n \left(0,8 - \frac{f_y}{1500} \right)}{36 - 9\beta}$$

$$h = \frac{500 \left(0,8 - \frac{320}{1500} \right)}{36 - 9 \times 1,57} = 13.41$$

tebal pelat rencana 14 > 13.4

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Jadi tebal pelat 14 cm telah memenuhi syarat.

4.4.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Seperti pembahasan diatas, perhitungan penulangan akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua penulangan sesudah komposit. Untuk kemudian dipilih tulangan yang layak untuk digunakan dengan memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan diatas, tulangan pelat mempergunakan tulangan yang untuk mempermudah pelaksanaan. Pada tugas akhir ini akan dicontohkan penulangan pada pelat lantai.

Tahapan yang akan digunakan penulis dalam menentukan tulangan lentur pelat antara lain :

1. Menentukan data – data d , f_y , f'_c , dan M_u
2. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pers. (3)}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 12.3.3}$$

$$\rho_{min} = 0,002 \dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 9.12.2}$$

3. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan.

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \dots\dots \text{bandingkan dengan harga } \rho_{min} \text{ dan } \rho_{max}$$

4. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapatkan

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

Data – data perencanaan untuk penulangan pelat :

- Dimensi pelat (6x3,25)
- Tebal pelat (pra-cetak + topping cor setempat) 140 mm
- Tebal deking 20 mm
- Diameter tulangan rencana 12 mm
- Mutu tulangan $f_y = 320$ MPa
- Mutu beton $f'_c = 30$ MPa

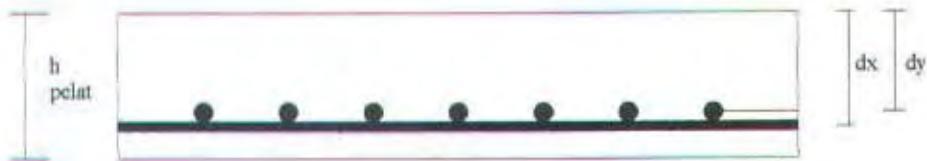
- Untuk sebelum komposit :

$$dx = 90 - 20 - 0.5(12) = 54 \text{ mm}$$

$$dy = 90 - 20 - 12 - 0.5(12) = 52 \text{ mm}$$
- Untuk sesudah komposit :

$$dx = 140 - 20 - 0.5(12) = 114 \text{ mm}$$

$$dy = 140 - 20 - 12 - 0.5(12) = 102 \text{ mm}$$
- $B_1 0,85$ untuk f_c' hingga 30 MPa (SNI 03 – 2847 – 2002 12.2.7 (2))



Gambar 4.3 Potongan Pelat Arah X

4.4.2.1 Penulangan Sebelum Komposit

$$Q_{ul} = 550,40 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 64 \text{ mm}$$

$$dy = 52 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{min} = 0,002$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{500}{317} = 1,58$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen

- $M_{lx} = 0,001 q (Lx)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 84$
- $M_{ly} = 0,001 q (Ly)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 41$

Sehingga :

$$M_{lx} = 0,001 \times 550,40 \times 3,17^2 \times 84 = 536,5 \text{ kgm} = 0,5365 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times 550,40 \times 3,17^2 \times 41 = 210,2 \text{ kgm} = 0,2102 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

1. Penulangan Arah X

- Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,5365 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 54^2} = 2,3 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,3}{320}} \right) = 0,0076$$

ternyata $\rho_{min} = 0,002 < \rho < \rho_{max} = 0,033$

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0076 \times 1000 \times 54 \\ &= 410,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($= 240 \text{ mm}$)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$\emptyset 12 - 240 \text{ mm}$

$$As_{ada} = 471 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 410,4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Karena momen yang terjadi sama maka tulangan tumpuan sama dengan tulangan lapangan.

2. Penulangan Arah Y

- Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,2102 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 42^2} = 1,5 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,5}{320}} \right) = 0,0048$$

ternyata $\rho_{min} = 0,002 < \rho < \rho_{max} = 0,033$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0048 \times 1000 \times 42$$

$$= 201,6 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 240 mm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$$\varnothing 12 - 240 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{ada}} = 471 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 201,6 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Karena momen yang terjadi sama maka tulangan tumpuan sama dengan tulangan lapangan.

4.4.2.2 Penulangan Sebelum Komposit Akibat Pengangkatan

Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku " Precast And Prestressed Concrete ", figure 5.2.5. Dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu sebagai berikut :

$$M_x = 0,0054 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0027 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat type $6 \times 3,25$, sehingga $a = 3,25 \text{ m}$, $b = 6 \text{ m}$

Dengan $w = 0,08 \times 2400 = 2880 \text{ kg/m}^2$

Sehingga :

$$M_x = 0,0054 \times 2880 \times 3,25^2 \times 6 = 985,61 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0027 \times 2880 \times 3,25 \times 6^2 = 909,79 \text{ kgm}$$

1. Penulangan Arah X

- Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,98 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 54^2} = 4,2 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 4,2}{320}} \right) = 0,0145$$

ternyata $\rho_{min} = 0,002 < \rho < \rho_{max} = 0,033$

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0145 \times 1000 \times 54$$

$$= 783 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($= 240 \text{ mm}$)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$\emptyset 12 - 110 \text{ mm}$

$A_{s_{\text{ada}}} = 1028,2 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 783 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$

2. Penulangan Arah Y

- Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,91 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 42^2} = 6,45 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 6,45}{320}} \right) = 0,024$$

ternyata $\rho_{min} = 0,002 < \rho < \rho_{max} = 0,033$

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,024 \times 1000 \times 42$$

$$= 1008 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat ($= 240 \text{ mm}$)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$$\varnothing 12 - 110 \text{ mm}$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 1028,2 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 1008 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.4.2.3 Penulangan Sesudah Komposit

Sebagai contoh diberikan penulangan pada pelat lantai type 6 x 3,25

$$Q_{\text{ultimate}} = 944,8 \text{ kg/m}^2$$

$$dx = 114 \text{ mm}$$

$$dy = 102 \text{ mm}$$

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



$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,0443 = 0,033$$

$$\rho_{min} = 0,002$$

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{500}{317} = 1,58$$

Dengan menggunakan koefisien PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen :

- $Mly = 0,001 q (Lx)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 36$
- $Mtx = -0,001 q (Lx)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 58$
- $Mty = -0,001 q (Lx)^2 c_x$ dengan nilai $c_x = 58$

Sehingga :

- $Mly = 0,001 \times 944,8 \times 3,17^2 \times 36 = 341,79 \text{ kgm} = 0,342 \times 10^7$
- $Mtx = -0,001 \times 944,8 \times 3,17^2 \times 58 = 550,66 \text{ kgm} = 0,550 \times 10^7$
- $Mty = -0,001 \times 944,8 \times 3,17^2 \times 58 = 550,66 \text{ kgm} = 0,550 \times 10^7$

1. Penulangan Arah X

- Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,550 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 114^2} = 0,53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,53}{320}} \right) = 0,0017 \end{aligned}$$

ternyata $\rho < \rho_{min} = 0,002$, dipakai ρ_{min}

Tulangan arah X sebelum komposit :

$$A_s \text{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 114$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 240 mm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$\varnothing 12 - 240 \text{ mm}$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 471 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 410,4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

- * Karena momen yang terjadi sama maka tulangan tumpuan sama dengan tulangan lapangan.

3. Penulangan Arah Y

- * Tulangan lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0,8 \times 1000 \times dx^2} = \frac{0,342 \times 10^7}{0,8 \times 1000 \times 102^2} = 0,41 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,41}{320}} \right) = 0,0013$$

ternyata $\rho < \rho_{\min} = 0,002$, dipakai ρ_{\min}

Tulangan arah Y sebelum komposit :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 114$$

$$= 228 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 9.6 (5) disebutkan :

Jarak tulangan utama $\leq 3 \times$ tebal pelat (= 240 mm)

$$\leq 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur

$\varnothing 12 - 240 \text{ mm}$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 471 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 410,4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.4.2.4 Penulangan Pelat Yang Terpasang

Penulangan pelat yang terpakai atau yang akan dipasang adalah dipilih pebulangan yang paling banyak dari keadaan diatas (keadaan sebelum komposit, akibat pengangkatan, sesudah komposit) yaitu sebagai berikut :

Tabel 4.1 Tulangan terpasang pada pelat type A

Type Pelat	Tulangan Terpasang (mm ²)			
	Tulangan Lapangan		Tulangan Tumpuan	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
6 X 3,6	Ø12 – 110 As = 1028,2 mm ²	Ø12 – 110 As = 1028,2 mm ²	Ø12 – 240 As = 471 mm ²	Ø12 – 240 As = 471 mm ²

4.4.2.5 Penulangan Stud Pelat Lantai

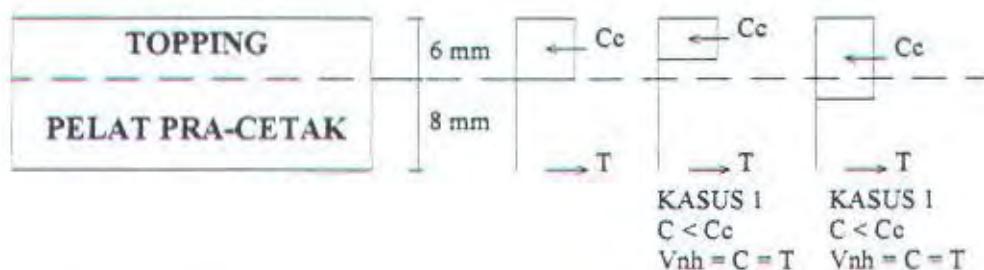
Pada perencanaan yang memakai elemen dari pra-cetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horizontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh element pra-cetak maupun oleh topping cor ditempat. Guna mengikat elemen pra-cetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

Dalam SNI 03 -2847 – 2002 19.5 (3) geser horizontal dapat ditentukan dengan jalan menghitung perubahan actual gaya takan atau gaya tarik di dalam sembarang segmen, dan pengaturan harus dilakukan untuk menyalurkan gaya tersebut sebagai geser horizontal kepada elemen pendukung.

Gaya geser horizontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

- Kasus 1 : Gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat
- Kasus 2 : Gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



Gambar 4.4 Diagram gaya geser horizontal penampang komposit

Contoh perhitungan :

Pelat type 6 m x 3,25 m

$$C_c = 0,85 \times f_{c'} \times A_{topping}$$

$$= 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 60 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$$

$$= 1530000 \text{ N} = 1530 \text{ KN}$$

Dipakai atud D12 mm

$$A_s = 0,25 \times 3,14 \times 12^2 = 113,04$$

$$V_{nh} = C = T$$

$$= A_s \times f_y$$

$$= 113,04 \times 320 = 36172,8 \text{ N} = 36,1728 \text{ KN}$$

$$0,6 A_c = 0,6 \times 1000 \times (114) = 68400 \text{ N} = 68,4 \text{ KN} > V_{nh}$$

Sesuai SNI 03 - 2847 - 2002 :

- Pasal 19.5 2 (2) : bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19.6 dan bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan, tetapi tidak dikasarkan, maka kuat geser Vnh tidak boleh diambil lebih besar daripada 0,6 b_vd₁ dalam Newton.
 - Pasal 19.6 1 : bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horizontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang daripada luas yang diperlukan oleh 13.5(5(3)), dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung, 600 mm.
 - Pasal 13.5 5 (3)

$$Av_{\min} = \frac{bw \times s}{3 \times fv} = \frac{1000 \times (4 \times 50)}{3 \times 320} \quad 208,3 \text{ mm}$$

4.4.3 Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negative maksimum harus dipropsorsikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh :

Z = f_g ∛d_{cA} SNI 03 – 2847 – 2002 12.6 (4)

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan.

F_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil 0.6 f_y

$$= 0.6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar kepusat batang tulangan (decking + setengah jari – jari tulangan)

= 26 mm untuk arah x

= 38 mm untuk arah v

A = Luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan (dalam hal ini diambil selebar 1m) tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan dalam 1m tersebut.

- Retak dalam arah x

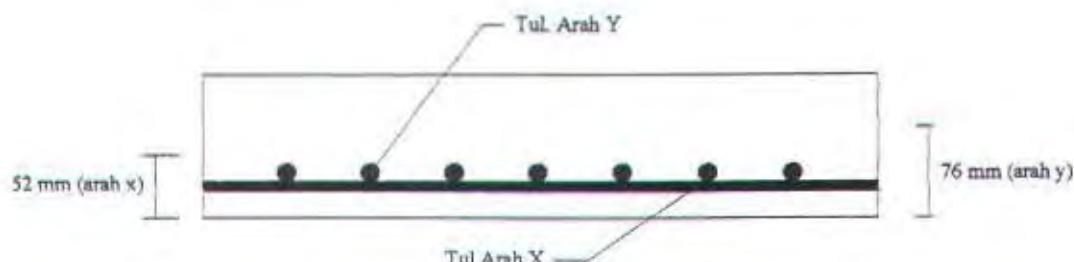
$$A = (0,052 \times 1 \text{ m}) : 9 = 0,00577 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,026 \times 0,00577} = 10,2 \text{ MN / m} < 30 \text{ MN / m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Retak dalam arah y

$$A = (0,076 \times 1 \text{ m}) : 7 = 0,00109 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,038 \times 0,00109} = 14,293 \text{ MN / m} < 30 \text{ MN / m} \dots \dots \dots \text{OK}$$



Gambar 4.5 Potongan Pelat Arah X

4.4.4 Panjang Penyaluran Tulangan Pelat

Panjang penyaluran harus disediakan cukup untuk tulangan pelat sebelum dan sesudah komposit. Panjang penyaluran didasarkan pada SNI 03 – 2847 – 2002 :

$$1. \lambda_{dh} > 8d_b = 8 \times 12 = 96 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{SNI 03 – 2847 – 2002 (14.5 (1))}$$

$$2. \lambda_{dh} > 150 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{SNI 03 – 2847 – 2002 (14.5 (1))}$$

$$3. \lambda_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f_c}} = \frac{100 \times 12}{\sqrt{30}} = 219,089 \dots \text{SNI 03 – 2847 – 2002 (14.5 (2))}$$

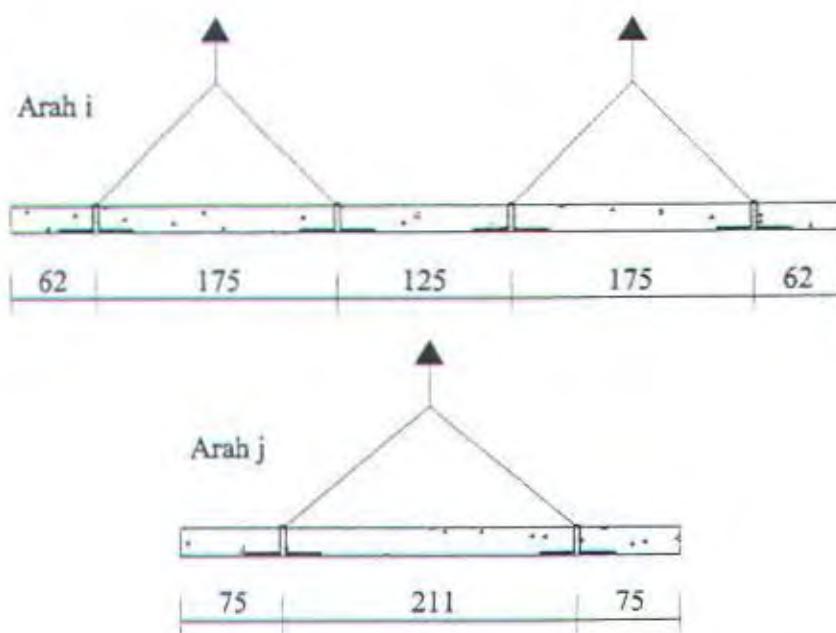
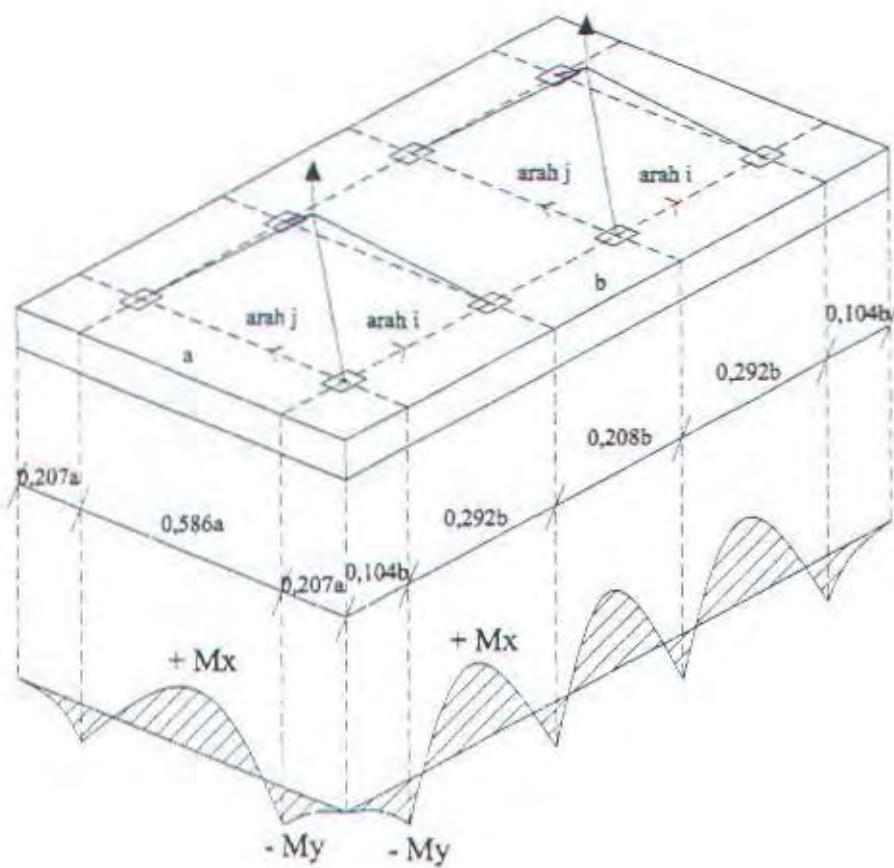
$$4. \lambda_{dh} = \lambda_{hb} \times \frac{f_y}{400} = 175,27 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{SNI 03 – 2847 – 2002 (14.5 (3.1))}$$

Maka dipakai panjang penyaluran $\lambda_{dh} = 200 \text{ mm}$

4.4.5 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pra-cetak harus pula diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat.

Contoh perhitungan pelat dimensi 600 cm X 325 cm dengan empat titik pengangkatan (four point pick – up) seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Pengaturan jarak tulangan angkat menurut buku
“ Precast and Prestressed Concrete ”, Figure 5.1.5

Kontrol Tulangan Angkat

$$F_{plat} < f_{cr}$$

f_{cr} untuk beton 3 hari adalah 2,4 Mpa

$$Y_c = 0,5 \times 0,08 = 0,04 \text{ m}$$

Berdasarkan PCI Design Handbook (Fig. 5.2.5 page 5 – 8), momen maksimum diperhitungkan berdasarkan gambar diatas :

- Arah i sama dengan arah y
- Arah j sama dengan arah x

$$w = (0,08 \times 2400) + 200 = 392 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} + M_x = - M_x &= 0,0054 w a^2 b \\ &= 0,0054 \times 392 \times 3,25^2 \times 6 \\ &= 134,15 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} + M_y = - M_y &= 0,0027 w a b^2 \\ &= 0,0027 \times 392 \times 3,25 \times 6^2 \\ &= 123,83 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$P = \frac{5775,36}{8} = 721,92 \text{ kg}$$

$$M_y = \frac{P \times y_c}{tg 45} = \frac{721,92 \times 0,04}{tg 45} = 28,88 \text{ kgm}$$

$$M_{tot} = 123,83 + 28,88 = 152,71 \text{ kgm}$$

- M_y ditahan oleh penampang selebar $a/2 = \frac{325}{2} = 162,5 \text{ cm}$

$$Z = \frac{1}{6} \times 162,5 \times 8^2 = 1733,33 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 11.5 (2.3)}$$

$$f_r = 3,834 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{152,71 \times 10^4}{1733,33 \times 10^3} = 0,881 \text{ Mpa} < f_r = 3,834 \text{ Mpa}$$

- Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan arah j.
- Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 1,3 cm
- Pada perhitungan beban ultimate ditambahkan koefisien kejut (k = 1,2) pada saat pengangkatan.
- $DL = 0,08 \times 6 \times 3,25 \times 2400 = 3744 \text{ kg}$
- Sesuai PPIUG 1983 pasal 3.2 butir (2) subbutir (b) bahwa beban 1 orang pekerja adalah 100 kg.

Dalam hal ini dianggap ada 2 pekerja yang ikut serta diatas pelat untuk mengatur dan mengarahkan posisi pelat.

Maka LL = 200 kg.

$$\text{Beban Ultimate} = (1,2 \times 1,2 \times 3744) + (1,2 \times 1,6 \times 200) = 5775,36 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{5775,36}{8} = 721,92 \text{ kg}$$

Sesuai dengan PPBBI pasal 3.7.1 tegangan tarik ijin baja U 32

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{f_y}{1,5} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Maka diameter tulangan angkat} = \sqrt{\frac{4 \times Tu}{\pi \times \sigma_{ijin}}} = \sqrt{\frac{4 \times 721,92}{\pi \times 2133,33}} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\alpha_i = \text{arcTg} \frac{0,5 \times 0,292b}{h} = \text{arcTg} \frac{0,876}{1,3} = 33,97^\circ$$

$$\alpha_j = \text{arcTg} \frac{0,5 \times 0,586a}{h} = \text{arcTg} \frac{0,952}{1,3} = 36,21^\circ$$

Faktor gaya horizontal :

$$T_i = Tu \times \cos \alpha_i = 721,92 \times \cos 33,97^\circ = 598,71 \text{ kg}$$

$$T_j = Tu \times \cos \alpha_j = 721,92 \times \cos 36,21^\circ = 582,47 \text{ kg}$$

Di ambil yang terbesar $P = 598,71 \text{ kg}$

Maka diameter tulangan angkat arah i dan arah j :

$$\varnothing_{\text{tul angkat}} \geq \sqrt{\frac{4 \times 598,71}{3,14 \times 2133,33}} = 0,598$$

Jadi dipakai tulangan angkat $\varnothing 8 \text{ mm}$

- My ditahan oleh penampang selebar $15 \cdot t = 120$ cm atau $b/4 = \frac{600}{2} = 150$ cm,
ambil yang terkecil = 120 cm

$$Z = \frac{1}{6} \times 162,5 \times 8^2 = 1733,33 \text{ cm}^3$$

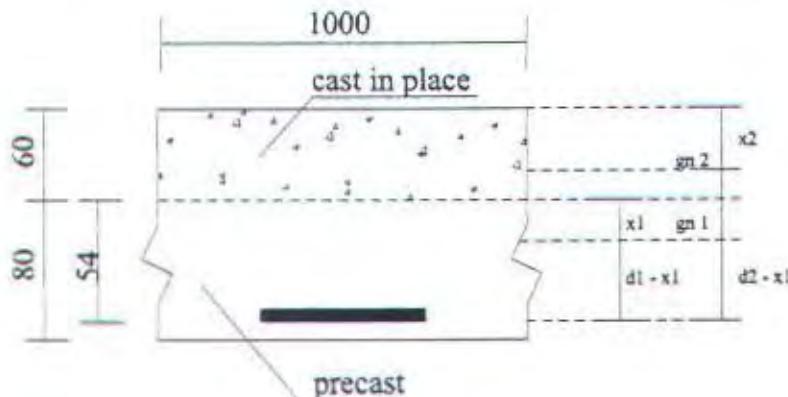
$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_c'} \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 11.5 (2.3)}$$

$$f_r = 3,834 \text{ Mpa}$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{152,71 \times 10^4}{1733,33 \times 10^3} = 0,881 \text{ Mpa} < f_r = 3,834 \text{ Mpa}$$

4.4.6 Kontrol Tegangan Pelat

Kontrol tegangan – tegangan yang timbul pada pelat pra-cetak untuk tanpa penyangga (unproved)



Gambar 4.7 Garis Netral Pelat Sebelum dan Sesudah Komposit

Titik berat sebelum komposit

$$\frac{1}{2} \times 1000 \times X_1^2 = n \times As \times (d_1 - x_1)$$

$$500 \times X_1^2 = 8 \times 1028,2 \times (54 - x_1) \quad x_1 = 22,69 \text{ mm}$$

Titik berat sesudah komposit

$$\frac{1}{2} \times 1000 \times X_2^2 = n \times As \times (d_2 - x_2)$$

$$500 \times X_2^2 = 8 \times 1028,2 \times (114 - x_2) \quad x_2 = 35,85 \text{ mm}$$

Tegangan sebelum komposit

$$M_{sbl} = 0,5365 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_1^3 + n \cdot A_s \cdot (d_1 - x_1)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 22,69^3 + 8 \cdot 1028,2 \cdot (54 - 22,69)^2 = 11957565,1485 \text{ mm}^4$$

$$Ya = x_1 = 22,69 \text{ mm}, yb = (d_1 - x_1) = 31,31 \text{ mm}$$

$$\text{Teg serat atas} = \frac{Mcbl \times ya}{Icr} = \frac{0,5365 \times 10^7 \times 22,69}{11957565,1485} = 10,18 \text{ Mpa}$$

$$\text{Teg serat bawah} = \frac{Mcbl \times yb}{Icr} = \frac{0,98561 \times 10^7 \times 31,31}{11957565,1485} = 14,05 \text{ Mpa}$$

Tegangan setelah komposit

$$M_{sbl} = 0,550 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

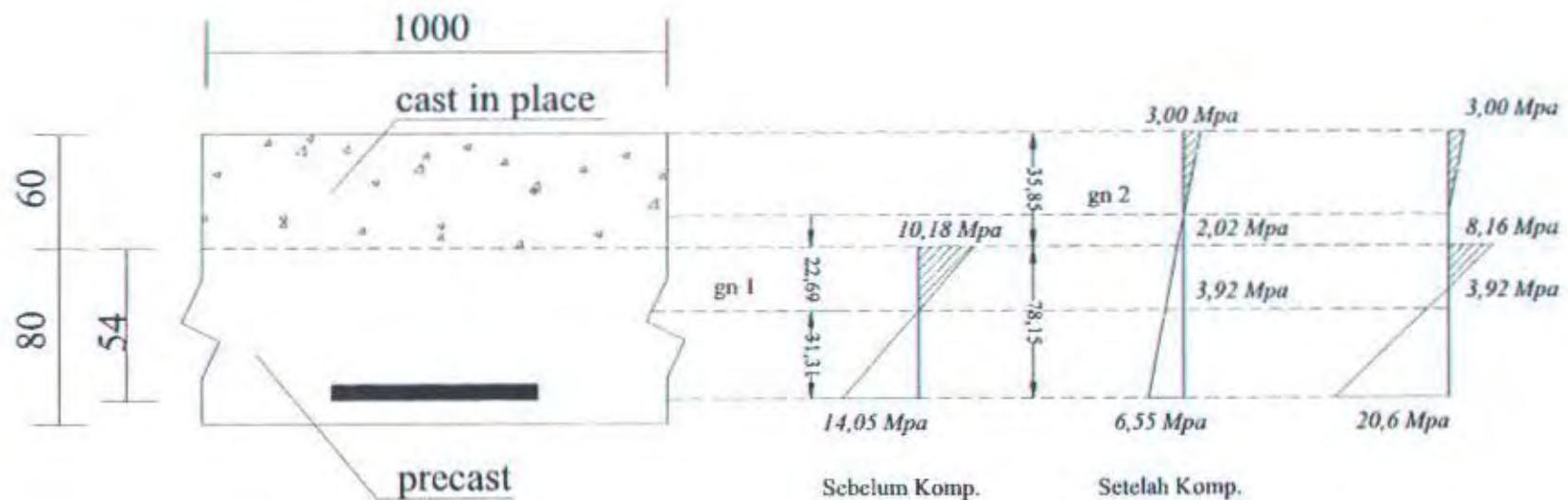
$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_2^3 + n \cdot A_s \cdot (d_2 - x_2)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot 1000 \cdot 35,85^3 + 8 \cdot 1028,2 \cdot (114 - 35,85)^2 = 65595623,391 \text{ mm}^4$$

$$Ya = x_1 = 35,85 \text{ mm}, yb = (d_1 - x_1) = 78,15 \text{ mm}$$

$$\text{Teg serat atas} = \frac{Mcbl \times ya}{Icr} = \frac{0,550 \times 10^7 \times 35,85}{65595623,391} = 3,00 \text{ Mpa}$$

$$\text{Teg serat bawah} = \frac{Mcbl \times yb}{Icr} = \frac{0,550 \times 10^7 \times 78,15}{65595623,391} = 6,55 \text{ Mpa}$$



Gambar 4.8 Diagram Tegangan Resultante Pelat

4.5 Perencanaan Tangga

Struktur tangga dimodelkan sebagai frame dua dimensi dengan perletakan sendi serta rol pada bagian bordes. Perhitungan momen dilakukan dengan program SAP 2000.

Data – data perencanaan

- Tebal pelat miring = 15 cm

Tebal pelat bordes = 15 cm

- Diameter tulangan lentur = 12 mm
 - Tebal selimut beton = 20 mm
 - $\rho_{\min} = 0,002 \quad \rho_{\max} = 0,033$
 - Lebar injakan i = 30 cm
 - Tinggi injakan dihitung sebagai berik

$$60 \leq 2 \cdot t + i \leq 62$$

$$60 \leq 2 \cdot t + 30 \leq 62$$

$$14 \leq t \leq 15$$

sehingga $t_1 = 15 \text{ cm}$

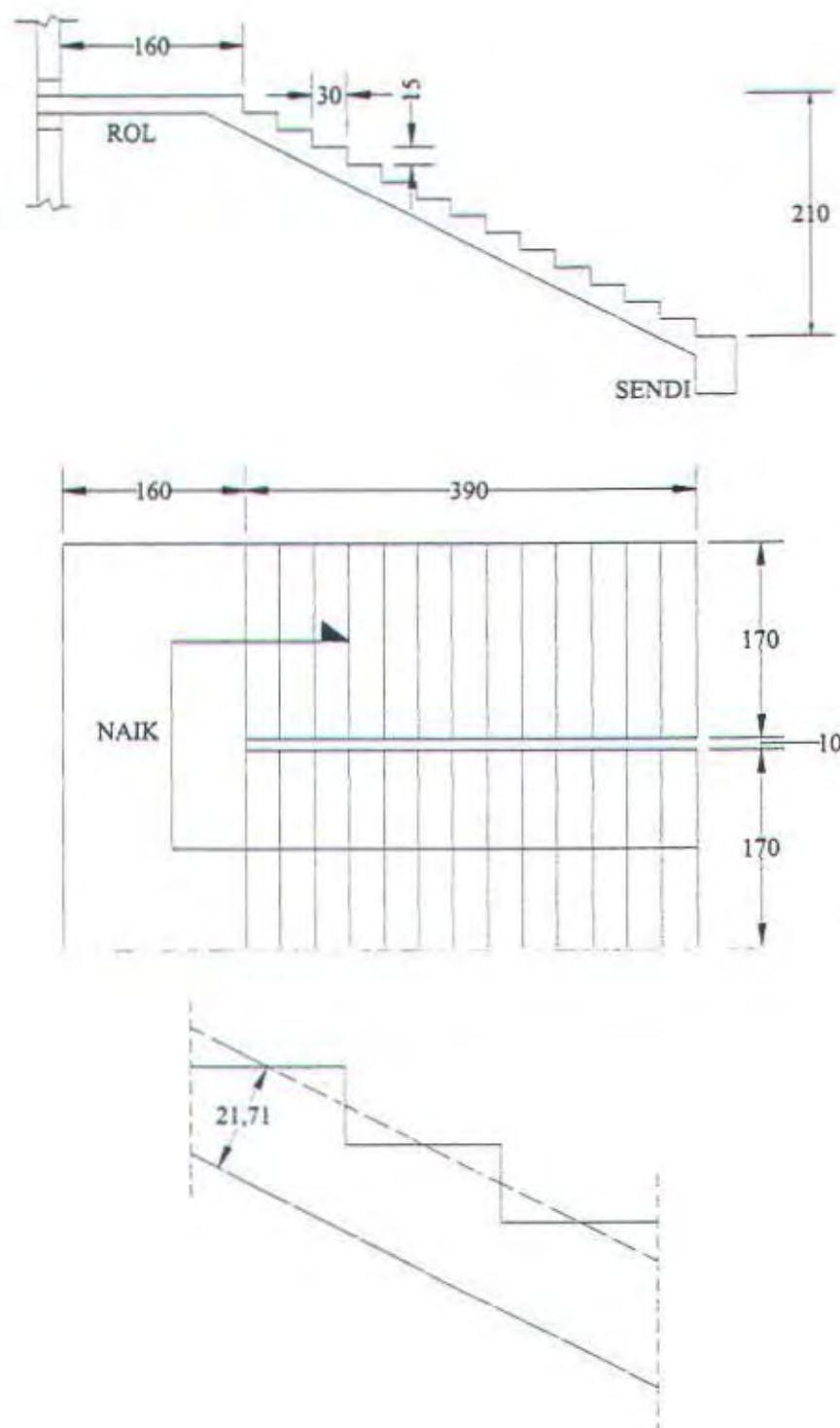
- Syarat kemiringan tangga

$$20 \leq \alpha \leq 40$$

$$\alpha = acrTg \left[\frac{15}{30} \right] = 26,56^\circ \quad \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$t_2 = \frac{i}{2} \times \sin \alpha = \frac{30}{2} \times \sin 26,56^\circ = 6,71 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad t_{total} = 15\text{cm} + 6.71\text{cm} = 21.71\text{ cm}$$



Gambar 4.9 Denah Tangga

4.5.1 Pembebanan Tangga

4.5.1.1 Pembebanan Pelat Anak Tangga

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = \frac{0,2171}{\cos 26,56} \times 2400 = 582,51 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel horisontal} = 0,02 \times 2400 = 48,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel vertikal} = 0,02 \times \tan 26,56 \times 2400 = 23,99 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0,02 \times 2100 = 42,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sandaran} = 50,00 \text{ kg/m}^2$$

3. Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

4.5.1.2 Pembebanan Pelat Bordes

1. Beban Mati (DL)

$$\text{Berat sendiri} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 0,02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban Hidup (LL)

$$\text{Beban hidup LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

4.5.2 Perhitungan Momen

Perhitungan momen, gaya aksial dan gaya geser dilakukan dengan program SAP 2000. Caranya adalah pelat miring dan pelat bordes tersebut dimodelkan sebagai balok dengan dimensi

- Untuk pelat bordes :

$$\text{Panjang} = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 1,7 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi} = 0,15 \text{ m}$$

- Untuk pelat anak tangga :

$$\text{Panjang} = \frac{3,9}{\cos 26,56^\circ} = 4,36 \text{ m}$$

Lebar = 1,7 m

Tinggi = 0,2171 m

- Berat sendiri dimasukkan sebagai beban gravity
- Beban spesi, ubin, hidup dimasukkan sebagai beban uniform setelah terlebih dahulu dikalikan dengan lebar 1,7 m
- Beban sandaran dimasukkan sebagai beban uniform
- Kombinasi Pembebatan

$$\text{Combo 1} = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Hasil – hasil maksimal yang diperoleh yaitu :

- Untuk pelat anak tangga

$$M_{\text{mak}} = -1231,227 \text{ kgm}$$

$$V_{\text{mak}} = -10283,28 \text{ kg}$$

$$N_{\text{mak}} = -5537,15 \text{ kg}$$

- Untuk pelat bordes

$$M_{\text{mak}} = 6691,92 \text{ kg}$$

$$V_{\text{mak}} = 6431,35 \text{ kg}$$

$$N_{\text{mak}} = 0$$

- Defleksi pada rol = 0,006 m = 6,00 mm

Tabel 4.2 Output joint displacement SAP 2000

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	MATI	0	0	0	0	0	0
1	HIDUP	0	0	0	0	0	0
1	COMB1	0	0	0	0	0	0
2	MATI	-0,004	0	-0,007	0	0,004	0
2	HIDUP	-0,001	0	-0,002	0	0,001	0
2	COMB1	-0,006	0	-0,011	0	0,006	0
3	MATI	-0,004	0	0	0	0,005	0
3	HIDUP	-0,001	0	0	0	0,001	0
3	COMB1	-0,006	0	0	0	0,008	0

4.5.3 Penulangan Tangga

4.5.3.1 Penulangan Pelat Anak Tangga

- **Penulangan lentur**

Dipakai Ø 16 mm

$$M_{\text{mak}} = 1,2312 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d = 217 - 20 - \frac{16}{2} = 189 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,2312 \times 10^7}{0,8 \times 1700 \times 189^2} = 0,253$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,253}{320}} \right) = 0,000794 \end{aligned}$$

dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0044$

$$A_s^{\text{perlu}} = 0,0044 \times 1700 \times 217 = 1623,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan lentur Ø16 – 120 As = 1675,5 mm

- **Penulangan geser**

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (13.3(2))

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c t}}{6} \right) b_u \times d \\ &= \left(1 + \frac{5537,15 \times 9,8}{14 \times (1700 \times 189)} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 1700 \times 189 \\ &= 296843,72 \text{ N} = 29684,372 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 29684,372 = 10592,814 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 10592,814 \text{ kg} > V_u = 10283,28 \text{ kg}$$

Tidak memerlukan tulangan geser

4.5.3.2 Penulangan Pelat Bordes

- **Penulangan lentur**

Dipakai Ø 16 mm

$$M_{\text{max}} = 6,691 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = 150 - 20 - \frac{16}{2} = 124 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,691 \times 10^6}{0,8 \times 1700 \times 124^2} = 0,32$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,32}{320}} \right) = 0,0010 \end{aligned}$$

dipakai $\rho_{\min} = 0,0044$

$$A_s^{\text{perlu}} = 0,0044 \times 1700 \times 217 = 1623,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan lentur Ø16 – 120 As = 1675,5 mm

- **Penulangan geser**

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (13.3(2))

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 \times A_s} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w \times d \\ &= \left(1 + \frac{0}{14 \times (1700 \times 189)} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 1700 \times 189 \\ &= 220367,04 \text{ N} = 22036,704 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 22036,704 = 13222,0224 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_c = 13222,0224 \text{ kg} > V_u = 6431,35 \text{ kg}$$

Tidak memerlukan tulangan geser

4.5.3.3 Penulangan Bagi

Tulangan lentur pada pelat miring dan pelat bordes adalah memanjang pada satu arah saja sehingga perlu diberi tulangan bagi dengan :

$\rho_{min} = 0,002$SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 9.12.2

Dipakai diameter tulangan = 8 mm

- Untuk pelat anak tangga

$$d = 217 - 20 \cdot \frac{8}{3} = 193 \text{ mm}$$

$$A_{\text{peri,ii}} = 0,002 \times 1700 \times 193 = 656,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø8 – 75 As = 670,2 mm²

- Untuk pelat bordes

$$d = 150 - 20 - \frac{8}{2} = 126 \text{ mm}$$

$$As_{perlu} = 0,002 \times 1700 \times 126 = 428,4 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan Ø8 - 75 As = 670,2 mm²

4.6 Perencanaan Balok Anak

Menurut Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 bahwa suatu balok dianggap terjepit pada suatu tumpuan, apabila balok tersebut pada tumpuan tersebut merupakan satu kesatuan monolit dengan balok lain, dinding atau kolom beton bertulang yang dapat dianggap memberikan perlawanan terhadap perubahan bentuk balok di tumpuan tersebut.

Atas dasar itulah maka balok anak sebelum komposit tumpuannya dianggap terletak bebas, dan balok anak setelah komposit tumpuannya dianggap terjepit elastis.

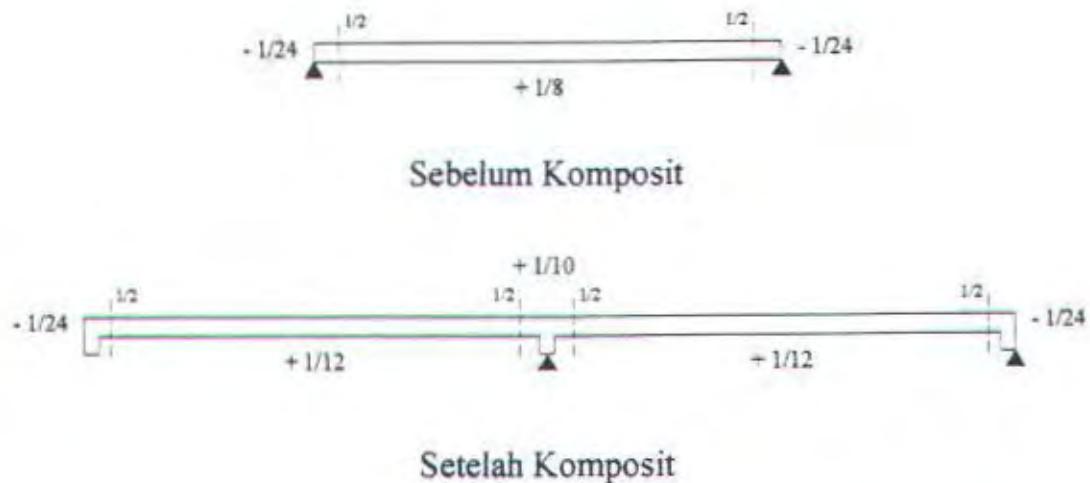
4.6.1 Perhitungan Momen dan Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan kaidah – kaidah momen – momen dan gaya – gaya melintang dari PBBI 1971 pasal 13.2

$$\text{Momen} = \text{Koefisien} \times ql^2$$

Gaya melintang (geser) = Koefisien x ql

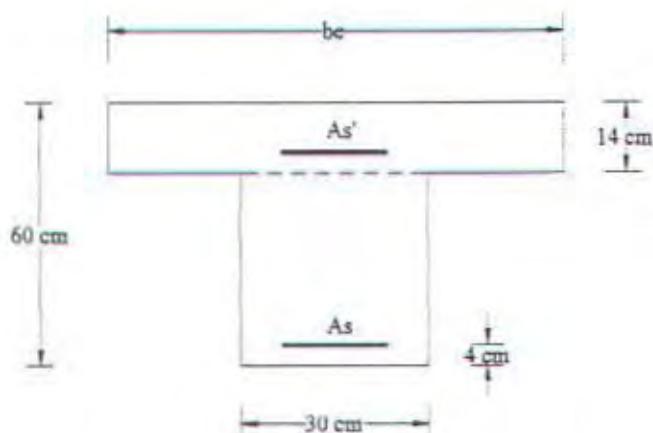
Dimana $q = \text{beban terbagi rata}$



Gambar 4.1 Momen – momen dan Gaya – gaya Melintang dari PBI 1971

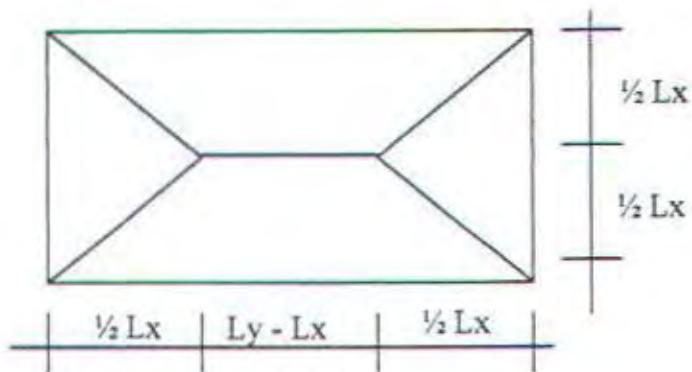
4.6.2 Perhitungan Beban Terbagi Rata

Yang menjadi beban terbagi rata dari balok anak adalah berat akibat pelat ditambah dengan berat sendiri dari balok anak.



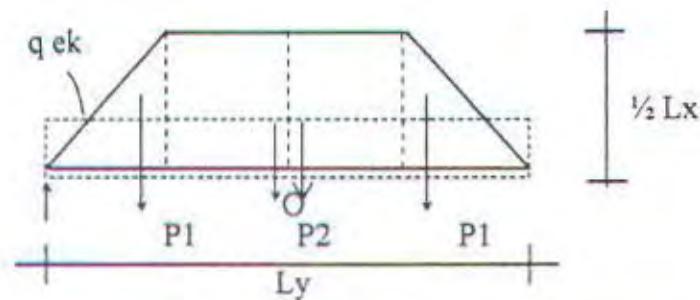
Gambar 4.11 Potongan Melintang Balok Anak

* Pembebaan Tributary Area



Gambar 4.12 Denah pelat

Beban Trapesium



Gambar 4.13 Pembebaan Pelat Trapesium

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_x \right)^2 \\&= \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{1}{2} \cdot l_x \cdot q \cdot \frac{(l_y - l_x)}{2} \\&= \frac{1}{4} \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y - l_x)\end{aligned}$$

$$R = P_1 + P_2$$

Titik o = titik tengah bentang

$$M_{max} = \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{2} q \cdot l_x \left(l_y^2 - \frac{1}{3} l_x^2 \right)$$

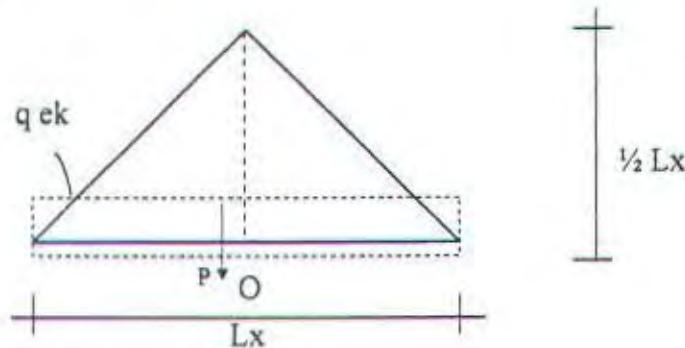
M_{max} pada tengah bentang akibat beban terbagi rata

$$M_{max} = \frac{1}{8} q_{ek} l_y^2$$

Dari kedua persamaan diatas, diperoleh :

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right\}$$

Beban Segitiga



Gambar 4.14 Pembebanan Pelat Segitiga

$$P_i = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot l_x \right)^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot q \cdot l_x^2$$

$$R = P_i$$

M_{max} pada tengah bentang akibat beban terbagi rata

$$M_{max} = \frac{1}{8} q_{ek} l_x^2$$

Dari kedua persamaan diatas, diperoleh :

$$\frac{1}{8} q_{ek} l_x^2 = -P \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{l_x}{2} + R \cdot \frac{1}{2} \cdot l_x$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x$$

$$q_{\text{pelat sbl komposit}} = 550,40 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{pelat ssd komposit}} = 944,80 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{balok anak}} = (0,46 \times 0,3 \times 2400) \times 1,2 = 397,44 \text{ kg/m}$$

Pada Pembebanan balok Anak Menggunakan pembebanan Trapezium

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \cdot q \cdot l_x \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \right\}$$

$$q_{\text{sbl komp}} = 2 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot 550,40 \cdot 3,25 \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,25}{6} \right)^2 \right\} \right] = 1613,85 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{ssd komp}} = 2 \cdot \left[\frac{1}{3} \cdot 944,80 \cdot 3,25 \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,25}{6} \right)^2 \right\} \right] = 2770,29 \text{ kg/m}$$

4.6.3 Perhitungan momen

4.6.3.2 Momen Sebelum Komposit

- $M_{\text{lump}} = -\frac{1}{24} \times (1613,85 + 397,44) \times 6^2 = 3016,93 \text{ kgm}$

- $M_{\text{lap}} = \frac{1}{8} \times (1613,85 + 397,44) \times 6^2 = 9050,80 \text{ kgm}$

- $V = \frac{1}{2} \times (1613,85 + 397,44) \times 6 = 6033,87 \text{ kg}$

4.6.3.2 Momen Sesudah Komposit

- $M_{\text{lump}} = -\frac{1}{24} \times (2770,29 + 397,44) \times 6^2 = 4751,60 \text{ kgm}$

- $M_{\text{lap}} = \frac{1}{12} \times (2770,29 + 397,44) \times 6^2 = 9503,19 \text{ kgm}$

- $V = \frac{1}{2} \times (2770,29 + 397,44) \times 6 = 9503,19 \text{ kg}$

4.6.4 Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit

Dimensi Balok Anak = 30/60

- Tebal selimut beton = 30 mm
- Diameter tulangan utama = 20 mm
- Diameter tulangan sengkang = 10 mm
- $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- $f_y = 320 \text{ Mpa}$
- Tinggi efektif = $460 - 30 - \frac{20}{2} = 420 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$
 $\rho_{\max} = 0,033$

4.6.4.1 Tulangan Tumpuan

$$M_{tump} = 3016,93 \text{ kgm} = 30169300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{30169300}{0,8 \times 300 \times 20^2} = 0,72$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_e} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,72}{320}} \right) = 0,0023$$

$$A_s^{perlu} = 0,0044 \times 300 \times 419 = 553,08 \text{ mm}^2$$

$$Dipakai tulangan 2D20 = 628 \text{ mm}^2$$

4.6.4.2 Tulangan Lapangan

$$M_{tump} = 9503,19 \text{ kgm} = 95031900 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{95031900}{0,8 \times 300 \times 420^2} = 2,24$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_e} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,26}{320}} \right) = 0,0074$$

$$As_{perlu} = 0,0074 \times 300 \times 420 = 932,40 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D20 = 932,40 mm²

4.6.5 Perhitungan Tuangan Setelah Komposit

4.6.5.1 Tulangan Tumpuan

$$M_{tump} = 4751,60 \text{ kgm} = 47516000 \text{ Nmm}$$

$$t_{efektif} = 600 - 30 - 10 - \frac{20}{2} = 550 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{47516000}{0,8 \times 300 \times 549^2} = 0,65$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,65}{320}} \right) = 0,0021$$

$$As_{perlu} = 0,0044 \times 300 \times 550 = 726 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D210 = 942,48 mm²

4.6.5.2 Tulangan Lapangan

$$M_{tump} = 9503,19 \text{ kgm} = 95031900 \text{ Nmm}$$

$$t_{efektif} = 600 - 30 - 10 - \frac{20}{2} = 550 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{95031900}{0,8 \times 300 \times 550^2} = 1,31$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,31}{320}} \right) = 0,0042$$

$$As_{perlu} = 0,0044 \times 300 \times 450 = 726,00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan } 3D20 = 942,48 \text{ mm}^2$$

4.6.6 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan diameter 10 mm

4.6.6.1 Tulangan Geser Sebelum Komposit

$$Vu = 6033,87 \text{ kg} = 60338700 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 419 = 114747,87 \text{ N}$$

$$\emptyset Vc = 0,6 \times 114747,87 = 68848,72 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times Vc = 34424,36 \text{ N}$$

$Vu > \emptyset Vc$ Perlu tulangan geser

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$Vs = \frac{Av \times fy \times d}{s}$$

$$Vs = Vn - Vc = \frac{114747,87}{0,6} - 114747,87 = 76498,58 \text{ N}$$

$$s = \frac{157 \times 320 \times 419}{76498,58} = 275,18 \text{ mm}$$

$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2} = \frac{419}{2} = 209,5 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

dipasang $s = 200 \text{ mm}$

4.6.6.2 Tulangan Geser Sesudah Komposit

$$V_u = 9503,19 \text{ kg} = 95031900 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c' \times b_w \times d}$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 549 = 150349,84 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 150349,84 = 90209,90 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times V_c = 45104,95 \text{ N}$$

$V_u > \emptyset V_c$ Perlu tulangan geser

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{Av \times f_y \times d}{s}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{92031900}{0,6} - 150349,84 = 100233,23 \text{ N}$$

$$s = \frac{157 \times 320 \times 549}{100233,23} = 275,18 \text{ mm}$$

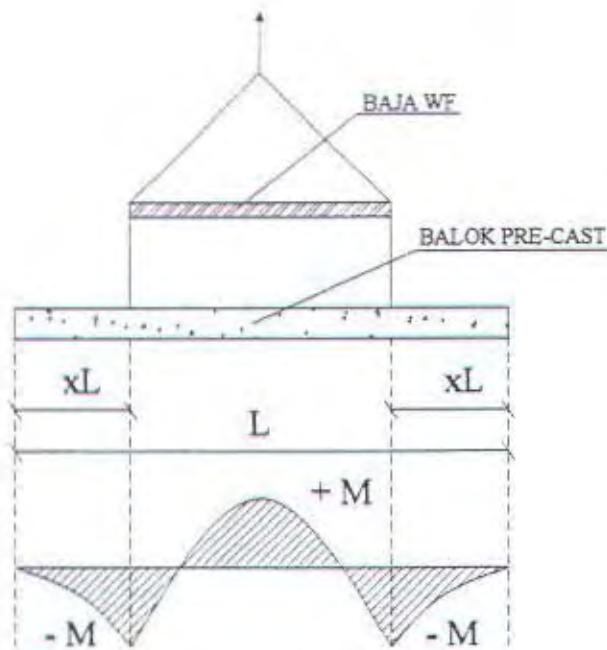
$$\text{syarat } s \leq \frac{d}{2} = \frac{549}{2} = 274,5 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

$$\text{dipasang } s = 200 \text{ mm}$$

4.6.7 Pengangkatan Elemen Balok

Balok anak diproduksi secara pra-cetak di lokasi, sehingga perlu dikontrol pada saat pengangkatan.



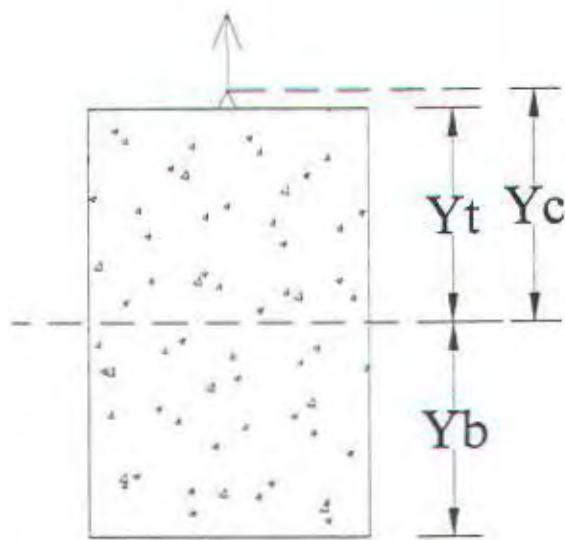
Gambar 4.15 Momen Saat Pengangkatan Balok Dari PCI Design Handbook

Dimana :

$$+ M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan\theta} \right)$$

$$- M = \frac{wx^2 L^2}{2}$$

$$x = \frac{\frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan\theta}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4 Y_c}{L \cdot \tan\theta} \right)} \right]}$$



Gambar 4.16 Letak Garis Netral

Balok Anak 30/60

$$Y_t = Y_b = \frac{60 - 14}{2} = 23 \text{ cm}$$

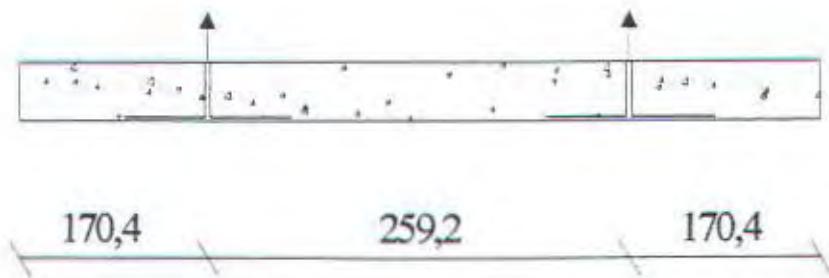
$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 46^2 = 5290 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 28 \text{ cm}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \times 28}{600 \times \tan 45}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{23}{23} \left(1 + \frac{4 \times 28}{600 \times \tan 45} \right)} \right]} = 0,284$$

$$x \cdot L = 0,284 \times 600 = 170,4 \text{ cm}$$





Gambar 4.17 Letak Titik Pengangkatan

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 203,18 cm
- Mutu baja BJ 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8

$$A = 21,90 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 4,18 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,47 \text{ cm}$$

$$w = 17,2 \text{ kg/m}$$

Pembebanan

$$\text{Balok anak} = 0,3 \times 0,46 \times 6 \times 2400 = 1987,2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 17,2 \times 6 &= \underline{\underline{103,2 \text{ kg}}} \\ &+ \\ \text{Wt} &= 2090,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T \cdot \sin \varnothing = P = \frac{1,2 \times k \times Wt}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 2090,4}{2} = 1505,09 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Anak

$$P_u = 1505,09 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI ps 2.2.2, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U32 adalah $= f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/m}^2$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u \times 4}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{1505,09 \times 4}{2133,33 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 0,898 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan $\varnothing 10 \text{ mm}$

Momen yang terjadi

- Pembebanan

$$\text{Berat sendiri} = 0,3 \times 0,46 \times 2400 = 331,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 17,2 \quad = 17,2 \text{ kg/m} \quad + \\ W_t = 348,4 \text{ kg/m}$$

- Momen lapangan yang terjadi

$$+ M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \theta} \right)$$

$$+ M = \frac{348,4 \times 6^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,284 + \frac{4 \times 0,28}{6 \times \tan 45} \right) = 290,52 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F_r = \frac{M}{I} = \frac{2905200}{\frac{1}{6} \times 300 \times 460^2} = 0,274 \text{ Mpa}$$

$$F_r = 0,7 \sqrt{f'_c} = 3,83 \text{ Mpa}$$

$$0,274 \text{ Mpa} < 3,83 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan yang terjadi

$$\cdot M = \frac{wx^2L^2}{2} = \frac{348,4 \times 0,284^2 \times 6^2}{2} = 505,81 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{5058100}{\frac{1}{6} \times 300 \times 460^2} = 2,87 \text{ MPa}$$

$2,87 \text{ MPa} < 3,83 \text{ MPa}$ OK

4.6.8 Kontrol Guling

Pelaksanaan pemasangan elemen pracetak sangat risikan terjadi guling pada komponen tumpuan, misalnya balok yang ditumpu oleh pelat dapat terjadi kesalahan yang mengakibatkan guling pada balok sehingga dalam pemasangan pelat pra-cetak perlu dilakukan control guling.

- Beban dari pelat :

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

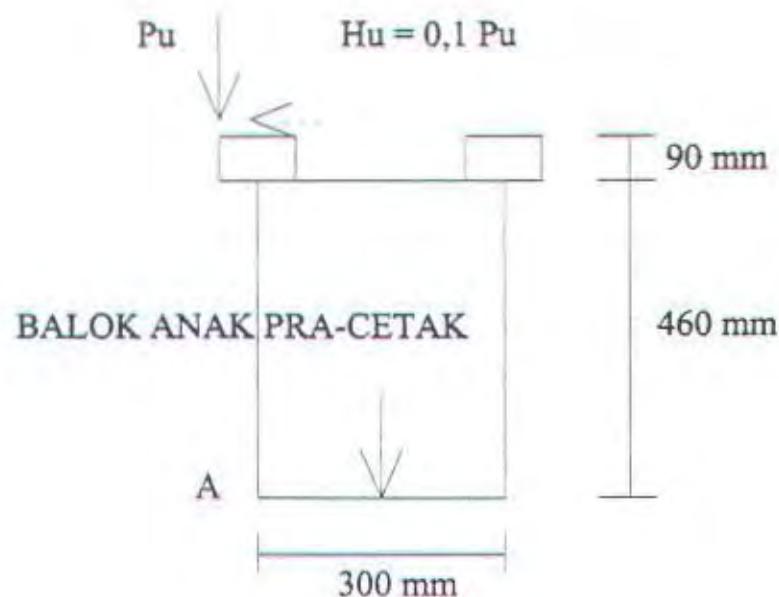
$$Qu = 1,2 \cdot 216 + 1,6 \cdot 200 = 579,2 \text{ kg/m}^2$$

Beban eqivalen trapezium :

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \times 579,2 \times 3,25 \times \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,25}{6} \right)^2 \right\} = 566,1 \text{ kg/m}$$

$$Pu = 566,1 \times 6 = 3396,6 \text{ kg}$$

$$Hu = 0,1 \times 3396,6 = 339,66 \text{ kg} \quad \dots \dots \dots \text{(asumsi)}$$



Gambar 4.18 Potongan melintang balok

- Momen guling terhadap titik A :

$$M_G = (Pu \times 0,04) + (Hu \times 0,46) = 292,11 \text{ kgm}$$

- Momen penahan :

$$\text{Beban balok induk (w)} = 2400 \times 0,3 \times 0,46 \times 6 = 1987,2 \text{ kg/m}$$

$$M_p = 1987,2 \times \frac{0,3}{2} = 298,08 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{penahan}} > M_{\text{guling}} \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.6.9 Kontrol Lendutan

Sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 tabel 8, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

- Balok dengan dua tump $h_{min} = \frac{L}{16} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
- Balok dengan satu ujung menerus $h_{min} = \frac{L}{18,5} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$

- Balok dengan kedua ujung menerus $h_{min} = \frac{L}{21} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
 - Balok kantilever $h_{min} = \frac{L}{8} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$

Lendutan tidak perlu dihitung, sebab sejak dari preliminary design sudah direncanakan agar tinggi dari masing – masing type balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

4.6.10 Kontrol Retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana fy untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diporposikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh

$$Z = fs \times \sqrt[3]{dc \times A} \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 (12.6(4))}$$

tidak boleh melebihi 30 MN/m untuk penampang dalam ruangan.

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat diambil 0,6 f_y

$$= 0,6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar kepusat batang

tulangan (decking + Ø sengkang+ setengah Ø tulangan)

$$= 40 \pm 10 \pm \frac{1}{2} \cdot 22 = 61 \text{ mm}$$

— I was affectif beton tank di

titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

- Untuk daerah lapangan

$$A = (0,061 \times 0,3) : 3 = 0,0061 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,061 \times 0,0061} = 13,81 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Untuk daerah tumpuan

$$A = (0,061 \times 0,3) : 3 = 0,0061 \text{ m}^2$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,061 \times 0,0061} = 13,81 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.6.11 Penulangan Stud Balok Anak

4.6.11.1 Transfer Gaya Horizontal

Mekanisme dari gaya horizontal dihitung berdasarkan besarnya gaya geser yang dipindahkan melalui permukaan temu. ACI 318.83 mengusulkan dua metode alternatif untuk merencanakan transfer gaya horizontal, yaitu :

1. Perencanaan berdasarkan gaya geser berfaktor vertikal pada penampang yang ditinjau.
2. Perencanaan berdasarkan pada kekuatan geser friksi pada bidang temu dimana kekuatan geser tersebut mampu menjamin perubahan aktual gaya tekan/tarik yang terjadi pada penampang yang ditinjau.

Dalam perancangan ini dipakai metode yang kedua, karena lebih mendekati kenyataan, dimana dasar desain :

$$V_u \leq \emptyset V_{nh}$$

Dimana :

V_u = gaya geser horizontal berfaktor dari penampang yang ditinjau

V_{nh} = kekuatan geser horizontal nominal

$$\emptyset = 0,65 \dots \dots \dots \text{SNI } 03 - 2847 - 2002 (11.3 (2.b))$$

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 (19.5 (2)) ada tiga kasus yang mungkin terjadi, yaitu :

1. Bila bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan dan secara sengaja dikasarkan maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,6b_v d$ dalam Newton.
2. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19.6 (sengkang pengikat untuk geser horizontal) dan bidang kontaknya bersih dari serpihan, tetapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,6b_v d$ dalam Newton.
3. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19.6 (sengkang pengikat untuk geser horizontal) dan bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan dan dengan sengaja dikasarkan hingga mencapai tingkat kekasaran penuh dengan amplitudo kira – kira 5 mm, kuat geser V_{nh} dapat diambil sama dengan $(1,8 + 0,6\rho_f v) b_v d$, tetapi tidak lebih besar daripada $3,5b_v d$ dalam Newton.

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 (13.7 (4.1)), luas tulangan geser horizontal dapat dihitung dengan persamaan :

$$Avf = \frac{Vnh}{\mu \times fy}$$

Avf = luas tulangan geser horizontal

Vnh = gaya geser horizontal nominal

μ = koefisien friksi SNI 03 – 2847 – 2002 (13.7 (4.3))

Tabel 4.3 Koefisien friksi μ

Beton yang dicor monolit	1,4 λ
Beton yang dicor diatas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang sengaja dikasarkan	1,0 λ
Beton yang dicor di atas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang tidak secara sengaja dikasarkan	0,6 λ
Beton yang diangkur pada baja gilas structural dengan menggunakan penghubung geser jenis paku berkepala atau batang tulangan	0,7 λ

Dengan :

λ = 1,0 untuk beton normal

λ = 0,85 untuk beton ringan pasir

λ = 0,75 untuk beton ringan total

Tulangan geser dipasang dalam bentuk sengkang pengikat dengan jarak sengkang :

$$s = Lvh \frac{A_{tie}}{Avi}$$

$$s_{maks} = 4 \times \text{dimensi terkecil elemen yang didukung} \\ = 560 \text{ mm}$$

Penulangan geser minimum :

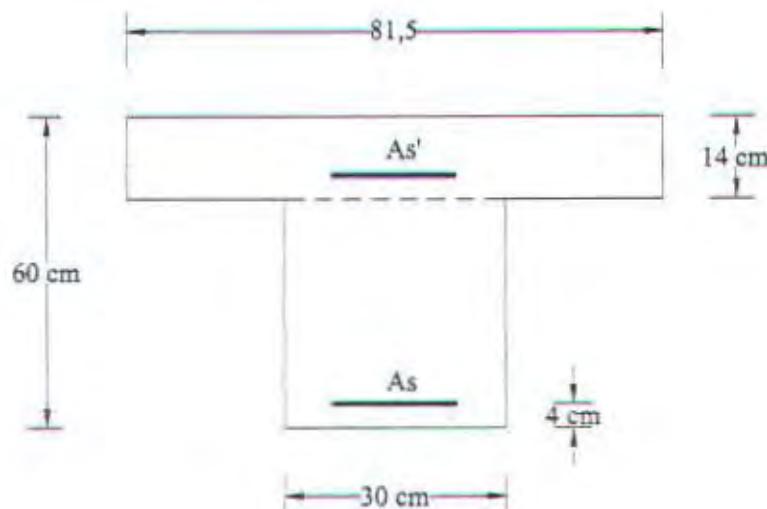
$$Avi_{min} = bv \frac{Lvh}{3 \times fy}$$

4.6.11.2 Perhitungan Penulangan Stud

Stud berfungsi sebagai sengkang pengikat antara elemen pra-cetak dan elemen cast in place. Stud harus mampu mentransfer gaya – gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen. Dengan demikian kedua elemen tersebut dapat menjadi satu kesatuan elemen yang komposit dalam memikul beban.

Contoh perhitungan

Penulangan Stud Daerah Tumpuan



Gambar 4.19 Potongan melintang balok daerah tumpuan

$$\text{Diambil Lvh} = \frac{L}{4} = \frac{6000}{4} = 1500 \text{ mm}$$

$$As = Tul. Atas = 3 \text{ } \varnothing 20 \text{ (} 942.48 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$As' = Tul. Bawah = 202 (628.32 \text{ mm}^2)$$

$$V_{nh} = T = As \times f_y = 942.48 \times 320 = 301592.89 \text{ N}$$

$$0.6 \times b \times d = 0.6 \times 300 \times 550 = 99000 \text{ N}$$

Jika dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi yang kedua, maka

$V_{ph} \leq 0.6 \times b \times d$

$$Avf = \frac{0,6 \times bv \times d}{\mu \times fy} = \frac{364742,2}{1 \times 320} = 309,38 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\varnothing 10 \text{ mm}$ ($A_{\text{tie}} = 2 \times 78,5 = 157 \text{ mm}^2$)

$$s = 1500 \frac{157}{309,38} = 380,80 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (19.6(1))

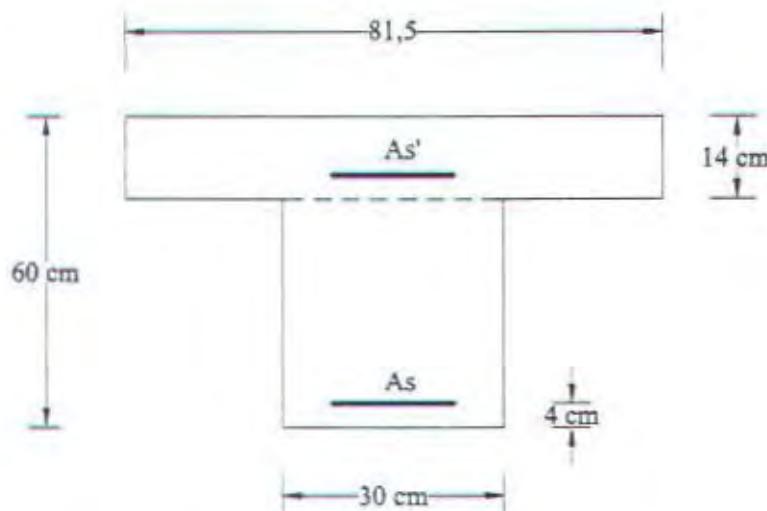
$$s_{\max} \leq 4 \times t_{\text{pelat}} = 560 \text{ mm}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang pengikat $\varnothing 10 - 250$

(untuk memudahkan pelaksanaan dipasang pada jarak = jarak sengkang geser)

Penulangan Stud Daerah Lapangan



Gambar 4.20 Potongan melintang balok daerah lapangan

$$\text{Diambil } Lv_h = \frac{L}{4} = \frac{6000}{4} = 1500 \text{ mm}$$

$$As = \text{Tul. Bawah} = 3 \varnothing 20 (942,48 \text{ mm}^2)$$

$$As' = \text{Tul. Atas} = 2 \varnothing 20 (1899,7 \text{ mm}^2)$$

$$V_{nh} = T = A_s \times f_y = 1899,7 \times 320 = 607904 \text{ N}$$

$$0,6 \times b_v \times d = 0,6 \times 300 \times 539 = 97020 \text{ N}$$

Apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi yang kedua, maka

$V_{nh} < 0,6 \times b_v \times d \dots \dots \dots \text{OK}$

$$A_{vf} = \frac{V_{nh}}{\mu \times f_y} = \frac{607904}{1 \times 320} = 1899,7 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\varnothing 12 \text{ mm}$

$$(A_{tie} = 2 \times 113,04 = 226,08 \text{ mm}^2)$$

$$s = 1500 \frac{226,08}{1899,7} = 178,5 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (19.6(1))

$$s_{maks} \leq 4 \times t_{pelat} = 560 \text{ mm}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang pengikat $\varnothing 12 - 200$

(untuk memudahkan pelaksanaan dipasang pada jarak = jarak sengkang geser)

4.6.12 Panjang Penyaluran

a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SNI 03 – 2847 – 2002 14.2(2) Tabel 11

- Batang D – 19 dan lebih kecil atau kawat ulir

$$\frac{\lambda_d}{d_b} = \frac{12f_y\alpha\beta\lambda}{25\sqrt{f'_c}}$$

dimana :

λ_d = panjang penyaluran, mm

d_b = diameter nominal batang tulangan

f_y = kuat leleh tulangan non prategang, Mpa

f'_c = kuat tekan beton. Mpa

α = faktor lokasi penulangan, diambil $\alpha = 1,3$

β = faktor pelapis, diambil $\beta = 1,0$

λ = faktor beton agregat ringan, diambil $\lambda = 1,0$

$$\lambda_d = \frac{12 \cdot 320 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{25\sqrt{30}}$$

$$\lambda_d = 364,56 \text{ mm, diambil } = 400 \text{ mm}$$

b. Panjang penyaluran tulangan tekan

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SNI 03 – 2847 – 2002 14.3(2)

$$\lambda_{db} = \frac{d_b \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f'_c}}, \text{ tetapi tidak kurang dari } 0,04 \cdot d_b f_y$$

$$\lambda_{db} = \frac{10 \cdot 320}{4 \cdot \sqrt{30}} = 146,06, \text{ tidak kurang dari } 0,04 \cdot 10 \cdot 320 = 128$$

λ_d tidak boleh kurang dari 200 mm, dipakai $\lambda_d = 200$ mm.

BAB V
ANALISA STRUKTUR
UTAMA

BAB V

ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1 ANALISA TRUKTUR UTAMA

5.1.1 Umum

Didalam analisa struktur, struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuananya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun angin. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok induk, kolom dan shear wall.

5.1.2 Pemodelan Struktur

Didalam analisa struktur utama Gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada ini dimodelkan sebagai *Building Frame System (BFS)*, yaitu dimana beban gravitasi dipikul sepenuhnya oleh frame, sedangkan beban lateralnya dipikul oleh shearwall.

5.1.3 Data – Data Perencanaan

Perancangan Gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada ini berdasarkan atas data-data sebagai berikut :

- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 320 Mpa
- Mutu tulangan sengkang = 320 Mpa
- Jumlah lantai = 8 (7 + atap)
- Tinggi tiap lantai = 4,2 m
- Tinggi bangunan = 29,4 m
- Dimensi kolom 1 dan kolom 2 = 80 x 80 cm dan 60 x 60 cm
- Dimensi balok induk melintang = 40 cm x 70 cm
- Dimensi balok induk memanjang = 50 cm x 80 cm
- Dimensi balok anak = 30 cm x 60 cm
- Wilayah gempa = Zone 3
- Tipe tanah = Sd

5.1.4 Perhitungan Pembebanan Vertikal

Beban vertical struktur pada building frame system dipikul oleh frame saja, dimana lokasi pembebanannya memakai system tributary. Selanjutnya beban yang bekerja pada balok dianalisa langsung memakai program SAP 2000 tanpa perlu mencari q ekivalen dari beban – beban tersebut.

Adapun besarnya beban – beban tersebut :

Beban pelat lantai (langsung dibebankan secara tributary pada SAP 2000)

- Beban mati $q = 454 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup $q = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban pelat atap (langsung dibebankan secara tributary pada SAP 2000)

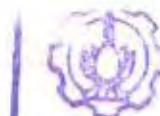
- Beban mati $q = 420 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup $q = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban sendiri balok

- Balok induk memanjang
 $q = 0,8 \times 0,5 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}$
- Balok induk melintang
 $q = 0,7 \times 0,4 \times 2400 = 672 \text{ kg/m}$
- Balok induk luar
 $q = 0,6 \times 0,3 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$
- Balok anak
 $q = 0,6 \times 0,3 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$

5.1.5 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Gempa

Gaya – gaya horizontal ini disebabkan oleh adanya angin dan gempa, selanjutnya gaya – gaya lateral ini semuanya dibebankan pada shearwall.



5.1.5.1 Perhitungan berat total bangunan

Berat lantai 7 (atap).

Beban mati

Pelat : $[(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 2400 \times 0,14$	= 10857,6 kg
Pelat luivel : $168 \times 1,7 \times 2400 \times 0,14$	= 95961,6 kg
Balok 40/70 : $172,8 \times 2400 \times (0,70 - 0,14) \times 0,40$	= 92897,28 kg
Balok 40/60 : $126 \times 2400 \times (0,60 - 0,14) \times 0,40$	= 41731,2 kg
Balok 30/60 : $108 \times 2400 \times (0,60 - 0,14) \times 0,30$	= 35769,6 kg
Balok 25/35 : $52 \times 2400 \times (0,35 - 0,14) \times 0,25$	= 6552,0 kg
Kolom : $36 \times 0,80 \times 0,80 \times 2,1 \times 2400$	= 116121,6 kg
Berat shearwall : $26,4 \times 0,4 \times 2,1 \times 2400$	= 53222,4 kg
Aspal ($t = 2$ cm) : $0,02 \times [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 1400$	= 22612,8 kg
Spesi penutup : $[(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 42$	= 33919,2 kg
Ducting AC + pipa : $[(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 30$	= <u>24228</u> kg + 533873,28 kg

Beban hidup

Beban air hujan : $\frac{1}{2} \times [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 30$	= 12114 kg
Beban hidup : $\frac{1}{2} \times [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 100$	= <u>40380</u> kg + 52494 kg

$$\begin{aligned}\text{Total berat atap} &= W_{\text{mati}} + W_{\text{hidup}} \\ &= 533873,28 + 52494 = 586367,28 \text{ kg}\end{aligned}$$

Berat lantai 1 – 7

Beban mati

Pelat : $[(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 2400 \times 0,14$	= 10857,6 kg
Pelat luivel : $168 \times 1,7 \times 2400 \times 0,14$	= 95961,6 kg
Balok 40/70 : $172,8 \times 2400 \times (0,70 - 0,14) \times 0,40$	= 92897,28 kg
Balok 40/60 : $126 \times 2400 \times (0,60 - 0,14) \times 0,40$	= 41731,2 kg
Balok 30/60 : $108 \times 2400 \times (0,60 - 0,14) \times 0,30$	= 35769,6 kg
Balok 25/35 : $52 \times 2400 \times (0,35 - 0,14) \times 0,25$	= 6552,0 kg
Kolom : $36 \times 0,80 \times 0,80 \times 4,2 \times 2400$	= 232243,2 kg
Berat shearwall : $26,4 \times 0,4 \times 4,2 \times 2400$	= 106444,8 kg

$$\begin{aligned}
 \text{Tegel } (t = 2 \text{ cm}) : 0,02 \times [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 2400 &= 38764,8 \text{ kg} \\
 \text{Spesi penutup} : [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 42 &= 35534,4 \text{ kg} \\
 \text{Ducting AC + pipa} : [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 30 &= 1677,6 \text{ kg} + \\
 &\quad 698434,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup} : \frac{1}{2} \times [(43,2 \times 18) + 2 \times (2,5 \times 6)] \times 250 &= 100950 \text{ kg} \\
 \text{Total berat atap} = W_{\text{statik}} + W_{\text{hidup}} & \\
 = 698434,08 + 100950 &= 799384,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat total seluruh gedung } 586367,28 + 6 \times 799384,08 = 5382671,76 \text{ kg}$$

5.1.5.2 Perhitungan gaya geser dasar

Untuk perencanaan gaya gempa mengacu pada peraturan SNI 03 – 1726 – 2002, termasuk didalamnya menghitung gaya geser dasar. Pada SNI 03 – 1726 – 2002 beban geser dasar nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_1$$

dimana :

C_1 = nilai faktor respon gempa yang didapat dari spectrum respons gempa rencana

W_1 = berat total gedung

I = faktor keutamaan gedung

R = faktor reduksi gempa

- Waktu getar bangunan dengan cara empiris (T)

$$Tx = Ty = 0,06 \cdot H^{3/4}$$

$$Tx = Ty = 0,06 \cdot 31,2^{3/4} = 0,792 \text{ detik}$$

- Koefisien gempa dasar (C)

C diperoleh dari gambar 2 Respon Spektrum Gempa Rencana SNI 03 – 1726 – 2002. Untuk $Tx = Ty = 0,792$ detik, $C = 0,40$

- Faktor keutamaan (I) dan faktor reduksi (R)

Dari tabel 1 dan 2 SNI 03 – 1726 – 2002, $I = 1,0$ dan $R = 8,5$ untuk gedung umum seperti gedung perkantoran atau gedung perkuliahan yang menggunakan struktur rangka beton bertulang dengan daktalitas 2

Gaya geser horizontal total akibat gempa

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_1$$

$$V = \frac{0,40 \cdot 1,0}{8,5} \cdot 5382671,76 = 2533022,005 \text{ kg} = 2533,022 \text{ ton}$$

Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung :

a. Arah X

$$\frac{H}{A} = \frac{H}{A} = < 3$$

$$F_i = \frac{W_i \cdot F_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot F_i} \cdot V_x$$

b. Arah Y

$$\frac{H}{A} = \frac{H}{A} = < 3$$

$$F_i = \frac{W_i \cdot F_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot F_i} \cdot V_x$$

Dengan :

F_i = Beban gempa nominal static ekuivalen yang merangkap pada pusat masa pada taraf lantai tingkat ke - i struktur atas gedung

W_i = Berat lantai tingkat ke - i, termasuk beban hidup yang sesuai

Z_i = Ketinggian lantai tingkat ke - i, diukur dari taraf penjepitan lateral

N = Nomor lantai tingkat paling atas

Tabel 5.1 Distribusi gaya geser dasar horizontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Y

Tingkat	Zi (m)	Wi (ton)	Wi . Zi	Fix,y (ton)
7	29,4	586,37	17239,19	497,66
6	25,2	799,38	20144,48	581,53
5	21	799,38	16787,06	484,61
4	16,8	799,38	13429,65	387,69
3	12,6	799,38	10072,24	290,77
2	8,4	799,38	6714,83	193,84
1	4,2	799,38	3357,41	96,92
		Total	87744,86	2533,02

Perhitungan waktu getar bangunan dengan cara T Rayleigh

Tabel 5.2 Waktu getar bangunan dalam arah X (Tx)

Tingkat	Wi (t)	dix (mm)	dix ² (mm ²)	Fix (t)	Wi . Dix ² (t . mm ²)	Fix . Dix (t . mm)
7	586.367	100	10000.00	497.66	5863670.00	49766.16
6	799.384	95.24	9070.66	581.53	7250938.55	55385.06
5	799.384	85.2	7259.04	484.61	5802760.43	41288.74
4	799.384	70.9	5026.81	387.69	4018351.49	27487.06
3	799.384	53.2	2830.24	290.77	2262448.57	15468.74
2	799.384	33.2	1102.24	193.84	881113.02	6435.62
1	799.384	12.9	166.41	96.92	133025.49	1250.29
				Σ	26212307.56	197081.67

$$Tx = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot dix^2}{g \cdot \sum Fix \cdot dix}} = 0,733 \text{ detik}$$

$$= 20 \% \times 0,733 = 0,1466$$

$$\text{Maka } Ty = 0,733 - 0,1466 = 0,5864 \text{ detik}$$

Tabel 5.3 Waktu getar bangunan dalam arah Y (Ty)

Tingkat	Wi (t)	diy (mm)	diy ² (mm ²)	Fiy (t)	Wi . Diy ² (t . mm ²)	Fiy . Diy (t . mm)
7	586,367	93	8649,00	56,71	5071488,18	5274,00
6	799,384	88	7744,00	53,73	6190429,70	4728,11
5	799,384	78	6084,00	44,77	4863452,26	3492,36
4	799,384	64	4096,00	35,82	3274276,86	2292,42
3	799,384	47	2209,00	26,86	1765839,26	1262,62
2	799,384	29	841,00	17,91	672281,94	519,38
1	799,384	10	100,00	8,95	79938,40	89,55
				Σ	21917706,60	17658,43

$$Ty = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot diy^2}{g \cdot \sum Fly \cdot diy}} = 2,241 \text{ detik}$$

$$= 20\% \times 2,241 = 0,283$$

$$\text{Maka } Ty = 2,241 - 0,228 = 2,013 \text{ detik}$$

Dari hasil perhitungan dengan cara T Rayleigh didapat

$$Tx = 0,5864 \text{ detik}$$

$$Ty = 2,013 \text{ detik}$$

Dari gambar 2 Respon Spektrum Gempa Rencana SNI 03 – 1726 – 2002.

$$Tx = 0,5864 \text{ detik, Zone 3, jenis tanah sedang, } C = 0,55$$

$$Ty = 2,013 \text{ detik, Zone 3, jenis tanah sedang, } C = 0,18$$

Karena koefisien gempa dasar C untuk perhitungan cara empiris dan cara T Rayleigh berubah maka distribusi akhir gaya geser dasar horizontal akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung di hitung menggunakan hasil perhitungan T Rayleigh.

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_1$$

$$Vx = \frac{0,55 \cdot 1,0}{0,85} \cdot 5382671,76$$

$$Vy = \frac{0,18 \cdot 1,0}{0,85} \cdot 5382671,76$$

$$Vx = 3482905,256 \text{ kg}$$

$$Vy = 1139859,902 \text{ kg}$$

Tabel 5.4 Waktu getar bangunan dalam arah X terkoreksi (Tx)

Tingkat	Zi (m)	Wi (ton)	Wi . Zi	Fix (ton)
7	29.4	586.37	17239.19	684.28
6	25.2	799.38	20144.48	799.61
5	21	799.38	16787.06	666.34
4	16.8	799.38	13429.65	533.07
3	12.6	799.38	10072.24	399.80
2	8.4	799.38	6714.83	266.54
1	4.2	799.38	3357.41	133.27
		Total	87744.86	3482.91

Tabel 5.5 Waktu getar bangunan dalam arah Y terkoreksi (Ty)

Tingkat	Zi (m)	Wi (ton)	Wi . Zi	Fiy (ton)
7	29.4	586.37	17239.19	223.95
6	25.2	799.38	20144.48	261.69
5	21	799.38	16787.06	218.07
4	16.8	799.38	13429.65	174.46
3	12.6	799.38	10072.24	130.84
2	8.4	799.38	6714.83	87.23
1	4.2	799.38	3357.41	43.61
		Total	87744.86	1139.86

5.1.6 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Angin

Beban angin dihitung berdasarkan section 1609 UBC 1997

- Kecepatan angin 70 mph

Tekanan angin → $q_s = 16,59 \text{ kg/m}^2$ Tabel 16-F UBC 1997

- Faktor Exposure (C)

Nilai factor exposure didapatkan dari Tabel 16-G UBC 1997

Pada Tabel 16-G menggunakan satuan *feet* sehingga pada perhitungan Ce nilai ketinggian yang tidak sesuai dengan table harus diinterpolasi.

Contoh perhitungan factor Ce :

$$\text{Tingkat 7} \rightarrow h_x = 29,4 \text{ m} = \frac{29,4}{0,3048} \text{ ft} = 96,46 \text{ ft}$$

Dari table : $h_x = 100 \text{ ft} \rightarrow Ce = 1,161$

$$h_x = 80 \text{ ft} \rightarrow Ce = 1,53$$

$$\text{maka untuk } h_x = 96,46 \text{ ft} \rightarrow Ce = 1,53 + \frac{96,46 - 80}{100 - 80} \times (1,61 - 1,53) = 1,6$$

- $I_w = 1$ (sarana pendidikan)
- Koefisien tekanan (C_q) untuk struktur frame utama :

Tabel 16-H UBC '97

→ $C_q = 0,8$ untuk dinding pada arah datangnya angin

→ $C_q = 0,5$ untuk dinding pada arah dibalik angin

- a. Tekanan pada arah datangnya angin

$$\begin{aligned} P &= C_e C_q q_p I_w \\ &= 1,6 \times 0,8 \times 16,59 \times 1 = 21,24 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Gaya angin = $P \times$ Luas bidang tekan angina pada dinding

$$= 21,24 \times 7,2 \times 2,1 = 323,568 \text{ kg}$$

- b. Tekan pada arah dibalik angin

Sesuai peraturan UBC 1997 section 1622, pada arah dibalik angina nilai Ce pada segala ketinggian adalah sam tergantung nilai Ce pada tinggi pertengahan. Sehingga besarnya gaya angina pada tinggi pertengahan.

Nilai C_e diambil pada ketinggian $h = \frac{29,4}{2} = 14,7$ m = 48,23 ft

$$C_e = 1,36$$

$$\begin{aligned} P &= C_e C_q q_s I_w \\ &= 1,38 \times 0,8 \times 16,59 \times 1 = 18,32 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin} &= P \times \text{Luas bidang tekan angin pada dinding} \\ &= 18,32 \times 7,0 \times 4,2 = 461,664 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel 5.6 Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 7,20 m

Level	Tributary Height (m)	Tinggi		Angin tekan			Angin hisap		
		m	ft	Ce	Tekan	Gaya	Ce	Tekan	Gaya
7	2,1	29,4	96,46	1,60	21,18	320,24	1,36	18,05	272,91
6	4,2	25,2	82,68	1,54	20,45	618,36	1,36	18,05	545,83
5	4,2	21	68,90	1,47	19,57	591,78	1,36	18,05	545,83
4	4,2	16,8	55,12	1,40	18,59	562,17	1,36	18,05	545,83
3	4,2	12,6	41,34	1,32	17,49	528,99	1,36	18,05	545,83
2	4,2	8,4	27,56	1,21	15,99	483,67	1,36	18,05	545,83
1	4,2	4,2	13,78	1,06	14,07	425,43	1,36	18,05	545,83

Tabel 5.7 Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 2,50 m

Level	Tributary Height (m)	Tinggi		Angin tekan			Angin hisap		
		M	ft	Ce	Tekan	Gaya	Ce	Tekan	Gaya
7	2,1	29,4	96,46	1,60	21,18	55,60	1,36	18,05	47,38
6	4,2	25,2	82,68	1,54	20,45	107,35	1,36	18,05	94,76
5	4,2	21	68,90	1,47	19,57	102,74	1,36	18,05	94,76
4	4,2	16,8	55,12	1,40	18,59	97,60	1,36	18,05	94,76
3	4,2	12,6	41,34	1,32	17,49	91,84	1,36	18,05	94,76
2	4,2	8,4	27,56	1,21	15,99	83,97	1,36	18,05	94,76
1	4,2	4,2	13,78	1,06	14,07	73,86	1,36	18,05	94,76

Tabel 5.8 Gaya angin tekan dan hisap memanjang bentang 5,50 m

Level	Tributary Height (m)	Tinggi		Angin tekan			Angin hisap		
		m	ft	Ce	Tekan	Gaya	Ce	Tekan	Gaya
7	2,1	29,4	96,46	1,60	21,18	122,31	1,36	18,05	104,24
6	4,2	25,2	82,68	1,54	20,45	236,18	1,36	18,05	208,48
5	4,2	21	68,90	1,47	19,57	226,03	1,36	18,05	208,48
4	4,2	16,8	55,12	1,40	18,59	214,72	1,36	18,05	208,48
3	4,2	12,6	41,34	1,32	17,49	202,04	1,36	18,05	208,48
2	4,2	8,4	27,56	1,21	15,99	184,73	1,36	18,05	208,48
1	4,2	4,2	13,78	1,06	14,07	162,49	1,36	18,05	208,48

Tabel 5.9 Gaya angin tekan dan hisap melintang bentang 6,00 m

Level	Tributary Height (m)	Tinggi		Angin tekan			Angin hisap		
		m	ft	Ce	Tekan	Gaya	Ce	Tekan	Gaya
7	2,1	29,4	96,46	1,60	21,18	133,43	1,36	18,05	113,71
6	4,2	25,2	82,68	1,54	20,45	257,65	1,36	18,05	227,43
5	4,2	21	68,90	1,47	19,57	246,58	1,36	18,05	227,43
4	4,2	16,8	55,12	1,40	18,59	234,24	1,36	18,05	227,43
3	4,2	12,6	41,34	1,32	17,49	220,41	1,36	18,05	227,43
2	4,2	8,4	27,56	1,21	15,99	201,53	1,36	18,05	227,43
1	4,2	4,2	13,78	1,06	14,07	177,26	1,36	18,05	227,43

5.1.7 PEMODELAN STRUKTUR

Dalam perencanaan gedung Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada ini gedung dimodelkan sebagai *Building Frame System* dengan *Shearwall*. Didalam pemodelan *Building Frame System*, *shearwall* didesain untuk menahan seluruh beban lateral (gaya horizontal) dan frame didesain untuk menahan seluruh beban gravitasi.

Shearwall dan balok kolom akan mengalami translasi yang sama besarnya karena pelat direncanakan sebagai diafragma yang kaku. Sehingga perlu mendesain struktur dimana balok kolom harus didesain untuk tidak runtuh dalam menahan translasi yang besar akibat dari beban lateral dan tidak rusak dalam menerima beban gempa yang kecil.

Perhitungan gaya – gaya dalam struktur menggunakan bantuan program software analisa struktur SAP 2000.

Pembagian pemodelan struktur dijabarkan sebagai berikut :

Pemodelan I

Pemodelan I pemodelan struktur dalam 3 dimensi yang digunakan untuk kepentingan mendapatkan besarnya reaksi akibat pembebanan lateral pada struktur, yang digunakan pada pengaku lateral (LRFS) pada struktur yang dalam hal ini adalah shearwall dan kolektor elemen sedangkan elemen struktur lainnya yang bukan bagian dari penahan gaya gempa tidak menerima gaya lateral tersebut. Untuk itu maka kekakuan dari frame NLFRS ditiadakan, dalam hal ini direduksi menjadi 1/100 kalinya sedangkan kekakuan dari shearwall tetap ada sehingga seolah – olah gaya lateral dapat diterima sepenuhnya oleh shearwall.

Pemodelan I memiliki dua tujuan yaitu :

1. Untuk mendapatkan besarnya Δm yang terjadi pada komponen penahan gaya lateral yaitu shearwall

Δm didapat dari perumusan :

$$\Delta m = 0,7 \times R \times \Delta s$$

Δs adalah besarnya output displacement yang didapat pada running pemodelan I

2. Untuk mendapatkan gaya – gaya dalam akibat gempa pada LRFS

Dari perhitungan gaya lateral yang terjadi dapat dilihat bahwa gaya lateral yang disebabkan gempa jauh lebih besar daripada gaya lateral yang disebabkan angin sehingga gaya lateral yang ditinjau hanya gaya lateral yang disebabkan oleh gempa.

Pemodelan II

Pemodelan struktur yang ke II ini ditujukan untuk mendapatkan gaya dalam pada struktur NLRFS akibat beban gempa yang bekerja padanya, pemodelan ini sesuai dengan konsep dasar perencanaan gempa bahwa frame tidak boleh rusak dalam menerima beban gempa kecil.

Untuk itu pemodelan II ini kekakuan semua elemen tetap ada dengan beban yang bekerja padanya adalah beban gempa dan torsi yang diakibatkan oleh

Untuk itu pemodelan II ini kekakuan semua elemen tetap ada dengan beban yang bekerja padanya adalah beban gempa dan torsi yang diakibatkan oleh tidak esentrisnya kekakuan struktur dengan pusat gempa massanya

Pemodelan III

Pemodelan yang ke III ini dimaksudkan bahwa frame harus mampu menahan beban gravitasi pada saat displacement terbesar tiap tingkat kearah lateral yang disebabkan oleh gempa, hal ini dimaksudkan bahwa struktur NLRFS tidak boleh runtuh pada saat beban gempa yang terjadi.

Untuk itu pada pemodelan ke III ini struktur mempunyai perilaku yang sama dengan pemodelan II namun beban yang bekerja pada struktur adalah pembebanan joint displacement sebesar Δ_m . Pemodelan ini selanjutnya dibandingkan dengan pemodelan II untuk menentukan konsep perhitungan yang bekerja pada struktur NLRFS.

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam pembebanan program SAP 2000 sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11 mengenai ketentuan kekuatan dan kemampuan layanan. Kombinasi pembebanan yang didapat dari SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 11.2 adalah sebagai berikut :

1. Kuat pelu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan $U = 1,4 \cdot D$

Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L

$$U = 1,2D + 1,6L$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban angina W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi beban D , L , dan W berikut harus ditinjau untuk menentukan nilai U yang terbesar yaitu

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,6W$$

Kombinasi beban juga harus memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh dan kosong untuk mendapatkan kondisi yang paling berbahaya

$$U = 0,9D \pm 1,6L$$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E$$

Atau

$$U = 0,9D \pm 1,0E$$

dalam hal ini nilai E ditetapkan berdasarkan ketentuan SNI – 1726 – 1989 – F, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung*, atau penggantinya. Pada penulisan tugas akhir ini menggunakan peraturan pembebanan gempa yang baru SNI 03 – 1726 – 2002.

5.2 PERANCANGAN BALOK INDUK

Perancangan struktur utama dapat dilakukan setelah mendapatkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur utama hasil dari analisa menggunakan software analisa struktur. Perhitungan penulangan struktur utama akan menggunakan peraturan SNI 03 – 2847 – 2002 serta peraturan lainnya yang menunjang.

Perencanaan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi. Kondisi yang pertama adalah kondisi pada saat balok belum berkomposit dengan elemen struktur yang lain, dan keadaan yang kedua adalah pada saat balok telah berkomposit. Dari dua keadaan ini akan dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan.

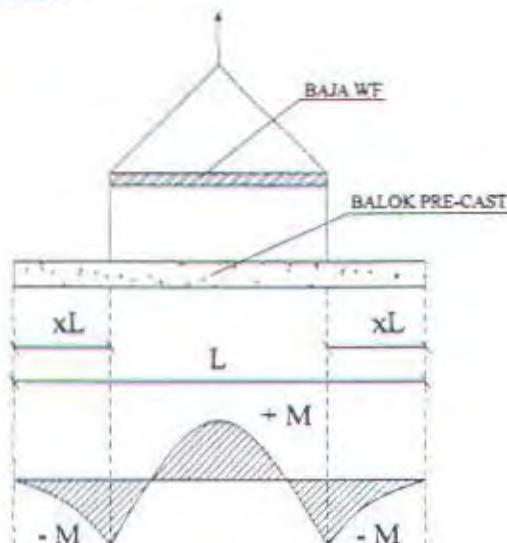
Data-data perancangan :

- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 320 Mpa
- Dimensi balok : 40/80

5.2.1 Pengangkatan dan Penumpukan Elemen Balok

5.2.1.1 Penngangkatan elemen balok

Balok induk diproduksi secara pracetak di lokasi, sehingga perlu dikontrol pada saat pengangkatan.



Gambar 5.1 Momen saat pengangkatan balok dari PCI Design Handbook

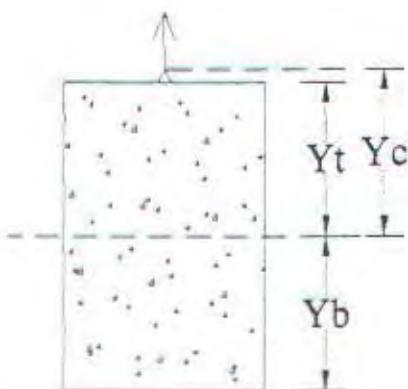
Dimana :

Dimensi balok 40/80, L = 7,2 m

$$+M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan\theta} \right)$$

$$-M = \frac{w \cdot x^2 \cdot L^2}{2}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan\theta}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan\theta} \right)} \right]}$$



Gambar 5.2 Potongan melintang balok

Balok induk memanjang 40/80

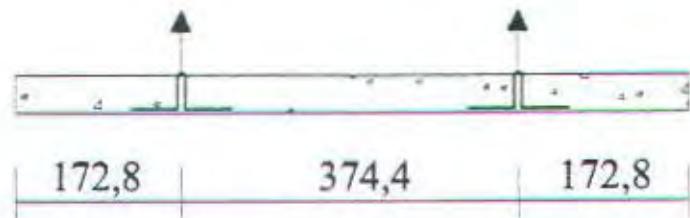
$$Y_t = Y_b = (80 - 14)/2 = 33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 66^2 = 14520 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 38 \text{ cm}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \cdot 38}{720 \cdot \tan 45}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{33}{33} \left(1 + \frac{4 \cdot 38}{720 \cdot \tan 45} \right)} \right]} = 0,24$$

$$X \cdot L = 0,24 \times 720 = 172,8 \text{ cm}$$



Gambar 5.3 Jarak tulangan angkat

Data – data profil baja :

- Panjang tekuk = 374,4 cm
- Mutu baja BJ 36
- Profil WF 100 x 100 x 6 x 8
 $A = 21,90 \text{ cm}^2$
 $i_x = 4,18 \text{ cm}$
 $i_y = 2,47 \text{ cm}$
 $w = 17,2 \text{ kg/m}$

Pembebatan

$$\text{Balok} = 0,4 \times 0,66 \times 7,2 \times 2400 = 4561,92 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 17,2 \times 7,2 &= 123,84 \text{ kg} \\ &W_t = 4685,76 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$T \cdot \sin \varnothing = P = \frac{1,2 \times k \times W_t}{2} = \frac{1,2 \times 1,2 \times 4685,76}{2} = 6747,49 \text{ kg}$$

$$T = \frac{6747,49}{\sin 45} = 9542,4 \text{ kg}$$

Tulangan Angkat Balok Melintang

$$P_u = 9542,4 \text{ kg}$$

Menurut PPBBI ps 2.2.2, tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu U32 adalah $= f_y/1,5$

$$\sigma_{\text{tarik ijin}} = \frac{3200}{1,5} = 2133,33 \text{ kg/m}^2$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{P_u}{\sigma_{\text{ijin}} \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq \sqrt{\frac{9542,4}{2133,33 \times \pi}}$$

$$\varnothing_{\text{tulangan angkat}} \geq 1,19 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan $\varnothing 12 \text{ mm}$

Momen yang terjadi

- **Pembebatan**

$$\text{Balok induk} = 0,4 \times 0,66 \times 2400 = 633,60 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 17,2 = 17,20 \text{ kg/m}$$

$$W_t = \frac{17,20}{650,8} +$$

- **Momen lapangan yang terjadi**

$$+ M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4 \cdot Y_c}{L \cdot \tan \vartheta} \right)$$

$$+ M = \frac{650,8 \times 7,2^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,24 + \frac{4 \times 0,38}{7,2 \times \tan 45} \right) = 1058,9818 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

$$F = \frac{M}{I} = \frac{10589818}{\frac{1}{6} \times 400 \times 660^2} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$Fr = 0,7 \sqrt{f'_c} = 3,83 \text{ MPa}$$

$$0,36 \text{ MPa} < 3,83 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Momen tumpuan yang terjadi

$$M = \frac{wx^2L^2}{2} = \frac{650,8 \times 0,24^2 \times 7,2^2}{2} = 971,6392 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi

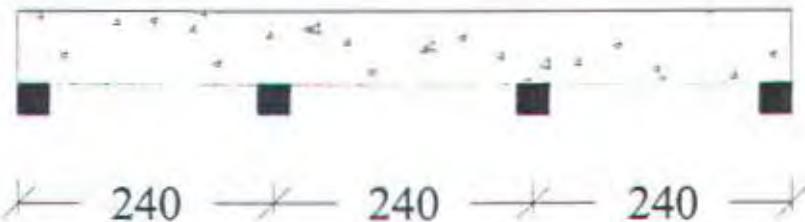
$$F = \frac{M}{Wt} = \frac{9716392}{\frac{1}{6} \times 400 \times 660^2} = 0,33 \text{ Mpa}$$

$0,33 \text{ Mpa} < 3,83 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{OK}$

5.2.1.2 Penumpukan elemen balok

$$W_{\text{balok}} = 0,4 \times 0,66 \times 7,2 \times 2400 = 4561,92 \text{ kg} = 45619,2 \text{ N}$$

Ditumpuk pada umur beton 3 hari = $0,4 f_c' = 12 \text{ Mpa}$



Gambar 5.4 Penumpukan balok

Kontrol tegangan yang terjadi pada tengah bentang

Balok :

$$\frac{1/3 \times W_{\text{balok}}}{\text{Luas bid kontak}} = \frac{1/3 \times 45619,2}{100 \times 40} = 3,80 \text{ Mpa}$$

Balok dapat ditumpuk maksimal sebanyak $= \frac{12}{3,80} = 3,16 \approx 3$ balok

5.2.2 Penulangan Lentur Balok Memanjang

Pada struktur Building Frames System, balok NLFRS direncanakan hanya menerima gaya grafitasi saja, namun juga tinjau pula bahwa balok tidak boleh rusak akibat gempa kecil dan tidak boleh runtuh akibat gempa besar. Sehingga pada perhitungannya momen yang terjadi akibat grafitasi harus dikombinasikan dengan momen yang terjadi akibat gempa pada pemodelan ketiga, selain itu perlu juga diperiksa apakah momen akibat deformasi kearah lateral melebihi momen akibat gempa. Hal ini hanya dilakukan didalam perencanaan balok sesudah komposit.

5.2.2.1 Penulangan lentur sebelum komposit

Balok precast pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit yang telah dihitung sebelumnya, namun beban yang dihitung hanyalah pembebanan yang berasal dari pelat, overtopping dan berat balok itu sendiri. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk menggunakan konsep *Tributary Area*.

Beban mati

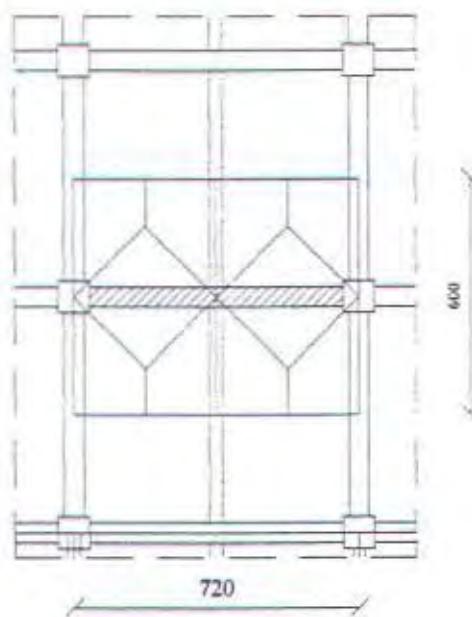
$$\text{Berat sendiri pelat pracetak} = 0,08 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat overtopping} = 0,05 \times 2400 = \underline{\underline{120 \text{ kg/m}^2}}$$

$$q_d \text{ pelat} = 336 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

$$\text{Beban pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$



Gambar 5.5 Tributary area balok

Beban mati

- Beban merata mati pelat (2 segitiga)

$$q_d = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 336 \cdot 3,6 = 1209,6 \text{ kg/m}$$

- Beban sendiri balok memanjang : $0,4 \times 0,66 \times 2400$

$$= 633,6 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1843,2 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat balok anak

$$\text{Beban trapezium : } \frac{1}{2} \cdot 336 \cdot 3,6 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,6}{6} \right)^2 \right] \cdot 2 \cdot 6 \cdot \frac{1}{2} = 3193,34 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sendiri balok anak : } 0,3 \times 0,46 \times 2400 \times 6 \times 2 \times \frac{1}{2} = 1987,20 \text{ kg}$$

$$P_d = 5180,54 \text{ kg}$$

Beban hidup

- Beban merata hidup pelat (2 segitiga)

$$Q_{L1} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 200 \cdot 3,6 = 720,00 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat balok anak

$$\text{Beban trapezium : } P_{L1} = \frac{1}{2} \cdot 200 \cdot 3,6 \cdot \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3,6}{6} \right)^2 \right] \cdot 2 \cdot 6 \cdot \frac{1}{2} = 1900,8 \text{ kg}$$

Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}q_u &= 1,2DL + 1,6LL \\&= 1,2 \cdot 1843,2 + 1,6 \cdot 720 \\&= 3363,84 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u &= 1,2DL + 1,6LL \\&= 1,2 \cdot 5180,54 + 1,6 \cdot 1900,8 \\&= 9257,93 \text{ kg}\end{aligned}$$

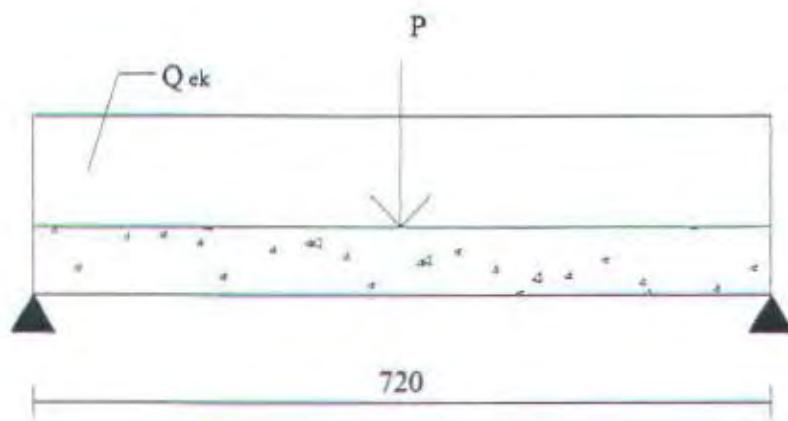
Contoh perhitungan

Dimensi balok induk 40/80 cm

Bentang balok induk = 6 m

Dipakai tulangan diameter 25 mm

$$\rho_{max} = 0,033 ; \rho_{min} = 0,002 ; m = 12,55$$



Gambar 5.6 Beban – beban yang bekerja

$$\begin{aligned}R &= (q_u \cdot L + P_u) / 2 \\&= (3363,84 \cdot 7,2 + 9257,93) / 2 \\&= 16738,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_I &= R \cdot \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \\&= 16738,79 \cdot \frac{7,2}{2} - \frac{1}{2} \cdot 3363,84 \cdot \left(\frac{7,2}{2}\right)^2 \\&= 54204,7284 \text{ kgm} = 542047284 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Karena perletakan sebelum komposit dianggap sendi maka momennya adalah nol, namun tetap diberi penulangan sebesar setengah dari tulangan lapangan.

$$d = 800 - 140 - 40 - 12 - (\frac{1}{2} \times 25) = 595,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{542047284}{0,8 \times 400 \times 595,5^2} = 2,58 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_e} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,58}{320}} \right) = 0,0085$$

$$\text{ternyata } \rho_{min} = 0,002 < \rho < \rho_{max} = 0,033$$

$$A_s \text{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0085 \times 400 \times 595,5$$

$$= 2024,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai } 5D25 = 2454,4 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan ½, tulangan lapangan 3D25

5.2.2.2 Penulangan lentur setelah komposit

Persyaratan tulangan :

- Rasio tulangan balance (ρ_b) = 0,044
- Rasio tulangan maksimum (ρ_{mak}) = 0,033
- Rasio tulangan minimum (ρ_{min}) = 0,0044
- Rasio antara baja dan beton (m) = 12,55

Contoh Perhitungan

Dari hasil analisa struktur dengan software SAP 2000 didapatkan nilai momen sebagai berikut :

$$M_{tulangan+} = + 210107400 \text{ Nmm}$$

$$M_{tulangan-} = - 345755800 \text{ Nmm}$$

$$M_{lapangan} = + 359504100 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan \rightarrow balok dianggap persegi

- Tulangan tumpuan atas

direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 25$

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

$$dx = 800 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 735,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{345755800}{0,8 \times 400 \times 735,5^2} = 2,0 \text{ MPa} \quad m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,0}{320}} \right) = 0,0065$$

ternyata ($\rho_{\min} = 0,0044 < \rho < \rho_{\max} = 0,033$)

maka digunakan $\rho = 0,0065$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0065 \times 400 \times 735,5 = 1914,49 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 5 $\varnothing 25$ ($As = 2454,4 \text{ mm}^2$)

- Tulangan tumpuan bawah

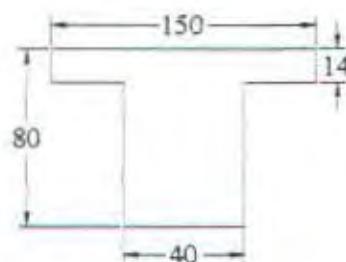
Diasumsikan $\delta = 0,5 \dots \dots \dots \text{SNI } 03 - 2847 - 2002$ pasal 23.3 (2.2)

$$As' = 0,5 \times 1912,3 = 956,15 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 $\varnothing 25$ ($As = 981,7 \text{ mm}^2$)

Pada lapangan \rightarrow balok dianggap sebagai balok T palsu

- Tulangan lapangan bawah



Gambar 5.7 Potongan balok T

$$be_1 = \frac{1}{4} \cdot L_b = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 16t = 40 + (16 \times 14) = 264 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2}(L_b - bw) = 280 \text{ cm}$$

$$b = be = 1500 \text{ mm}$$

$$dx = 800 - 40 - 12 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 735,5 \text{ mm}$$

$$M = 359504100 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{359504100}{0,8 \times 400 \times 735,5^2} = 2,08 \text{ MPa} \quad m = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 2,08}{320}} \right) = 0,0068$$

ternyata ($\rho_{\min} = 0,0044 < \rho < \rho_{\max} = 0,033$)

maka digunakan $\rho = 0,0068$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0068 \times 400 \times 735,5 = 1994,15 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 5 Ø 25 ($As = 2454,4 \text{ mm}^2$)

Cek balok T palsu

$$T = As \cdot fy$$

$$= 2454,4 \times 320 = 785440 \text{ N}$$

$$C = 0,85 \cdot fc' \cdot be \cdot hf$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1500 \times 140 = 5355000 \text{ N}$$

Karena $C > T$, maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar be .

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times fc' \times be} = \frac{2454,4 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1500} = 20,53 \text{ mm} < t = 140 \text{ mm}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{As}{bw \cdot d} = \frac{2454,4}{400 \times 735,5} = 0,0083 > \rho_{\min} = 0,0044 \dots \text{OK!}$$

$$\phi \cdot Mn = \phi \cdot As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 2454,4 \times 320 \left(735,5 - \frac{20,53}{2} \right)$$

$$= 455684296,704 \text{ Nmm} > Mu_{\text{Lap}} = 359504100 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

- Tulangan lapangan atas

Diasumsikan $\delta = 0,5$ SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.3 (2.2)

$$As' = 0,5 \times 1994,15 = 997,07 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $3 \varnothing 25$ ($As = 1472,6 \text{ mm}^2$)

Jadi kebutuhan tulangan setelah komposit dipakai

- Tulangan tumpuan atas = $5 \varnothing 25$
- Tulangan tumpuan bawah = $3 \varnothing 25$
- Tulangan lapangan atas = $3 \varnothing 25$
- Tulangan lapangan bawah = $5 \varnothing 25$

5.2.2.3 Penulangan geser dan torsi

Perencanaan geser dan torsi didasarkan pada SNI 03 – 2847 – 2002 bab 13 tentang geser dan puntir, garis besarnya sebagai berikut :

- Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan :

$V_u \leq \Phi V_n$ SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.1 (1)

Dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari :

$$V_n = V_c + V_s$$

dimana :

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser (0,6)

V_n = kuat geser nominal ($V_c + V_s$)

V_c = kuat geser beton

V_s = kuat geser nominal tulangan geser



- Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$T_u \leq \Phi T_n$ SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 (5)

Tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2 \cdot A_0 \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta$$

dimana :

T_u = momen torsi terfaktor pada penampang yang ditinjau

Φ = faktor reduksi geser dan torsi (0,6)

T_n = kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{u_{min}}$)

T_c = kuat momen torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm^2

A_t = luas satu kakisengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejark s , mm^2

f_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa

s = spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paraler dengan tulangan longitudinal, mm

$$T_{u_{min}} = \frac{\emptyset \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.6 (2.2.a)}$$

dimana :

\emptyset = faktor reduksi kekuatan

f'_c = kuat tekan beton, Mpa

A_{cp} = luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm^2

P_{cp} = keliling luar penampang beton, mm

Contoh Perhitungan

Perhitungan balok induk 40/80

- * $V_u = 69042,58 \text{ N}$

- * $T_u = 6059637 \text{ Nmm}$

Direncanakan dengan daktilitas terbatas :

Dipakai diameter tulangan geser 12 mm, $d = 735,5 \text{ mm}$

- Torsi maksimum yang mampu dipikul penampang

$$T_{U_{\max}} = \emptyset, \frac{\sqrt{f_i}}{3} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.6 (2.2.a)}$$

$$T_{U\max} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{30}}{3} \cdot \left(\frac{320000^2}{2400} \right) = 62318655,43 \text{ Nmm} > 6059637 \text{ Nmm}$$

$Nmm > 6059637\text{ Nmm}$

Jadi torsi dapat diabaikan dan hanya dilakukan perhitungan geser saja

- #### - Kebutuhan tulangan geser

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{6} \cdot bw \cdot d \quad \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.3 (1.1)}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 400 \cdot 735,5 = 268566,63 \text{ N}$$

$$\emptyset Vc = 0,6 \times 268566,63 = 161139,98 N$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times Vc = 80569,99N$$

$Vu < \frac{1}{2} \sigma Vc$tidak perlu tulangan geser

$$syarat s \leq \frac{d}{2} = \frac{549}{2} = 274,5 \text{ mm}$$

$s \leq 600$ mm

dipasang $s = 250\text{ mm}$

5.2.2.4 Penulangan stud balok induk

- a. Transfer Gaya Horisontal

Mekanisme dari gaya horizontal dihitung berdasarkan besarnya gaya geser yang dipindahkan melalui permukaan temu. ACI 318.83 mengusulkan dua metode alternatif untuk merencanakan transfer gaya horizontal, yaitu :

1. Perencanaan berdasarkan gaya geser berfaktor vertikal pada penampang yang ditinjau.
 2. Perencanaan berdasarkan pada kekuatan geser friksi pada bidang temu dimana kekuatan geser tersebut mampu menjamin perubahan aktual gaya tekan/tarik yang terjadi pada penampang yang ditinjau.

Dalam perancangan ini dipakai metode yang kedua, karena lebih mendekati kenyataan, dimana dasar desain :

$$V_u \leq \varnothing V_{nh}$$

Dimana :

V_u = gaya geser horizontal berfaktor dari penampang yang ditinjau

V_{nh} = kekuatan geser horizontal nominal

$\varnothing = 0,65$ SNI 03 – 2847 – 2002 (11.3 (2.b))

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 (19.5 (2)) ada tiga kasus yang mungkin terjadi, yaitu :

1. Bila bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan dan secara sengaja dikasarkan maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih besar daripada **0,6b,d** dalam Newton.
2. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19.6 (sengkang pengikat untuk geser horizontal) dan bidang kontaknya bersih dari serpihan, tetapi tidak dikasarkan, maka kuat geser V_{nh} tidak boleh diambil lebih besar daripada **0,6b,d** dalam Newton.
3. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 19.6 (sengkang pengikat untuk geser horizontal) dan bidang kontaknya bersih dan bebas dari serpihan dan dengan sengaja dikasarkan hingga mencapai tingkat kekasaran penuh dengan amplitudo kira – kira 5 mm, kuat geser V_{nh} dapat diambil sama dengan $(1,8 + 0,6\rho_y f_y)\lambda b,d$, tetapi tidak lebih besar daripada **3,5b,d** dalam Newton.

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002 (13.7 (4.1)), luas tulangan geser horizontal dapat dihitung dengan persamaan :

$$Avf = \frac{V_{nh}}{\mu \times f_y}$$

Avf = luas tulangan geser horizontal

V_{nh} = gaya geser horizontal nominal

μ = koefisien friksi SNI 03 – 2847 – 2002 (13.7 (4.3))

Tulangan geser dipasang dalam bentuk sengkang pengikat dengan jarak sengkang :

$$s = Lvh \frac{A_{tie}}{Av_i}$$

$$\begin{aligned}s_{maks} &= 4 \times \text{dimensi terkecil elemen yang didukung} \\ &= 560 \text{ mm}\end{aligned}$$

Penulangan geser minimum :

$$Av_{min} = bv \frac{Lvh}{3 \times f_y}$$

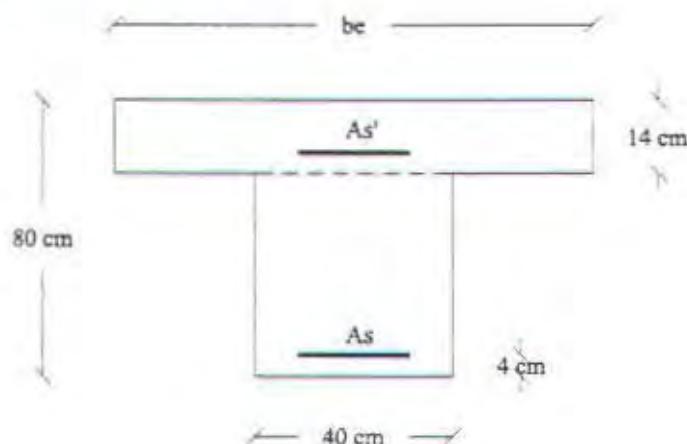
b. Perhitungan penulangan Stud

Stud berfungsi sebagai pengikat antara elemen pracetak dan elemen cast in place. Stud harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen. Dengan demikian kedua elemen tersebut dapat menjadi suatu elemen yang komposit dalam memikul beban.

Contoh Perhitungan

Balok dengan panjang 7,2 m, panjang balok yang mentransfer gaya permukaan, $Lvh = \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 7200 = 1800 \text{ mm}$.

Penulangan Stud Daerah Tumpuan



Gambar 5.8 Potongan melintang balok pada tumpuan

$$A_s = \text{Tul. Atas} = 5 \varnothing 25 (2454,4 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \text{Tul. Bawah} = 3 \varnothing 25 (1472,6 \text{ mm}^2)$$

$$V_{nh} = T = A_s \times f_y = 2454,4 \times 320 = 785408 \text{ N}$$

$$0,6 \times b_v \times d = 0,6 \times 400 \times 735,5 = 176520 \text{ N} < V_{nh}$$

Apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi yang kedua, maka

$V_{nh} < 0,6 \times b_v \times d \dots \dots \dots \text{OK}$

$$A_{vf} = \frac{V_{nh}}{\mu \times f_y} = \frac{176520}{1 \times 320} = 551,625 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\varnothing 10 \text{ mm}$, $A_{\text{tie}} = 2 \times 78,55 = 157,1 \text{ mm}^2$

$$s = 1800 \frac{157,1}{551,625} = 512,63 \text{ mm}$$

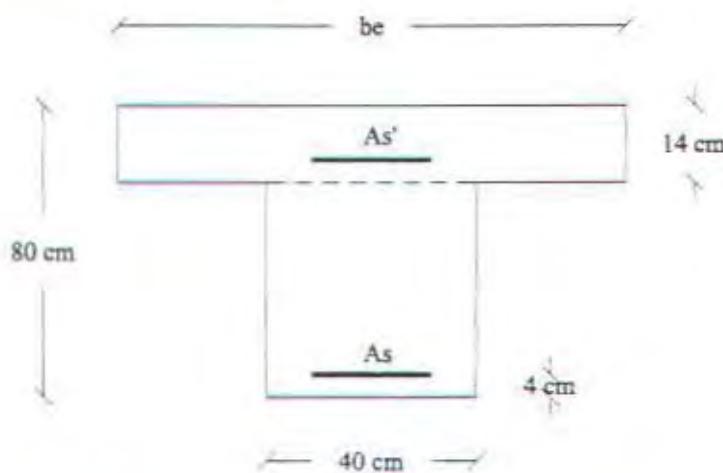
Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (19.6(1))

$$s_{\text{maks}} \leq 4 \times t_{\text{pelat}} = 560 \text{ mm}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang pengikat $\varnothing 10 - 250$

Penulangan Stud Daerah Lapangan



Gambar 5.9 Potongan melintang balok pada tumpuan

$$A_s = \text{Tul. Bawah} = 3 \varnothing 25 (1472,6 \text{ mm}^2)$$

$$A_s' = \text{Tul. Atas} = 5 \varnothing 25 (2454,4 \text{ mm}^2)$$

$$V_{nh} = T = A_s \times f_y = 2454,4 \times 320 = 785408 \text{ N}$$

$$0,6 \times bv \times d = 0,6 \times 400 \times 735,5 = 176520 \text{ N} < V_{nh}$$

Apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi yang kedua, maka
 $V_{nh} < 0,6 \times bv \times d \dots \dots \dots \text{OK}$

$$Avf = \frac{V_{nh}}{\mu \times f_y} = \frac{176520}{1 \times 320} = 551,625 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\varnothing 12 \text{ mm}$, $A_{\text{tie}} = 2 \times 78,55 = 157,1 \text{ mm}^2$

$$s = 1800 \frac{157,1}{551,625} = 512,63 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 (19.6(1))

$$s_{\max} \leq 4 \times t_{\text{pelat}} = 400 \text{ mm}$$

$$\leq 600 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang pengikat $\varnothing 10 – 250$

5.2.2.5 Panjang penyaluran

a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SNI 03 – 2847 – 2002 14.2(2) Tabel 11

- * Batang D – 22 dan lebih besar

$$\frac{\lambda_d}{d_b} = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda}{5\sqrt{f_c}}$$

dimana :

λ_d = panjang penyaluran, mm

d_b = diameter nominal batang tulangan

f_y = kuat leleh tulangan non prategang, Mpa

f_c' = kuat tekan beton, Mpa

α = faktor lokasi penulangan, diambil $\alpha = 1,3$

β = faktor pelapis, diambil $\beta = 1,0$

λ = faktor beton agregat ringan, diambil $\lambda = 1,0$

$$\lambda_d = \frac{3 \cdot 320 \cdot 1,3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 25}{5\sqrt{30}}$$

$$\lambda_d = 364,56 \text{ mm}, \text{ diambil } = 400 \text{ mm}$$

b. Panjang penyaluran tulangan tekan

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SNI 03 – 2847 – 2002 14.3(2)

$$\lambda_{ab} = \frac{d_b \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f_c}}, \text{ tetapi tidak kurang dari } 0,04 \cdot d_b f_y$$

$$\lambda_{ab} = \frac{10 \cdot 320}{4 \cdot \sqrt{30}} = 146,06, \text{ tidak kurang dari } 0,04 \cdot 10 \cdot 320 = 128$$

λ_d tidak boleh kurang dari 200 mm, dipakai $\lambda_d = 200$ mm.

5.2.2.6 Kontrol lendutan

Sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 tabel 8, syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut :

- Balok dengan dua tump $h_{min} = \frac{L}{16} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
- Balok dengan satu ujung menerus $h_{min} = \frac{L}{18,5} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
- Balok dengan kedua ujung menerus $h_{min} = \frac{L}{21} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$
- Balok kantilever $h_{min} = \frac{L}{8} \left[0,4 + \frac{f_y}{700} \right]$

Lendutan tidak perlu dihitung, sebab sejak dari preliminary design sudah direncanakan agar tinggi dari masing – masing type balok lebih besar dari persyaratan h_{min} .

5.2.2.7 Kontrol retak

Distribusi tulangan lentur harus diatur sedemikian rupa untuk membatasi retak lentur yang terjadi. Bila tegangan leleh rencana f_y untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus diporposikan sedemikian hingga nilai Z yang diberikan oleh

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{dc \times A} \dots \dots \dots \text{SNI 03 – 2847 – 2002 (12.6(4))}$$

tidak boleh melebihi 30 MN/m untuk penampang dalam ruangan.

f_s = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, f_s dapat

diambil $0,6 f_y$

$$= 0,6 \times 320 \text{ MPa} = 192 \text{ MPa}$$

d_c = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar kepusat batang tulangan (decking + Ø sengkang + setengah Ø tulangan)

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25 = 64,5 \text{ mm}$$

A = Luas efektif beton tarik disekitar tulangan lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi dengan jumlah batang tulangan

- Untuk daerah lapangan

$$\begin{aligned} A &= \frac{b \cdot (2 \cdot d_c)}{\gamma_{bc}} \text{ dimana } \gamma_{bc} = \text{banyak tulangan pada sisi yang tertarik} \\ &= \frac{0,4 \times (2 \times 0,0645)}{6} = 0,0086 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,0645 \times 0,0086} = 15,77 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Untuk daerah tumpuan

$$\begin{aligned} A &= \frac{b \cdot (2 \cdot d_c)}{\gamma_{bc}} \text{ dimana } \gamma_{bc} = \text{banyak tulangan pada sisi yang tertarik} \\ &= \frac{0,4 \times (2 \times 0,0645)}{3} = 0,0172 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Z = 192 \times \sqrt[3]{0,0645 \times 0,0172} = 19,87 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

5.2.2.8 Kontrol guling

Pelaksanaan pemasangan elemen pracetak sangat risikan terjadi guling pada komponen tumpuan, misalnya balok yang ditumpu oleh pelat dapat terjadi kesalahan yang mengakibatkan guling pada balok sehingga dalam pemasangan pelat pra-cetak perlu dilakukan control guling.

- Beban dari pelat :

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup pekerja} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_u = 1,2 \cdot 216 + 1,6 \cdot 200 = 579,2 \text{ kg/m}^2$$

- Beban equivalent 2 segitiga :

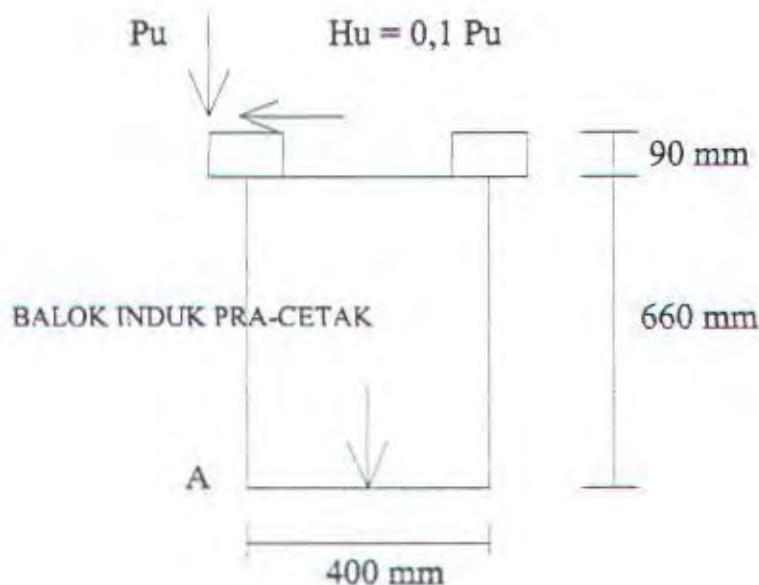
$$q_d = \frac{1}{2} \cdot 579,2 \cdot 3,6 = 1042,56 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat balok anak

Berat sendiri balok anak : $0,3 \times 0,46 \times 2400 \times 6 \times 2 \times \frac{1}{2} = 1987,20 \text{ kg}$

$$P_u = 1042,56 \times 3,6 + 1987,20 = 5740,42 \text{ kg}$$

$$H_u = 0,1 \times 5740,42 = 574,04 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{(asumsi)}$$



Gambar 5.10 Potongan melintang balok

- * Momen guling terhadap titik A :

$$M_G = (P_u \times 0,04) + (H_u \times 0,66) = 608,48 \text{ kgm}$$

- * Momen penahanan :

$$\text{Beban balok induk (w)} = 2400 \times 0,4 \times 0,66 \times 7,2 = 4561,92 \text{ kg/m}$$

$$M_p = 4561,92 \times \frac{0,4}{2} = 912,38 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{penahanan}} > M_{\text{guling}} \dots \dots \dots \text{OK}$$

5.3 PERANCANGAN KOLOM

5.3.1 Umum

Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom, kontrol terhadap triaksial bending kolom dengan *Bressler Reciprocal Method* dan penulangan geser kolom. Perancangan konsol pendek sebagai penyangga balok pracetak yang akan disambung dengan kolom dibahas dalam Bab Perancangan Sambungan.

Elemen kolom dilaksanakan Metode Precast dengan mutu beton yang sama dengan elemen beton. Gaya dalam yang bekerja dihitung dengan software SAP 2000. Pedoman peraturan perencanaan yang dipakai adalah SNI 03 – 2847 – 2002, *Reinforced Concrete Design* oleh Chu-Kia Wang serta grafik bantu interaksi M-N empat sisi dari Laboratorium Konstruksi Jurusan Teknik Sipil ITS.

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan sebagai *beamn column*, dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsungan komponen struktur tersebut.

Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsungan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar : $M_o = P \cdot \Delta$, sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan dalam sub bab-sub bab berikut.

5.3.2 Panjang tekuk kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai balok di ujung-ujungnya yang dikaitkan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya :

$k \geq 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (*unbraced*)

$k \leq 1$ untuk kolom dengan pengaku samping (*braced*)

Faktor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepit ujung atas (ψ_A) dan tingkat penjepit ujung bawah (ψ_B) dimana tingkat penjepit ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\psi(A/B) = \frac{\sum(EIc/Lc)kolom}{\sum(EIb/Lb)balok}$$

dimana :

$\psi(A/B)$ = tingkat penjepitan ujung atas dan bawah

Ib, Ic = momen inersia balok, kolom

Lb, Lc = panjang elemen balok, kolom

Nilai dari faktor tekuk (k) dapat diperoleh dari *nomogram* atau *grafik Alignment* dari *Structural Stability Research Council Guide* dengan cara menarik garis yang menghubungkan nilai ψ_A dan ψ_B yang disesuaikan apakah kolom yang direncanakan tergolong *braced frame* atau *unbraced frame*.

5.3.3 Batasan tulangan kolom

Nilai dari ρ adalah $0,01 \leq \rho \leq 0,08$. Hal ini berarti rasio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak boleh kurang dari 1 % dan tidak boleh lebih dari 8 % dari luas bruto penampang kolom (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 12.9 (1)).

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya rangkak (*creep*) yang terjadi pada beton. Pertimbangan lainnya adalah untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 6 buah untuk sengkang pengikat spiral.

5.3.3.1 Kolom pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perancangan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsungan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom (kLn) terhadap radius girasi (r) :

$$\frac{kLn}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

dimana :

- $M_2 > M_1$ (braced frame)
- Nilai $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1 \rightarrow \frac{kLn}{r} < 22$ (*unbraced frame*)
- Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{\gamma_4}$ atau

$r = 0,3 h$ dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

$r = 0,25 d$ untuk kolom bulat (d = diameter kolom)

bila $\frac{M_1}{M_2} > 0$; *single curvature*

bila $\frac{M_1}{M_2} < 0$; *double curvature*

5.3.3.2 Kolom Kolom panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsungan untuk kolom pendek atas tidak terpenuhi maka suatu komponen struktur boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsungan besar akan menimbulkan lendutan kesamping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

Dalam peraturan ACI, perhitungan dari pengaruh kelangsungan dapat didekati dengan menggunakan cara pembesaran momen, dimana jumlah dari momen primer dan sekunder dikalikan dengan suatu faktor pembesaran δ .

SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 12.12 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan

suatu faktor pembesaran menjadi :

$$M_c = \delta_{ns} M_2, \dots, \dots, \text{SNI } 03 - 2847 - 2002 \text{ pasal } 12.12(3)$$

dengan

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\lambda_u)^2}$$

bila tidak menggunakan perhitungan yang lebih akurat, EI dalam persamaan diatas boleh diambil sebesar.

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d}$$

atau secara lebih konservatif

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

dimana :

M_c = momen terfaktor yang menimbulkan goyangan kesamping yang berarti pada struktur, Nmm

M_2 = momen ujung terfaktor yang lebih besar pada komponen struktur tekan, selalu bernilai positif, Nmm .

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) > 0,4$$

5.3.4 Penulangan lentur kolom

Dari perhitungan pembesaran momen untuk kolom panjang diatas, maka penulangan lentur kolom dapat dicari dengan bantuan diagram interaksi M-N non dimensi dari Grafik dan Table Perhitungan Beton Bertulang berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002.

Tahapan-tahapan penulangan lentur kolom :

1. Tetapkan apakah kolom termasuk braced atau unbraced. Dalam hal ini jenis kolom adalah *braced* karena terdapat dinding geser yang dapat dianggap mampu menahan kearah lateral.

2. Tetapkan apakah kolom termasuk kolom pendek atau kolom panjang. Seperti telah dijelaskan diatas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen, dan sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.
3. Momen yang telah diperoleh dari langkah 2, kemudian dihitung momen ekivalensinya. Dimana momen dua arah (*biaxial*) dijadikan satu arah, ke arah yang kritis. Rumus yang digunakan adalah:

$$\phi.M_{nx} = M_{ux} + M_{uy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \quad \text{untuk } M_{ux} > M_{uy}$$

$$\phi.M_{ny} = M_{uy} + M_{ux} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta} \quad \text{untuk } M_{ux} < M_{uy}$$

Harga β berkisar antara 0,55 sampai dengan 0,65 dan untuk desain lebih akurat biasa digunakan 0,65. Dari dua harga momen di atas dipilih yang terbesar untuk mendesain tulangan dengan bantuan diagram interaksi.

Diagram interaksi M-N tersebut dibuat berdasarkan bermacam-macam mutu beton dan mutu baja tulangan, sumbu ordinatnya menyatakan P_u dan sumbu absisnya menyatakan M_u dengan rumus sebagai berikut :

$$K_y = \frac{P_u}{A_g} \quad \dots \dots \dots \text{untuk sumbu ordinat (y)}$$

$$K_x = \frac{M_u}{A_g \cdot h} \quad \dots \dots \dots \text{untuk sumbu absis (x)}$$

nilai P_n diperoleh dari hasil analisa SAP 2000, sedangkan M_n diperoleh dari rumus di atas. Besarnya ρ pelu diperoleh dengan menarik garis sejajar sumbu x sebesar K_x yang dipotong dengan garis sejajar sumbu y sebesar K_y . Diagram interaksi kolom dapat dilihat pada lampiran.

4. Memilih jumlah tulangan sesuai dengan A_{perlu} , dimana perumusannya
 $A_{perlu} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot h$ yang nantinya akan menghasilkan A_{ada} .
5. Pengontrolan membandingkan P_n penampang dengan P_n yang terjadi
 P_n penampang > P_n yang terjadi kolom kuat
 P_n penampang < P_n yang terjadi kolom tidak kuat

Contoh perhitungan menggunakan kolom pada lantai 1

- Gaya-gaya yang bekerja pada kolom (dari output SAP 2000) :
 - $P_u = 3699880 \text{ N}$
 - $M_{2b}(x) = 37122,91 \text{ Nm}$
 - $M_{2b}(y) = 45205,45 \text{ Nm}$
 - $M_{2s}(x) = 152230,3 \text{ Nm}$
 - $M_{2s}(y) = 173756,9 \text{ Nm}$
- Data-data perancangan :
 - Dimensi kolom = $800 \times 800 \text{ mm}^2$
 - Tinggi kolom = 4200 mm
 - Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
 - Mutu baja (f_y) = 320 Mpa
 - Decking = 40 mm
 - Tulangan utama = $\emptyset 32$
 - Beugel = $\emptyset 10$
 - Jenis kolom = braced (dengan pengaku)
 - $d' = 800 - 40 - 10 - \frac{1}{2}.32 = 734 \text{ mm}$

Perhitungan factor tekuk (k)

$$Ec = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 27691 \text{ MPa}$$

EI balok (ukuran $400 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$)

$$Ig = \frac{1}{12} \cdot 400 \times 800^3 = 1,7 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{balok} &= \frac{0,5 \cdot Ec \cdot Ig}{(1 + \beta_d)} \\ &= \frac{0,5 \times 27691 \times 1,7 \cdot 10^{10}}{(1 + 0,65)} = 1,4 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

EI kolom (ukuran $800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$)

$$Ig = \frac{1}{12} \cdot 800 \times 800^3 = 3,41 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} EI_{kolom} &= \frac{Ec \cdot Ig}{2,5 \cdot (1 + \beta_d)} \\ &= \frac{27691 \times 3,41 \cdot 10^{10}}{2,5 \cdot (1 + 0,65)} = 2,29 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Faktor jepitan atas

$$\Psi_A = \frac{\sum (EIc/Lc)kolom}{\sum (Elb/Lb)balok} = \frac{2 \times 1,40 \cdot 10^{14}}{2 \times 2,29 \cdot 10^{14}} \frac{4200}{7200} = 1,05$$

Faktor jepitan bawah

$$\Psi_B = 0 \text{ (secara teoritis)}$$

Tetapi *Structural Stability Research Council* menyarankan bahwa untuk tujuan praktik Ψ_B tidak boleh diambil kurang dari 1, sehingga nilai $\Psi_B = 1$

Kontrol kelangsungan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (braced frame)

Jari-jari girasi (r) = $0,3 \cdot h = 0,3 \times 800 = 240$, dari nomogram $k = 0,775$

$$\text{Nilai kelangsungan} = \frac{k \cdot Lu}{r} = \frac{0,775 \times 4200}{240} = 13,56$$

Pengaruh kelangsungan boleh diabaikan SNI 03 – 2847 – 2002 psl 12.12 (2)

Perhitungan pembesaran momen

$$Cm = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$= 0,6 + 0,4 \left(\frac{98661,1}{210107} \right) = 0,79$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 2,29 \cdot 10^{14}}{(0,775 \cdot 4200)^2} = 104568705,37 \text{ N}$$

$$\delta_{ns} = \frac{0,79}{1 - \frac{1227489}{0,75 \cdot 104568705,37}} = 0,80 \geq 1,0 \text{ diambil faktor perbesaran 1}$$

$$Mcx = \delta_{ns} \cdot M_2(x)$$

$$= 1,00 \times 98661,1 = 98661,1 \text{ Nm}$$

$$Mc y = \delta_{ns} \cdot M_2(y)$$

$$= 1,00 \times 210107 = 210107 \text{ Nm}$$

Perhitungan momen ekuivalen

Karena M_{Ny} lebih besar dibandingkan dengan M_{Nx} maka persamaan momen ekuivalen yang dipakai adalah :

$$\phi M_{Ny} = M_{Ny} + M_{Nx} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1-\beta}{\beta}$$

$$= 210107 + 98661,1 \times 1 \times \frac{1-0,65}{0,65} = 263232,21 \text{ Nm}$$

Perhitungan luas tulangan lentur

$$K_y = \frac{P_u}{A_g} = \frac{1227489}{800^2} = 1.92$$

$$K_x = \frac{M_u}{A_g \cdot h} = \frac{263232210}{800^2 \times 800} = 0,51$$

Dari diagram interaksi M-N F 320-30-0,8-4 diperoleh $\rho = 1\%$

Sehingga didapat $A_s \text{ perlu} = \rho \times A_g = 0,01 \times 800 \times 800 = 6400 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 16 Ø 25 ($A_s = 7854,4 \text{ mm}^2$)

$$\rho_{\text{actual}} = \frac{5026,7}{800 \times 800} = 1,23\%$$

5.3.5 Kontrol dengan Bresler Resiprocal Method

Bresler Resiprocal Method merupakan salah satu teori dalam pengecekan kolom yang mengalami momen dari dua arah (*biaxial bending*). Sebagai alat bantunya digunakan diagram interaksi yang sama dengan yang digunakan untuk merencanakan tulangan lentur kolom di atas.

Prosedur perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Hitung harga e/h untuk masing-masing arah momen. Momen yang digunakan ialah momen yang dihasilkan dari langkah-langkah perencanaan tulangan lentur kolom.
2. Dari harga e/h untuk masing-masing arah momen dan ρ yang digunakan, lalu titik pertemuannya diproyeksikan sejajar sumbu x untuk memperoleh harga $\frac{\phi \cdot P_n}{A_g}$. Maka harga P_n untuk arah x dan y dapat diperoleh.

Kekuatan penampang tekan yang memperoleh gaya aksial dan momen lentur dalam dua arah sumbu utamanya (*momen biaxial*) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$\frac{1}{Pnb} = \frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Pob} \geq Pn_{ada}$$

dimana :

Pnx = gaya aksial nominal arah x

Pny = gaya aksial nominal arah y

Pob = kekuatan nominal tanpa eksentrisitas

$$= 0,8 \varnothing [0,85fc'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \dots \text{SNI } 03 - 2847 - 2002 \text{ pers 19}$$

dengan harga e_x/h , e_y/h dan ρ yang telah terpasang, maka nilai Pox dan Poy dapat dicari dengan diagram interaksi M-N dengan rumus :

$$Pn_x = \frac{kx \cdot Ag}{0,65}$$

$$Pn_y = \frac{ky \cdot Ag}{0,65}$$

dimana kx dan ky adalah konstanta yang didapat pada sumbu ordinat diagram interaksi M-N untuk Pn_x dan Pn_y . Diagram interaksi dapat dilihat pada lampiran.

Cek Biaxial Bending Moment dengan Bressler Reciprocal Method :

Perhitungan Pob :

$$\begin{aligned} Pob &= 0,8 \varnothing [0,85fc'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 [0,85 \times 30(800^2 - 7854,4) + (320 \times 7854,4)] \\ &= 9689222,816 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan Pnx :

$$\frac{M_{ux}}{Ag \cdot h} = \frac{210107 \cdot 10^3}{800^2 \times 800} = 0,41$$

Dari diagram F 320-30-0,8-4 dengan $\rho = 1,05\%$ diperoleh :

$$kx = \frac{\phi \cdot Pnx}{0,65} = 15$$

$$Pn_x = \frac{kx \cdot Ag}{0,65} = \frac{15 \times 600^2}{0,65} = 8307692,31 \text{ N}$$

Perhitungan Pny :

$$\frac{M_{uy}}{Ag \cdot h} = \frac{274366,94 \cdot 10^3}{600^2 \times 600} = 1,27$$

Dari diagram F 320-30-0,8-4 dengan $\rho = 1,05\%$ diperoleh :

$$k_y = \frac{\phi \cdot P_{ny}}{0,65} = 17,5$$

$$P_{ny} = \frac{k_x \cdot Ag}{0,65} = \frac{17,5 \times 800^2}{0,65} = 17230769,23 \text{ N}$$

Maka didapat :

$$\begin{aligned} \frac{1}{P_{nb}} &= \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{ob}} \\ &= \frac{1}{17230769,23} + \frac{1}{17230769,23} - \frac{1}{9689222,816} \end{aligned}$$

$$P_{nb} = 77736460,76 \text{ N}$$

$$P_u = 3699880 \text{ N}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{3699880}{0,65} = 5692123,08 \text{ N}$$

$P_{nb} > P_n$ OK!

5.3.6 Penulangan geser dan torsi kolom

Penulangan geser dan torsi kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok, hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton bertulang tahan gempa (diatur dalam PB 1989 Appendiks A). Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- Rasio tinggi antara kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25.
- Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk.
- Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari $d/5$, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengkang dan 300 mm.

- Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- Pada daerah ujung sejarak d dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton ($\varnothing V_c$) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.
- Pada komponen struktur kolom, torsi kompatibilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya-gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolom khusus.
- Selanjutnya untuk langkah-langkah perhitungan penulangan geser-torsi dapat dilihat pada sub bab penulangan geser-torsi pada perancangan balok.

Contoh perhitungan diambil kolom pada lantai 1 :

- $N_u = 1227489 \text{ N}$
- $V_u = 128109,9 \text{ N}$
- $b_w = 800 \text{ mm}$
- $\varnothing \text{ utama} = 25 \text{ mm}$
- $\varnothing \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$
- $d = 800 - 40 - 12 - \frac{1}{2}.25 = 735,5 \text{ mm}$

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 800 \times 735,5 \left(1 + \frac{1227489}{14 \cdot 800^2} \right) = 1221437,30 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\varnothing V_c = 0,6 \times 1221437,30 = 732862,38 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \cdot \varnothing V_c = 366431,19 \text{ N} > V_u = 128109,9 \text{ N}$$

Karena $V_u < \frac{1}{2} \cdot \emptyset \cdot V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar :

$$s = \frac{At \cdot 3 \cdot fy}{bw} = \frac{157 \times 3 \times 320}{800} = 188,4 \text{ mm}$$

s maksimum $\leq 0,5 \cdot h = 0,5 \times 800 = 400 \text{ mm}$

$\leq 10 \cdot d_b = 10 \times 20 = 200 \text{ mm}$

$\leq 200 \text{ mm}$

Dipasang tulangan sengkang $\emptyset 12 - 200 \text{ mm}$

5.3.7 Pengangkatan dan penumpukan elemen kolom

Pengangkatan kolom

Dalam perencanaan perlu ditinjau kekuatan kolom saat dilakukan pengangkatan.



Kondisi paling kritis terjadi pada kondisi kedua, dimana pada kemiringan tertentu akan timbul momen akibat pengangkatan.

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

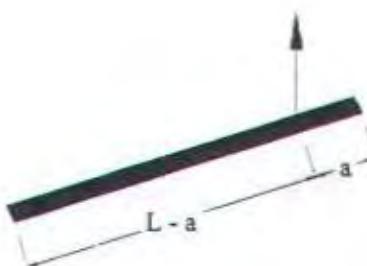
$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot a}{L - a}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - (\frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2)$$

Syarat ekstrim :

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \rightarrow R_1 - q \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - (2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)}$$



$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= M_2 = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 && \text{dimana } R_1 = q \cdot x \\
 &= q \cdot x^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{L^2 - (2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)} \right)^2
 \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left(\frac{L^2 - (2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)} \right)^2 \quad \text{dimana } q = 0,8 \times 0,8 \times 2,4 = 1,536 \text{ t/m}$$

$$a^2 = \left(\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L - a)} \right)^2$$

$$a = \left(\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L - a)} \right)$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

untuk $L = 4 \text{ m}$ didapat

$$\text{diperoleh persamaan : } 2a^2 - 16,8a + 17,64 = 0$$

$$\text{maka : } a_1 = 7,17 \text{ m} ; a_2 = 1,29 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 = M_2 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,536 \times 1,29^2 = 1,28 \text{ tm} = 1,28 \cdot 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{M}{Z} = \frac{1,28 \cdot 10^6}{\frac{1}{6} \times 800 \times 800^2} = 0,015 \text{ Mpa} < (\text{fit} = 0,7 \sqrt{f_c} = 3,83 \text{ Mpa}) \dots \dots \text{OK!}$$



Penumpukan kolom

$$W \text{ kolom} : 4,2 \times 0,80 \times 0,80 \times 2400 = 6451,2 \text{ kg} (= 64512 \text{ N})$$

Ditumpuk pada umur beton 3 hari = 0,40 f_c' (= 12 Mpa)

Tumpuan menggunakan kayu dimensi 10 x 10 x 60 cm

Kontrol tegangan yang terjadi pada tengah bentang :

$$\text{Kolom : } \frac{\frac{1}{2} \times W \text{ kolom}}{A_{\text{bidangkontak}}} = \frac{\frac{1}{2} \times 64512}{100 \times 60} = 5,376 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ditumpuk sebanyak } \frac{12}{5,376} = 2,23 \rightarrow 2 \text{ tumpuk}$$

5.4 PERENCANAAN DINDING GESER

5.4.1 Umum

Shearwall dalam gedung berguna untuk menahan gaya geser dan momen – momen yang terjadi akibat gaya lateral. Perancangan shearwall berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 12 sebagai struktur pemikul lentur dan aksial serta pasal 16 sebagai struktur dinding.

5.4.2 Kuat beban aksial rancang

Kuat beban aksial rancang $\varnothing P_{rw}$ berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 16.5 (2) persamaan (95)

$$\varnothing P_{rw} = 0,55 \cdot \varnothing \cdot f_c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_e}{32 \cdot H} \right)^2 \right]$$

dimana :

$\varnothing = 0,7$

k = faktor panjang efektif (0,8 dikekang pada salah satu atau kedua ujungnya)

L_e = jarak vertikal antara dua tumpuan

H = tebal dinding

5.4.3 Perencanaan geser

Perencanaan geser harus berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.10, dimana dinyatakan perencanaan dinding geser pada struktur dasar dibedakan dengan struktur diatasnya, perbedaan ini terletak pada kuat geser rencana pada dinding geser. Pada dinding geser selain selain lantai dasar gaya geser pada dinding geser diasumsikan diterima hanya oleh tulangan saja sehingga akan terjadi keadaan paling kritis pada lantai dasar, dimana apabila terjadi pembesaran dinamis tulangan shearwall pada lantai dasar tetap mampu untuk menahan gaya yang terjadi, sehingga sendi plastis diharapkan akan terjadi pada bagian bawah shearwall (lantai dasar).

5.4.4 Ketentuan perencanaan dinding geser

Kuat geser dinding terhadap gaya geser tegak lurus muka dinding dan gaya geser dalam bidang dinding harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

1. Kuat geser V_n pada sembarang penampang horizontal terhadap geser bidang dinding tidak boleh lebih besar dari $(5/6 \cdot \sqrt{f_c}) \cdot h \cdot d$
2. Untuk kuat geser V_c diambil dari nilai terkecil dari persamaan sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 13.10 (6) :

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot \lambda_w} \text{ atau } V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f_c} + \frac{\lambda_w \left(\sqrt{f_c} + 2 \frac{N_u}{\lambda_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\lambda_w}{2}} \right] \cdot \frac{h \cdot d}{10}$$

dengan N_u adalah negative untuk tarik, persamaan diatas tidak berlaku bila $(M_u/V_u - 2)$ bernilai negatif. Nilai N_u tidak boleh diambil lebih besar

daripada $\frac{\sqrt{f_c} \cdot h \cdot d}{6}$

dimana :

λ_w = panjang horizontal dinding, mm

d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal, tapi tidak perlu kurang dari 0,8h untuk penampang bulat dan elemen prategang, mm

4. Rasio ρ_h dari luas tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding tidak boleh kurang dari 0,0025 (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.10 (9.2))
5. Spasi tulangan geser horizontal s_2 tidak boleh lebih besar dari pada $\lambda_w/5$, 3h ataupun 500 mm
6. Rasio dari luas tulangan geser vertical terhadap luas bruto penampang horizontal dinding ρ_{n1} tidak boleh kurang daripada :

$$\rho_n = (0,025) + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{\lambda_w} \right) [\rho_h - 0,0025]$$

ataupun 0,0025, tetapi tidak perlu lebih besar dari tulangan geser horizontal perlu (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.10 (9.4))

5.4.5 Ketentuan perencanaan dinding struktural beton khusus

Selain itu perlu diperhatikan syarat – syarat penulangan untuk struktur dengan tingkat daktilitas dua (terbatas).

1. Dalam segala hal tidak boleh kurang dari persyaratan untuk struktur tingkat daktilitas 2 (terbatas)
2. Diameter tulangan $< 1/10$ tebal dinding
3. Paling sedikit 2 lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $(1/6)A_{cv}\sqrt{f_c}$ (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.6 (2.2))
4. Spasi tulangan untuk masing – masing arah pada dinding structural tidak boleh melebihi 450 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.6 (2.1))
5. Semua tulangan menerus pada dinding struktural harus diangkur atau disambung lewat sesuai dengan ketentuan untuk tulangan tarik pada SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.5 (4)
6. Kuat geser nominal, V_u dinding structural tidak diperkenankan kebih daripada,

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f_c} + \rho_n f_y]$$

dimana koefesien $\alpha_c = 1/4$ untuk $\left(\frac{h}{\lambda}\right) \leq 1,5$, $\alpha_c = 1/6$ untuk $\left(\frac{h}{\lambda}\right) \geq 2,0$, dan dapat digunakan interpolasi linier untuk nilai – nilai diantaranya

7. Nilai rasio $\left(\frac{h}{\lambda}\right)$ yang dipakai menentukan V_n untuk segmen – segmen dinding harus merupakan nilai terbesar dari rasio – rasio untuk dinding keseluruhan dan segmen dinding tersebut
8. Dinding harus mempunyai tulangan geser tersebar yang memberikan tahanan dalam dua arah orthogonal pada dinding. Apabila rasio $\left(\frac{h}{\lambda}\right)$ tidak melebihi 2,0 rasio penulangan ρ_v tidak boleh kurang dari pada rasio penulangan ρ_n

9. Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama - sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $(2/3)A_{cv}\sqrt{f_c}$, dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding structural, dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh melebihi $(5/6)A_{cp}\sqrt{f_c}$, dengan A_{cp} adalah luas penampang dinding yang ditinjau
10. Tahanan geser nominal segmen – segmen dinding horizontal tidak boleh diambil melebihi $(5/6)A_{cv}\sqrt{f_c}$, dimana A_{cp} adalah luas penampang segmen dinding horizontal atau balok perangkai

5.4.6 Perhitungan penulangan dinding geser

Data – data perencanaan dan gaya – gaya dalam pada lantai dasar :

- Tinggi tiap lantai = 420 cm
- Tinggi total dinding = 2940 cm
- Tebal dinding = 40 cm
- Mutu beton (f_c') = 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) = 320 Mpa
- L_w = 600 cm
- P_u = 5978322 N
- V_u = 623772 N
- M_u = 932009100 Nmm

5.4.7 Perhitungan penulangan dinding geser

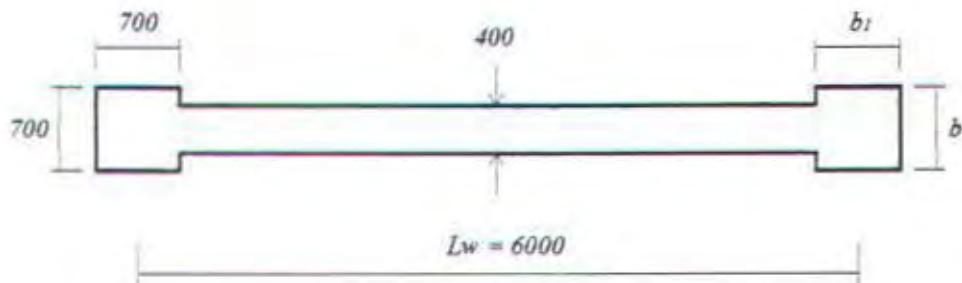
Dalam SNI 03 – 2847 – 2002 disebutkan apabila pada batas dan sekeliling sisi – sisi bukaan dari dinding dan diafragma struktur, tegangan serat terluar maksimum akibat gaya terfaktor, dimana termasuk pengaruh gempa melampaui $0,2f_c'$ ($0,2 \times 30 = 6$ Mpa) harus dipasang komponen pembatas.

$$f_c' = \frac{M_u}{W} + \frac{P_u}{A_c} = \frac{\left(932009100/0,8\right)}{\frac{1}{6} \cdot 400 \cdot 6000^2} + \frac{5978322/0,8}{400 \cdot 6000}$$

$$= 7,97 \text{ Mpa} > 6 \text{ Mpa}$$

diperlukan komponen pembatas

Dimensi komponen pembatas



Gambar 5.11 Penampang Melintang Dinding Geser

Syarat dimensi komponen pembatas :

$$bc = 0,017 \times Lw \times \sqrt{\mu \cdot Q}$$

$$\mu \cdot Q = 19 \text{ (fig 5.33 Paulay Pristley)}$$

$$bc = 0,017 \times 6000 \times \sqrt{19} = 444,61 \text{ mm}$$

$$b \geq bw$$

$$b_1 \geq \frac{bc \cdot Lw}{10 \cdot b}$$

$$b \geq 400 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq 666,92 \text{ mm}$$

$$b \geq bc$$

$$b_1 \geq \frac{bc^2}{b}$$

$$b \geq 444,61 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq 494,2 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{h}{16}$$

$$b_1 \geq \frac{h}{16}$$

$$b \geq 262,5 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq 262,5 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai dimensi komponen pembatas 700 x 700

5.4.8 Cek kekuatan shearwall

- Kekuatan dasar geser beton pada dinding geser

Kekuatan geser maksimum yang mampu dipikul oleh penampang :

$$d = 0,5 L_w = 0,5 \times 6000 = 3000 \text{ mm}$$

$$V_n = \left(5/6 \cdot \sqrt{f_c} \right) \cdot h \cdot d$$

$$V_n = \left(5/6 \cdot \sqrt{30} \right) \cdot 4200 \cdot 3000 = 57510868,54 \text{ N}$$

$$\frac{V_u}{\emptyset} = \frac{623772}{0,6} = 1039620 \text{ N} < V_n = 57510868,54 \text{ N}$$

Jadi dinding geser mampu memikul gaya geser

- Kemampuan dinding geser terhadap gaya aksial

$$\emptyset P_{nw} = 0,55 \cdot \emptyset \cdot f_c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_e}{32 \cdot h} \right)^2 \right]$$

$$\emptyset P_{nw} = 0,55 \cdot 0,7 \cdot 30 \cdot (400 \times 4200) \left[1 - \left(\frac{0,8 \cdot 4200}{32 \cdot 400} \right)^2 \right] \\ = 18066943,125 \text{ N}$$

$$P_u = 5978322 \text{ N} < \emptyset P_{nw}$$

Jadi dinding mampu menahan beban aksial

5.4.9 Penulangan Lentur Pada Shearwall

Momen lentur terfaktor maksimum = $M_{u_{max}} = 932009100 \text{ Nmm}$

Digunakan tulangan D16 mm

$$Mn = As \times L \times fy \geq \frac{Mu}{0,8}$$

$$= As \times 6000 \times 320 \geq \frac{932009100}{0,8}$$

$$As > \frac{11650113750}{1920000}$$

$$As > 6067,77 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan lentur 31D16 ($As = 6232,92$)

$$\text{Cek : } a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot bw} = \frac{401,92 \cdot 320}{0,85 \cdot 30 \cdot 400} = 195,54 \text{ mm}$$

$$L = 6000 - 400 - \frac{195,54}{2} = 5502,23 \text{ mm}$$

$$Mn = 5300 \times 320 \times 5593,453 = 9331782080 \text{ Nmm}$$

$$Mn > \frac{\mu}{0,8} = 116501137,5 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Jarak tulangan vertikal < 200 mm di dalam daerah ujung
 $< 300 \text{ mm diluar daerah ujung}$
- Jarak antar tulangan diluar daerah ujung $< 3 \times \text{tebal dinding} = 1200 \text{ mm}$
 $< 1/5 \times \text{lebar dinding} = 1200 \text{ mm}$
 $< 450 \text{ mm}$

Maka dipasang tulangan lentur vertikal 31D16 dengan jarak antar tulangan lentur vertikal (s_1) : 150 mm

5.4.10 Penulangan geser horizontal

- o Penulangan geser horizontal pada lantai 1 (lantai dasar)

Kuat geser diambil terkecil dari persamaan dibawah ini :

$$V_e = \frac{1}{4} \sqrt{f'_e} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot \lambda_u}$$

$$V_e = \frac{1}{4} \sqrt{30} \cdot 4200 \cdot 2100 + \frac{6237,72 \cdot 3000}{4 \cdot 6000} = 12078058,27 \text{ N}$$

$$V_e = \left[\frac{1}{2} \sqrt{f'_e} + \frac{\lambda_u \left(\sqrt{f'_e} + 2 \frac{N_u}{\lambda_u \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\lambda_u}{2}} \right] \cdot \frac{h \cdot d}{10}$$

$$V_c = \left[\frac{1}{2} \sqrt{30} + \frac{6000 \left(\sqrt{30} + 2 \frac{623772}{6000 \cdot 4200} \right)}{\frac{932009100}{623772} - \frac{6000}{2}} \right] \cdot \frac{4200 \cdot 2100}{10} = 2414126,72 \text{ N}$$

Jadi dipakai $V_c = 2414126,72 \text{ N}$

$V_u < V_c$, maka cukup digunakan tulangan praktis saja

Dipasang tulangan horizontal : D10 – 150 di dalam daerah ujung

D10 – 150 diluar daerah ujung

5.4.11 Penulangan geser vertical

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.10 (9.3) rasio ρ_n dari luas tulangan geser vertikal terhadap luas bruto penampang horizontal beton tidak boleh kurang dari 0,0025

$$A_{n \text{ vertikal perlu}} = 0,0025 \times b_w \times d = 0,0025 \times 400 \times 4200 = 4200 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum tulangan vertikal sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.10 (9.5) :

$$s_1 \leq \frac{\lambda_s}{3} = \frac{6000}{3} = 2000$$

$$\leq 3h = 3 \times 4200 = 12600$$

$$\leq 500 \text{ mm}$$

maka dipasang tulangan geser D 10 – 200

$$A_{n \text{ ada}} = (2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2) \times (4200/150) = 4396 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}}$$

BAB VI
PERENCANAAN
SAMBUNGAN

BAB VI

PERENCANAAN SAMBUNGAN

6.1 UMUM

Dalam bab ini akan diuraikan criteria desain sambungan, konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dengan alat-alat sambungan. Penggunaan sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup kompleks.

Untuk sambungan basah dalam daerah joint, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran, sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton topping. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat topping agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Dalam pelaksanaan kontruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau serviceability, kekuatan dan produksi. Factor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya - gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Selain itu desain sambungan antar komponen pracetak memegang peranan penting dalam menjamin suatu gedung berespon menjadi satu kesatuan disaat terjadi gempa kuat, baik itu untuk struktur yang rumit ataupun yang sederhana.

6.2 KRITERIA PERENCANAAN SAMBUNGAN

Criteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan criteria untuk masing-masing type sambungan. Persyaratan suatu sambungan dapat menjadi syarat yang tidak terlalu penting untuk sambungan lain. Hal ini diakibatkan karena perbedaan asumsi / anggapan atau perbedaan spesifikasi dari pihak perancang dan pemilik struktur.

6.2.1 Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

6.2.2 Daktilitas

Daktilitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami runtuh. Untuk material struktur, daktilitas diukur dengan total deformasi yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktilitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini dipakai dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan tarik lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnya baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja dan beton.

6.2.3 Daya Tahan

Sambungan perlu diawasi dan dipelihara. Sambungan yang diperkirakan akan langsung dapat bersentuhan dengan cuaca harus dilakukan tindakan perlindungan dengan beton atau dengan cat (*galvanis*). Daya tahan yang buruk dapat diakibatkan oleh retak, spelling beton dan yang paling sering diakibatkan oleh korosi dari komponen baja elemen beton pracetak.

6.2.4 Ketahanan Terhadap Kebakaran

Beberapa sambungan beton pracetak tak mudah terpengaruh akibat api, seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap api. Apabila pelat diletakkan di atas *bearing pads* yang terbuat dari bahan yang mudah terbakar, maka perlindungan khusus dari *bearing pads* tersebut tidak perlu karena keadaan terburuk dari *pads* tidak akan menyebabkan runtuhan, tetapi sesudah kebakaran *pads* harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, gypsum wallboard atau bahan lain yang tahan api.

6.2.5 Perubahan Volume

Kombinasi pemendekan akibat dari rangkap, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen beton pracetak ataupun perletakannya ditarik pergerakannya. Tegangan ini harus dimasukkan oleh desain dan akan lebih baik bila sambungan diijinkan untuk berpidah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

6.2.6 Kesederhanaan Sambungan

Semakin sederhana sambungan maka diharapkan akan semakin ekonomis.

Criteria penyederhanaan sambungan adalah :

- Memakai bahan-bahan standar
- Menggunakan detail yang sama (berulang)
- Mengurangi bagian-bagian yang perlu ditancapkan pada elemen sehingga memerlukan presisi tinggi untuk menempatkannya.
- Mempersiapkan cara-cara pergantian.

6.2.7 Kesederhanaan Pemasangan

Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

6.3 KONSEP DESAIN SAMBUNGAN

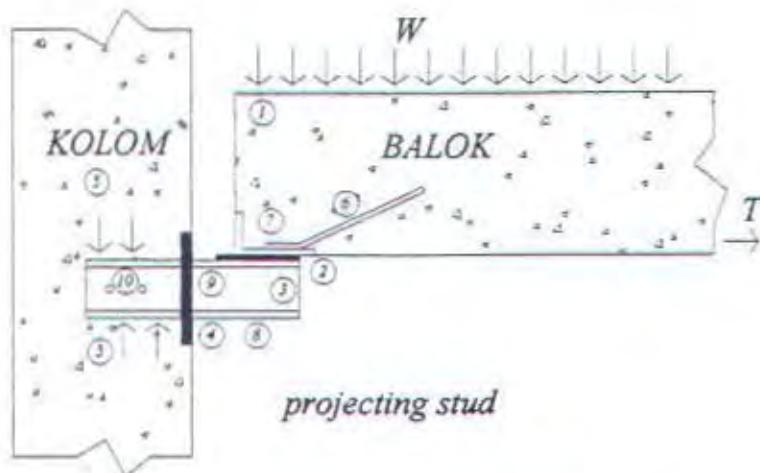
6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Pemindahan beban diteruskan ke kolom melalui beberapa tahap :

- a. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
- b. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
- c. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
- d. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
- e. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut

- a. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
- b. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.
- c. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah bearing *pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
- d. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
- e. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.



Gambar 6.1 Mekanisme Pemindahan Beban

6.3.2 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi.

Sebagai contoh pada balok induk, karena eksentrisitas beban pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan. Jadi perencanaan perlu untuk memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut.

Pada kenyataannya struktur balok pracetak, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh shearwall atau bracing atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

6.3.3 Stabilitas dan Keseimbangan

Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi.

Sebagai contoh pada balok induk, karena eksentrisitas beban pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan. Jadi perencanaan perlu untuk memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut.

Pada kenyataannya struktur balok pracetak, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh shearwall atau bracing atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

6.3.4 Klasifikasi Sistem dan Sambungannya

System pracetak didefinisikan dalam dua kategori yaitu lokasi penyambungan dan jenis alat penyambungan :

1. Lokasi penyambungan

Portal daktail dapat dibagi sesuai dengan letak penyambung dan lokasi yang diharapkan terjadi peleahan atau tempat sendi daktailnya. Symbol-simbol di bawah ini digunakan untuk mengidentifikasi perilaku dan karakteristik pelaksanaannya.

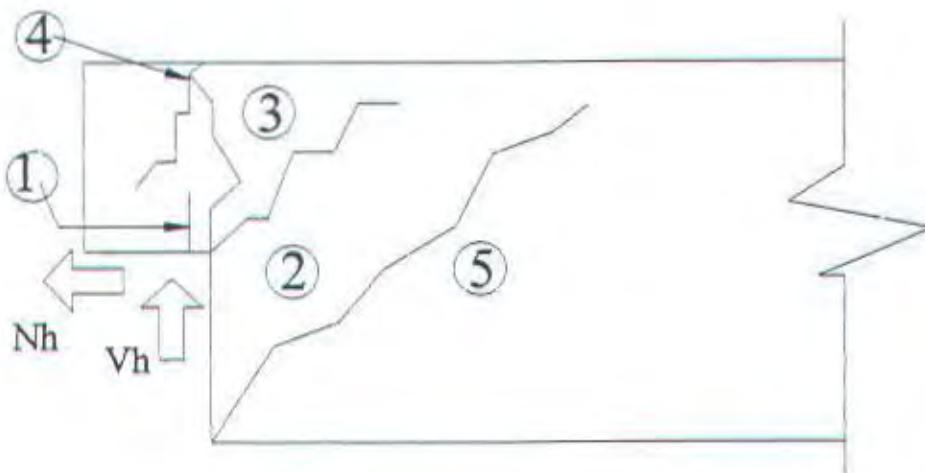
- *Strong*, sambungan elemen-elemen pracetak yang kuat dan tidak akan leleh akibat gempa-gempa yang besar.
- *Sendi*, sambungan elemen-elemen pracetak bila dilihat dari momen akibat beban lateral gempa dapat bersifat sebagai sendi.
- *Daktail*, sambungan elemen-elemen pracetak yang daktail dan berfungsi sebagai pemencar energi.
- Lokasi sendi plastis

2. Jenis alat penyambung

- *Shell pracetak* dengan bagian intinya di cor beton setempat
- *Cold joint* yang diberi tulangan biasa
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint digROUT.
- *Cold joint* yang diberi tulangan pracetak parsial, dimana joint tidak digROUT.
- Sambungan-sambungan mekanik

6.3.5 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing-masing pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana dapat dilihat pada gambar 6.2



Gambar 6.2 Model – Model Keruntuhan Gedung

PCI Design Hanbook memberikan lima pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok, yaitu sebagai berikut :

1. lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3. geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4. tarik diagonal pada ujung akhir
5. perletakan pada ujung atau tonjolan

Dalam tugas akhir ini, penulis merencanakan system balok pracetak yang mampu menampung pada kolom dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian kekuatan penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar – benar monolith.

6.4 PERTIMBANGAN-PERTIMBANGAN RANCANGAN

1. Sambungan-sambungan sendi

Pertimbangan pertama adalah menentukan letak sambungan pada titik momen minimum, namun sambungan tersebut masih harus didesain terhadap momen yang masih terjadi. Momen yang terjadi lantai per lantai akibat beban akibat beban mati ditambah beban hidup juga biasanya tidak banyak berbeda, tetapi pergeseran-pergeseran bidang momen akibat ragam-ragam yang lebih tinggi dalam keadaan *in elastis* perlu diperhatikan.

2. Sambungan daktail pemencar energi

Bila sambungan diletakkan pada titik-titik dimana sendi plastis akan terjadi, maka penyambungnya harus mampu berotasi bolak-balik secara plastis tanpa mengurangi kekuatan momen dan kapasitas geser dari joint tersebut.

System sambungan terjadi sangat kompleks dan sedikit sekali penelitian dilakukan dalam hal ini. Keadaan ini cenderung dihindari oleh para desainer dan letak joint dengan lokasi sendi plastis berusaha dipisahkan.

Dari segi penggerjaan dan pelaksanaan beton pracetak, peletakan lokasi joint yang sama dengan lokasi sendi plastis sangatlah ekonomis sebab elemen-elemen tunggal dan berbentuk lurus dan pengangkutan serta pengangkatannya lebih mudah.

Sebelum pelat mencapai momen lelehnya, keretakan mungkin terjadi pada kolom, sehingga rotasi *post elastis* akan terjadi pada suatu daerah yang menyebabkan peningkatankekangan pada joint dan *defleksi post yield* elemen baloknya sehingga menghasilkan retakan yang besar pada joint. Beban siklis yang terjadi pada joint di daerah ini mengakibatkan pengurangan gaya gesernya. Regangan-regangan tinggi yang berulang dan bolak-balik pada tulangan yang dimaksud mengakibatkan penurunan momen yang besar jika tidak direncanakan penulangannya. Bila akibat beban tarik kemudian diberi gaya tekan kembali mengakibatkan gaya lateral yang cukup besar pada beton yang berada di sekeliling tulangan, hal ini dapat mengakibatkan pengurangan kapasitas beton untuk menerima gaya tekan bolak-balik.

Untuk struktur beton bertulang cor setempat, degradasi ini diatasi dengan adanya tulangan lateral (*sengkang*). Efektifitas tulangan tersebut yang terletak

pada suatu *cold joint* sampai sekarang belum begitu terbukti. Di masa yang akan datang perlu dikembangkan joint-joint yang dapat berperilaku baik dalam keadaan *post yield*.

3. Alat penyambung kuat (tidak leleh dulu dibandingkan sendi plastisnya)

Untuk menghindari letak joint antar elemen pracetak yang bertepatan dengan letak sendi plastis adalah dengan cara memaksakan agar letak sendi tersebut jauh dari joint. Kapasitas elastis pada permukaan kolom harus melebihi dari yang diperkirakan dengan meletakkan sendi plastis tersebut pada pelat.

Kapasitas momen elastis pada bagian muka kolom harus lebih besar daripada kapasitas momen plastis pada lokasi sendi. Regangan dan gaya geser yang lebih tinggi akan timbul jika peleahan dan variasinya sama seperti yang digunakan untuk komponen-komponen lain yang sama yaitu sendi plastis dengan komponen pracetak lain.

Agar mekanisme yang diharapkan dapat tercapai maka kapasitas momen kolom gabung harus lebih besar daripada kapasitas yang dihasilkan pada saat sendi plastis menempel pada kolom. Sambungan-sambungan dapat direncanakan secara plastis dengan banyak kemungkinan jenis-jenis sambungan yang dapat dipakai diantaranya sambungan las, sambungan post tension atau sambungan grouting.

4. Sambungan *cold joint* yang diberi tulangan biasa

Jenis joint ini diletakkan di daerah momen yang kecil. Pemakaian yang umum yaitu dengan menggunakan sendi yang bebas berputar, sebab biasanya sendi tersebut dipasang di daerah yang secara analisa memang terjadi persendian (*inflection point*).

Pada permukaan elemen pracetak direncanakan suatu sambungan yang tidak akan terjadi peleahan sambungan. Dari sudut pelaksanaannya adalah sangat menguntungkan dan agar panjang sambungan sependek mungkin serta mengurangi kemungkinan besarnya momen yang terjadi.

Transfer bond dari tegangan yang berasal dari tulangan tarik biasanya sering dipilih sebab tidak akan menimbulkan masalah yang berarti pada waktu pemasangan *mechaical aplices*. Transfer geser diperbaiki dengan mengubah tulangan pengekang.

Sambungan-sambungan basah biasanya tidak dapat dipakai pada sambungan kolom sehingga kebanyakan digunakan sambungan *dowel* atau sambungan-sambungan mekanik. Untuk gempa besar biasanya jenis sambungan ini tidak dapat memenuhi persyaratan. Selain terjadi gaya geser yang cukup besar yang harus ditransferkan, juga terjadi momen yang cukup besar akibat pergeseran *inflection point* akibat sifat-sifat *in elastic* bila terjadi cukup banyak sendi-sendi plastis pada struktur. Pengaruh ragam yang lebih tinggi dapat menggeser letak *inflection point* pada analisa elastis. Gaya geser yang cukup besar dapat ditransferkan lewat *shear keys*.

6.5 PENGGUNAAN TOPPING BETON

Penggunaan topping beton komposit disebabkan karena berbagai pertimbangan. Tujuan utamanya adalah :

1. untuk menjamin agar lantai beton pracetak dapat bekerja sebagai satu kesatuan diafragma horizontal yang cukup kaku.
2. agar penyebaran atau distribusi beban hidup vertical antar komponen pracetak lebih merata.
3. meratakan permukaan beton karena adanya perbedaan penurunan atau camber mereduksi kebocoran air.

Tebal topping umumnya berkisar antara 50 mm sampai 100 mm.

Pemindahan sepenuhnya gaya geser akibat beban lateral pada komponen struktur komposit tersebut akan bekerja dengan baik selama tegangan geser horizontal yang timbul tidak melampaui $5,50 \text{ kg/cm}^2$. Bila tegangan geser tersebut dilampaui, maka topping beton tidak boleh dianggap sebagai struktur komposit, melainkan harus dianggap sebagai beban mati yang bekerja pada komponen beton pracetak tersebut.

Kebutuhan baja tulangan pada topping dalam menampung gaya geser horizontal tersebut dapat direncanakan dengan menggunakan geser friksi (*shear friction concept*).

$$A_{vf} = \frac{Vn}{fy \cdot \mu} \geq A_{vf \text{ min}}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser friksi

Vn = luas geser nominal $< 0,2 f_c A_c$ (Newton)

$< 5,5 A_c$ (Newton)

A_c = luas penampang beton yang memikul penyaluran geser

f_y = kuat leleh tulangan

μ = koefisien friksi (1)

$A_{vf \text{ min}} = 0,018 A_c$ untuk baja tulangan mutu 400 Mpa

$= 0,018 \frac{400}{f_y} A_c$ untuk tulangan $f_y > 400$ Mpa diukur pada teg. leleh 0,35%

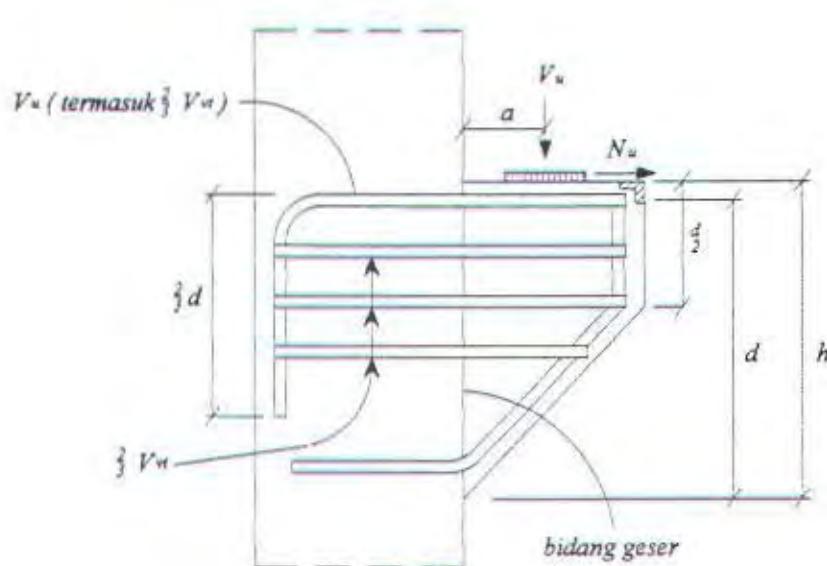
= dalam segala hal tidak boleh kurang dari 0,0014 A_c



6.6 PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK DAN KOLOM

6.6.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Tumpuan dari balok induk yang menumpu pada kolom direncanakan dengan konsol pendek.



Gambar 6.3 Sistem Penulangan Konsol Pendek

Ketentuan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.9 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih besar daripada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar daripada V_u . Jarak d harus diukur pada muka tumpuan (gambar 6.3)
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang daripada $0,5d$

3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser V_u suatu momen $V_u a + N_{uc}(h-d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc}
 - 1) Didalam semua perhitungan perencanaan yang sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.9, faktor reduksi kekuatan \varnothing harus diambil sebesar 0,75
 - 2) Perencanaan tulangan geser friksi A_{vf} untuk memikul geser V_u harus memenuhi ketentuan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.7
 - (1) Untuk beton normal, kuat geser V_n tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,2 f_c b_w d$ ataupun $5,5 b_w d$ dalam newton
 - (2) Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser V_n tidak boleh diambil melebihi $\left(0,2 - 0,007 \frac{a}{d}\right) f_c b_w d$ ataupun $\left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d$ dalam newton
 - 3) Tulangan A_f untuk menahan momen $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$ harus dihitung menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 12.2 dan pasal 12.3
 - 4) Tulangan A_n untuk menahan gaya tarik N_{uc} harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \varnothing A_n f_y$. Gaya tarik N_u tidak boleh diambil kurang daripada $0,2 V_u$ kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya tarik. Gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkak, susut, atau perubahan suhu
 - 5) Luas tulangan tarik utama A_t harus diambil sama dengan nilai terbesar dari $(A_f + A_n)$ atau $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Sengkang tertutup atau sengkang ikat yang sejajar dengan A_{st} dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5(A_s - A_n)$, harus disebarluaskan secara merata dalam rentang batas duapertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_t

5. Rasio $\rho = \frac{A_s}{bd}$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right)$
6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s , harus diangkurkan dengan salah satu cara berikut :
- Dengan las struktural pada suatu tulangan transversal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan A_s , las harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh f_y dari batang tulangan A_s
 - Dengan menekuk tulangn tarik utama A_s sebesar 180° hingga membentuk suatu loop horizontal atau
 - Dengan cara lain yang mampu memberikan pengangkuran yang baik
7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila dipasang)

Contoh Perhitungan

$V_u = 174765,2 \text{ N}$ (dari output program SAP 2000)

Dimensi balok 40/85

Direncanakan dimensi konsol :

$b_w = 400 \text{ mm}$

$d = 500 \text{ mm}$

$h = 550 \text{ mm}$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 320 \text{ Mpa}$

$f_p = 300 \text{ Mpa}$

$a = 150 \text{ mm}$

$a/b = 150/500 = 0,3 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$

$$V_n = \frac{V_u}{\varnothing} = \frac{174765,2}{0,6} = 291275,33 \text{ N}$$

$$0,2 f_c' b_w d = 0,2 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 500 = 1200000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 400 \cdot 500 = 1100000 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_v}{f_v \cdot \mu} \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{291275,33}{320 \cdot 1,4} = 650,17 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{u6,min} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 174765,2 = 34953,04 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \cdot a + N_{uc} (h - d) \\ &= 174765,2 \cdot 150 + 34953,04 (550 - 500) \\ &= 27962432 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_V} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f_{c'}} = \frac{320}{0.85 \times 30} = 12.55$$

$$Rn = \frac{Mu}{\varnothing \cdot b \cdot d^2} = \frac{27962432}{0.8 \times 400 \times 500^2} = 0,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,35}{320}} \right) = 0,0011$$

$$A_{fl} = \frac{M_u}{0,85 \cdot \varnothing \cdot f_v \cdot d}$$

$$A_{fl} = \frac{27962432}{0.85 \cdot 0.65 \cdot 320 \cdot 500} = 316,32 \text{ mm}^2$$

$$A_{f2} = \rho \cdot b_w \cdot d \\ = 0.004 \cdot 400 \cdot 500 = 880 \text{ mm}^2 \quad \text{menentukan}$$

Menentukan tulangan pokok A_s ,

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\emptyset \cdot f_y} = \frac{34953,04}{0,65 \cdot 320} = 168,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{30}{320} \right) 400 \cdot 500 = 750 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (880 + 168,04) = 1048,04 \text{ mm}^2 \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_f}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 650,17}{3} + 168,04 \right) = 601,49 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D25 = 1472,6 mm²

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(1048,04 - 168,04) = 440 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 3D12 = 471,2 mm²

Dipasang sepanjang $(2/3)d = 333,33$ mm (vertikal); dipasang 3 D12 dengan spasi $333,33/5 = 66,67$

Menentukan luas pelat landasan

$$V_u = \emptyset \cdot (0,85) f_c' \cdot Al$$

$$Al = \frac{174765,2}{(0,85) \cdot 30 \cdot (0,65)} = 10543,90 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 400 x 200 mm² → tebal 15 mm

6.6.2 Perencanaan Reinforced Concrete Bearing

Perencanaan penulangan ujung balok induk pada tugas akhir ini didasarkan pada buku *PCI DESIGN HANDBOOK (Fourth edition)* section 6.9, yaitu tentang *concrete brackets or cobel*. Karena dihitung dengan PCI maka satuan yang dipakai adalah :

- lb atau kips untuk satuan gaya
- in untuk besaran panjang
- psi untuk f_c'
- ksi untuk f_y

Hal ini karena berkaitan dengan koefisien – koefisien yang akan dipakai.

Menurut SNI 03 – 2847 – 2002, bearing strength on plain concrete adalah :

$$\bar{\Omega}V_n = \bar{\Omega}C_r (0,8 \cdot f_c' \cdot A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot f_c' \cdot A_1$$

dimana :

$$\bar{\Omega} = 0,7$$

$$C_r = \left(\frac{s_w}{200} \right)^{\left(\frac{N_u}{V_u} \right)} = 1 \rightarrow \text{bila tidak ada gaya horizontal yang berarti}$$

A_1 = luas permukaan beton yang mendukung beton

A_2 = luas proyaksi permukaan A_1

Batas bearing strength adalah $\bar{\Omega}V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w$

Jika $V_u > \bar{\Omega}V_n$ hasil desain bearing strength on plain concrete, maka perlu tulangan end bearing. Penulangan end bearing berdasarkan analisa geser friksi.

Prosedur yang digunakan PCI adalah sebagai berikut :

1. Diasumsikan sudut retak adalah vertikal $\theta = 0^\circ$
2. Hitung tulangan horizontal :

$$A_t = A_{tf} + A_n = \frac{V_u}{\bar{\Omega} \cdot f_y \cdot \mu} + \frac{N_u}{\bar{\Omega} \cdot f_y}$$

3. Sudut penanaman adalah 15° seperti yang disarankan pada referensi
4. Nilai $\mu = 1,4 \lambda = 1,4 \times 1 = 1,4$

5. Hitung tulangan sengkang :

$$A_{sh} = \frac{(A_{sf} + A_n)f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}}$$

$$\text{dimana } \mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{sf} + A_n)f_y}$$

A_{cr} = ld . b

b = lebar balok

ld = panjang penanaman

f_{ys} = mutu baja sengkang A_{sh}

6. Nilai maksimum V_n dari PCI Design Handbook tabel 6.7.1 untuk beton cor monolith 1000 , $\lambda^2 A_{cr}$, $\mu_{recommended} = 1,4\lambda$, $\mu_{e max} = 3,4$

Contoh perhitungan

$$V_u = 174765,2 \text{ N} = 39,29 \text{ kips}$$

$$N_u = 34953,04 \text{ N} = 7,86 \text{ kips}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} = 46376,811 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4347,83 \text{ Psi}$$

Dimensi balok induk 40/80 cm², sehingga $h = 80 \text{ cm} = 31,50 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan : $b = 40 \text{ cm} = 15,75 \text{ in}$, $w = 15 \text{ cm} = 5,90 \text{ in}$

$$A_{cr} = b(h) = 15,75 \times 31,50 = 496,125 \text{ in}^2$$

Cek $V_{n max}$ dari PCI Design Handbook tabel 6.7.1

$$1000\lambda^2 A_{cr} = 1000(1,0)^2 (496,125)/1000 = 496,125 \text{ kips}$$

$$\max V_u = 0,85(496,125) = 421,71 \text{ kips} > 39,29 \text{ kips} \dots\dots \text{OK}$$

Sesuai dengan PCI Design Handbook contoh 6.7.2

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 496,125 \cdot 1,4 \cdot 1}{39,29 \cdot 1000} = 17,68 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

Sesuai dengan *PCI Design Handbook* contoh 6.7.1

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\emptyset \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{39,29 \cdot 1000}{0,85 \cdot 46376,811 \cdot 3,4} = 0,293 \text{ in}^2$$

Sesuai dengan *PCI Design Handbook* contoh 6.7.3

$$A_n = \frac{N_u}{\emptyset \cdot f_y} = \frac{7,86 \cdot 1000}{0,85 \cdot 46376,811} = 0,199 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,293 + 0,199 = 0,492 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 3D12 = 339,3 \text{ mm}^2 = 0,526 \text{ in}^2$$

Panjang l_d sesuai dengan tabel *Design Aid 11.2.8*

$$\text{Untuk } \alpha_A = \alpha_B = I \quad l_{db} = 9,6$$

$$\alpha_C = 1,3 \quad \alpha_D = 1$$

$$\alpha_E = \frac{A_{sperlu}}{A_{sada}} = \frac{0,492}{0,526} = 0,935$$

$$\alpha_{MT} = 1,18 \left(\frac{f_y}{\sqrt{f_e}} \right) = 1,18 \left(\frac{46376,811}{\sqrt{4350,98}} \right) = 0,834$$

$$l_d = l_{db} \times \alpha_A \times \alpha_B \times \alpha_C \times \alpha_D \times \alpha_E \times \alpha_{MT} \geq 12 \text{ in}$$

$$= 9,6 \times 1 \times 1 \times 1,3 \times 1 \times 0,772 \times 0,834 = 8,35 \text{ in}$$

$$\text{dipakai } l_d = 12 \text{ in} \approx 35 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = l_d \cdot b = 12 \cdot 15,75 = 189 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

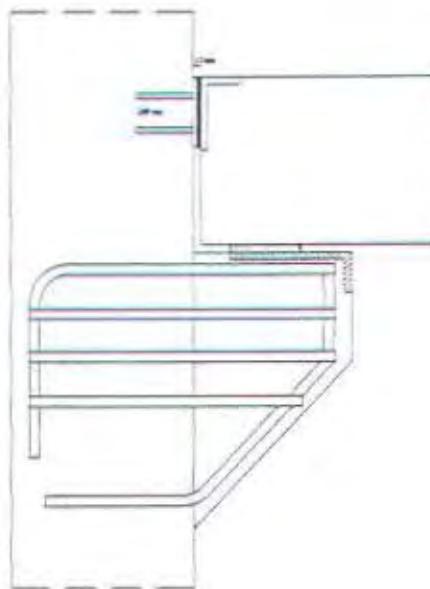
$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 189 \cdot 1,4}{0,492 \cdot 46376,811} = 11,6 > 3,4$$

$$\text{dipakai } \mu_e = 3,4$$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = \frac{0,492 \cdot 46376,811}{3,4 \cdot 46376,811} = 0,1447 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 4D12 = 452,4 \text{ mm}^2 = 0,701 \text{ in}^2$$

6.3.4 Perencanaan Sambungan Balok Kolom



Gambar 6.4 Perencanaan Sambungan Balok Kolom

Perencanaan sambungan ini memiliki kelebihan :

- Mudah dalam penggeraan / instalasi
- Memiliki ketahanan momen pada sambungan

Perencanaan Las

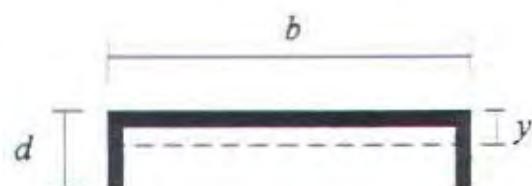
Data – data perencanaan :

$$M_u = 6059637 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 69042,58 \text{ N}$$

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

$$d = 90 \text{ mm}$$



Gambar 6.5 Rencana pengelasan

Perencanaan las pada sendi plastis (fig. 6.5.12)

$$I_p = \frac{b^3 + 6 \cdot b^2 \cdot d + 8 \cdot d^3}{12} - \frac{d^4}{2 \cdot d + b}$$

$$= \frac{400^3 + 6 \cdot 400^2 \cdot 90 + 8 \cdot 400^3}{12} - \frac{90^4}{2 \cdot 90 + 400} = 12906212,64 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{d^2}{b + 2 \cdot d} = \frac{90^2}{400 + 2 \cdot 90} = 13,97 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{P_u}{A} \quad A = (2 \times 90) + 400 = 580 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{69042,58}{580} = 119,04 \text{ N/mm}^2$$

$$f_h = \frac{M_u \cdot y}{I_p} = \frac{6059637 \cdot 13,97}{12906212,64} = 6,56$$

$$f_{tot} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$= \sqrt{(119,04)^2 + (6,56)^2}$$

$$= 119,22 \text{ N/mm}^2$$

$$\emptyset f_n = \emptyset \cdot 0,6 \cdot E_{70} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 = 2214,45 \text{ N/mm}^2$$

$$t_s = \frac{119,22}{2214,45} = 0,053 \text{ mm} \quad a = \frac{0,053}{0,707} = 0,075 \text{ mm}$$

Syarat $a_{min} \geq 5 \text{ mm}$

Diambil tebal minimum 5 mm

6.7 PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

6.7.1 Perencanaan Konsol Pada Balok Induk

Tumpuan dari balok anak yang menumpu pada balok induk direncanakan dengan konsol pendek seperti pada gambar 6.3.

Ketentuan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.9 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif a/d tidak lebih besar daripada satu, dan memikul gaya tarik horizontal N_{uc} yang tidak lebih besar daripada V_u . Jarak d harus diukur pada muka tumpuan (gambar 6.3)
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang daripada $0,5d$
3. Penampang pada muka tumpuan harus direncanakan untuk memikul secara bersamaan suatu geser V_u suatu momen $V_u a + N_{uc}(h-d)$, dan suatu gaya tarik horizontal N_{uc}
- 1) Didalam semua perhitungan perencanaan yang sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.9, faktor reduksi kekuatan ϕ harus diambil sebesar 0,75
- 2) Perencanaan tulangan geser friksi A_{sf} untuk memikul geser V_u harus memenuhi ketentuan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.7
 - a) Untuk beton normal, kuat geser V_u tidak boleh diambil lebih besar daripada $0,2f_c b_w d$ ataupun $5,5b_w d$ dalam newton
 - b) Untuk beton ringan total atau beton ringan pasir, kuat geser V_u tidak boleh diambil melebihi $\left(0,2 - 0,007 \frac{a}{d}\right) f_c b_w d$ ataupun $\left(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}\right) b_w d$ dalam newton
- 3) Tulangan A_f untuk menahan momen $[V_u a + N_{uc}(h-d)]$ harus dihitung menurut SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 12.2 dan pasal 12.3
- 4) Tulangan A_n untuk menahan gaya tarik N_{uc} harus ditentukan dari $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$. Gaya tarik N_u tidak boleh diambil kurang daripada $0,2V_u$ kecuali bila digunakan suatu cara khusus untuk mencegah terjadinya gaya

tarik. Gaya tarik N_{uc} harus dianggap sebagai suatu beban hidup walaupun gaya tarik tersebut timbul akibat rangkak, susut, atau perubahan suhu

- 5) Luas tulangan tarik utama A_s , harus diambil sama dengan nilai terbesar dari

$$(A_f + A_n) \text{ atau } \left(\frac{2A_f}{3} + A_n \right)$$

4. Sengkang tertutup atau sengkang ikat yang sejajar dengan A_s , dengan luas total A_h yang tidak kurang daripada $0,5(A_s - A_n)$, harus disebarluaskan secara merata dalam rentang batas duapertiga dari tinggi efektif konsol, dan dipasang bersebelahan dengan A_s

5. Rasio $\rho = \frac{A_s}{bd}$ tidak boleh diambil kurang daripada $0,04 \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$

6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama A_s , harus diangkurkan dengan salah satu cara berikut :

- (a) Dengan las struktural pada suatu tulangan transversal yang diameternya minimal sama dengan diameter tulangan A_s , las harus direncanakan agar mampu mengembangkan kuat leleh f_y dari batang tulangan A_s

- (b) Dengan menekuk tulang tarik utama A_s sebesar 180° hingga membentuk suatu loop horizontal atau

- (c) Dengan cara lain yang mampu memberikan pengangkuran yang baik

7. Luas daerah penumpu beban pada konsol pendek tidak boleh melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama A_s , dan tidak pula melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila dipasang)

Contoh perhitungan

$$V_u = 85931,3 \text{ N}$$

$$N_{uc} = 0,2 \times V_u = 17186,26 \text{ N}$$

Dimensi Balok Anak : 30/60 mm

Direncanakan dimensi konsol :

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

$$\text{tebal pelat landasan} = 15 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{tebal pelat landasan} - (D/2) = 200 - 15 - (10/2) = 180 \text{ mm}$$

$$l_p = 80 \text{ mm}$$

$$a = 75 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$a/b = 70/140 = 0,25 < 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\emptyset} = \frac{85931,3}{0,6} = 143218,83 \text{ N}$$

$$0,2 f_c' b_w d = 0,2 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 180 = 324000 \text{ N} > V_n$$

$$5,5 b_w d = 5,5 \cdot 300 \cdot 180 = 297000 \text{ N} > V_n$$

Menentukan luas tulangan geser friksi :

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 13.7}$$

$$A_{vf} = \frac{143218,83}{320 \cdot 1,4} = 319,68 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur :

$$N_{uc\ min} = 0,2 \cdot V_u = 0,2 \times 85931,3 = 17186,26 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Mu &= V_u \cdot a + N_{uc} (h - d) \\ &= 85931,3 \cdot 70 + 17186,26 (200 - 180) \\ &= 6358916,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$Rn = \frac{Mu}{\emptyset \cdot b \cdot d^2} = \frac{6358916,2}{0,8 \times 300 \times 180^2} = 0,82$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,82}{320}} \right) = 0,0026$$

$$A_{f1} = \frac{M_u}{0,85 \cdot O \cdot f_y \cdot d}$$

$$A_{f1} = \frac{6358916,2}{0,85 \cdot 0,65 \cdot 320 \cdot 180} = 199,82 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{f2} &= \rho \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,0044 \cdot 300 \cdot 180 = 237,6 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{menentukan} \end{aligned}$$

Menentukan tulangan pokok A,

$$A_n = \frac{N_{uc}}{O \cdot f_y} = \frac{17186,26}{0,65 \cdot 320} = 82,63 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) b \cdot d = 0,04 \left(\frac{30}{320} \right) 300 \cdot 180 = 202,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (A_f + A_n) = (237,6 + 82,63) = 320,23 \text{ mm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{menentukan}$$

$$A_s = \left(\frac{2A_{sf}}{3} + A_n \right) = \left(\frac{2 \cdot 319,68}{3} + 82,63 \right) = 295,75 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 3D12 = 339,3 mm²

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(320,23 - 82,63) = 118,8 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2D10 = 157,1 mm²

Dipasang sepanjang (2/3)d = 120 mm (vertikal); dipasang 2D10 dengan spasi 120/2 = 80 mm

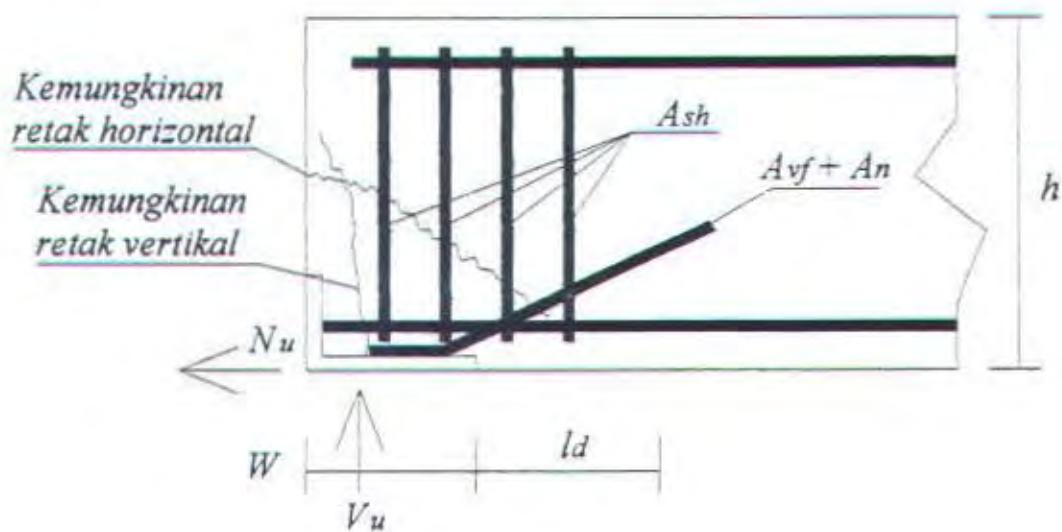
Menentukan luas pelat landasan

$$V_u = O \cdot (0,85) f'_c \cdot Al$$

$$Al = \frac{85931,3}{(0,85) \cdot 30 \cdot (0,65)} = 5184,39 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan 300 x 100 mm² → tebal 15 mm

6.7.2 Penulangan pada Daerah Ujung Balok Anak



Gambar 6.6 Rencana Tulangan pada Balok Anak

$$V_u = 85931,3 \text{ N} = 19,32 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 V_u = 3,86 \text{ kips}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} = 46376,811 \text{ Psi}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4347,83 \text{ Psi}$$

Dimensi balok anak sebelum komposit $30/46 \text{ cm}^2$,

sehingga $h = 46 \text{ cm} = 18,11 \text{ in}$

Dipakai pelat landasan ; $b = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ in}$, $w = 15 \text{ cm} = 5,90 \text{ in}$

$$A_{cr} = b(h) = 11,81 \times 18,11 = 213,88 \text{ in}^2$$

Cek $V_{n,max}$ dari PCI Design Handbook tabel 6.7.1

$$1000\lambda^2 A_{cr} = 1000(1,0)^2 (213,88)/1000 = 213,88 \text{ kips}$$

$$\max V_u = 0,85(213,88) = 181,8 \text{ kips} > 19,32 \text{ kips} \dots \dots \text{OK}$$

Sesuai dengan PCI Design Handbook contoh 6.7.2

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{V_u}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 213,88 \cdot 1,4 \cdot 1}{19,32 \cdot 1000} = 15,5 > 3,4 \text{ dipakai } 3,4$$

Sesuai dengan PCI Design Handbook contoh 6.7.1

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\emptyset \cdot f_y \cdot \mu_e} = \frac{19,32 \cdot 1000}{0,85 \cdot 46376,811 \cdot 3,4} = 0,144 \text{ in}^2$$

Sesuai dengan PCI Design Handbook contoh 6.7.3

$$A_n = \frac{N_u}{\emptyset \cdot f_y} = \frac{3,86 \cdot 1000}{0,85 \cdot 46376,811} = 0,098 \text{ in}^2$$

$$A_{vf} + A_n = 0,144 + 0,098 = 0,242 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 3\text{D}10 = 235,6 \text{ mm}^2 = 0,366 \text{ in}^2$$

Panjang l_d sesuai dengan tabel Design Aid 11.2.8

$$\text{Untuk } \alpha_A = \alpha_B = 1 \quad l_{db} = 9,6$$

$$\alpha_C = 1,3 \quad \alpha_D = 1$$

$$\alpha_E = \frac{A_{spesial}}{A_{sada}} = \frac{0,492}{0,526} = 0,935$$

$$\alpha_{MT} = 1,18 \left(\frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right) = 1,18 \left(\frac{46376,811}{\sqrt{4350,98}} \right) = 0,834$$

$$l_d = l_{db} \times \alpha_A \times \alpha_B \times \alpha_C \times \alpha_D \times \alpha_E \times \alpha_{MT} \geq 12 \text{ in}$$

$$= 9,6 \times 1 \times 1 \times 1,3 \times 1 \times 0,772 \times 0,834 = 8,35 \text{ in}$$

$$\text{dipakai } l_d = 12 \text{ in} \approx 31 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = l_d \cdot b = 12 \cdot 15,75 = 189 \text{ in}^2$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot \lambda \cdot A_{cr} \cdot \mu}{(A_{vf} + A_n) f_y}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \cdot 1 \cdot 189 \cdot 1,4}{0,242 \cdot 46376,811} = 23,58 > 3,4$$

$$\text{dipakai } \mu_e = 3,4$$

$$A_{sh} = \frac{(A_{vf} + A_n) f_y}{\mu_e \cdot f_{ys}} = \frac{0,242 \cdot 46376,811}{3,4 \cdot 46376,811} = 0,071 \text{ in}^2$$

$$\text{Dipakai } 3\text{D}10 = 235,6 \text{ mm}^2 = 0,365 \text{ in}^2$$

6.8 PERENCANAAN SAMBUNGAN ANTAR KOLOM PRACETAK

6.8.1 Menentukan Panjang Penyaluran Kolom

Sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 14.3 tentang penyaluran batang dalam kondisi tekan :

$$\lambda_{db} = \frac{d_b \cdot f_y}{(4\sqrt{f_c})} = \frac{25 \cdot 320}{(4\sqrt{30})} = 365,15 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran minimum $0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 25 \times 320 = 320 \text{ mm}$

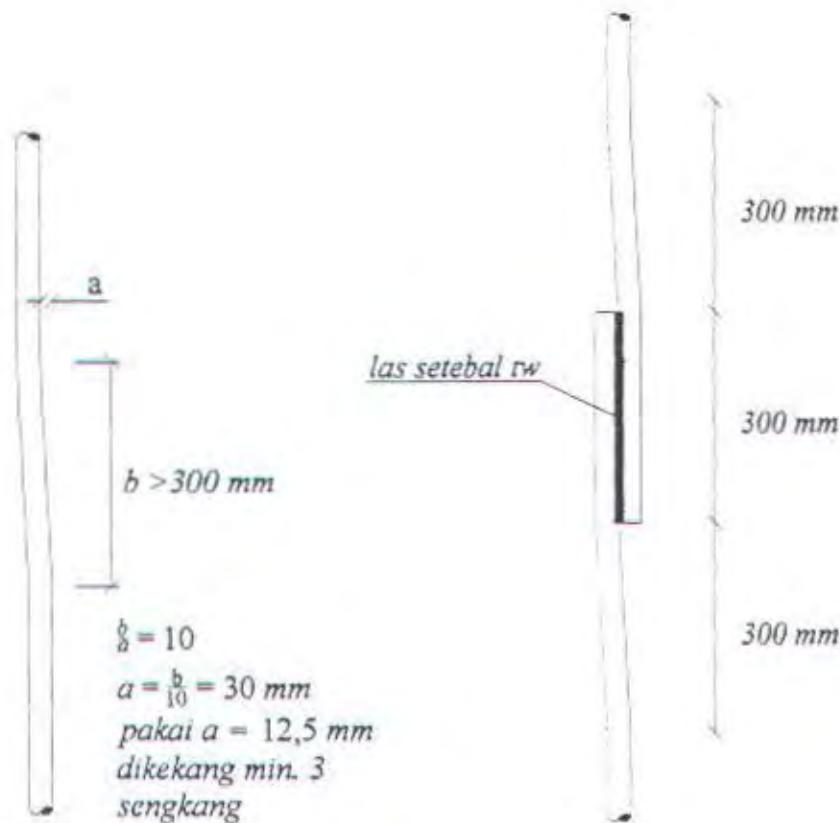
Faktor pengali :

Akibat tulangan yang dipasang melebihi jumlah yang diperlukan

$$\frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ terpasang}} = \frac{6400}{7854,4} = 0,815 \dots \dots \text{diambil dari perhitungan kolom}$$

$$\lambda_d = \lambda_{db} \times 0,815 = 297,6 \text{ mm}$$

dipakai panjang penyaluran sebesar 300 mm



Gambar 6.7 Sambungan Tulangan Kolom

6.8.2 Menentukan Tebal Las

Direncanakan dengan *PCI Design Handbook (fourth edition)* section 6.5.6 yaitu tentang weld groups (gabungan las). Penyambungan kolom pracetak ini harus berada diluar daerah sendi plastis.

Rumus – rumusan untuk gabungan las :

$$f_x = \frac{P_x}{A_w} + \frac{M_t \cdot y}{I_p}$$

$$f_y = \frac{P_y}{A_w} + \frac{M_t \cdot x}{I_p}$$

$$f_r = \sqrt{(f_x)^2 + (f_y)^2}$$

Dimana :

P_x = gaya geser pada arah $x = V_{uk}, x$

P_y = gaya geser pada arah $y = V_{uk}, y$

M_t = momen torsi

A_w = luas las

x, y = jarak dari pusat gabungan las ke titik pusat gaya yang ditinjau

f_r = gaya total yang diterima las

f_y, f_x = kombinasi gaya geser dan torsi

Gaya – gaya yang terjadi :

$$P_x = V_{uk}, x = 67192 \text{ N} = 15,05 \text{ kips}$$

$$P_y = V_{uk}, y = 128109,9 \text{ N} = 28,8 \text{ kips}$$

$$M_{tx} = 0$$

$$x, y = 0$$

Sesuai buku *PCI Design Handbook (fourth edition)* fig 6.5.12

$$I_p = \frac{d^3}{12}$$

Dipakai panjang las $d = 30 \text{ cm} = 11,81 \text{ in}$

$$I_p = \frac{11,81^3}{12} = 137,267 \text{ in}^4$$

$$f_x = \frac{P_x}{A_w} + \frac{M_t \cdot y}{I_p} = \frac{15,05}{A_w} + 0$$

$$f_x = \frac{P_x}{A_w} + \frac{M_t \cdot y}{I_p} = \frac{28,8}{A_w} + 0$$

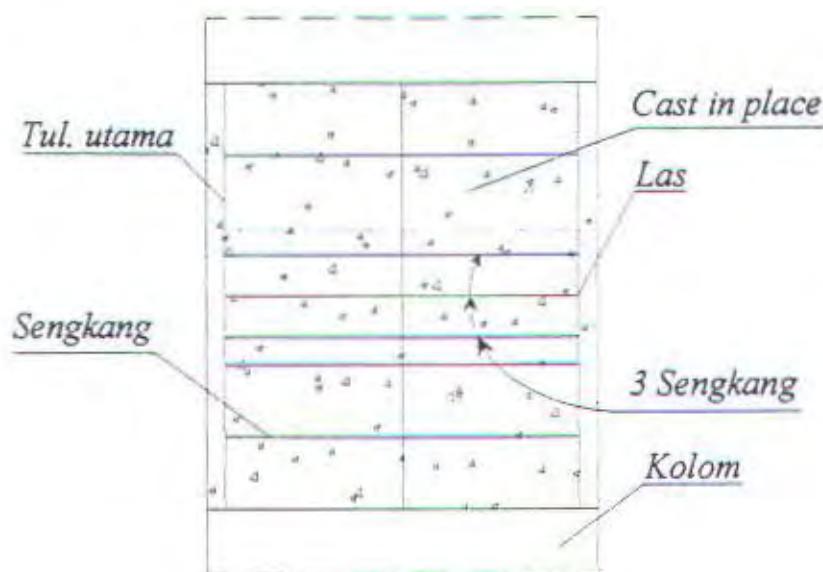
$$f_r = \sqrt{\left(\frac{15,05}{A_w}\right)^2 + \left(\frac{28,8}{A_w}\right)^2} = \frac{32,54}{A_w}$$

$$A_w = d \cdot t_w = 11,81 \times t_w$$

$$f_r = \frac{32,54}{11,81 \cdot t_w} = \frac{2,76}{t_w}$$

Dari tabel 6.20.1 design strength untuk elektrode E90 $\rightarrow f_r = 40,5$ ksi

$$t_w = \frac{2,76}{40,5} = 0,068 \text{ in}$$



Gambar 6.8 Sambungan Antar Kolom Pracetak

Selain itu perlu juga diperhatikan prosentase tulangan pada daerah sambungan agar tidak melebihi batas prosentase tulangan kolom 8 %, sebagai alternatif bisa diberikan lebih besar $\pm 1\%$ dengan catatan pada saat pengecoran harus benar-benar dikontrol dengan baik.

6.9 PERENCANAAN COLUMN BASE PLATE

Perencanaan column base plate sesuai dengan buku *PCI Design Hanbook (fourth edition)* section 6.10.

6.9.1 Pada saat pemasangan kolom sebelum digROUTing (dicor)

Sisi yang mengalami tekanan (compression):

$$\text{Maka tebal base plate} = t = \sqrt{\frac{(\sum F)4 \cdot x_c}{\varnothing \cdot b \cdot f_y}} \quad \dots\dots\dots \text{Eq 6.10.1}$$

Sisi yang mengalami tegangan (tension) :

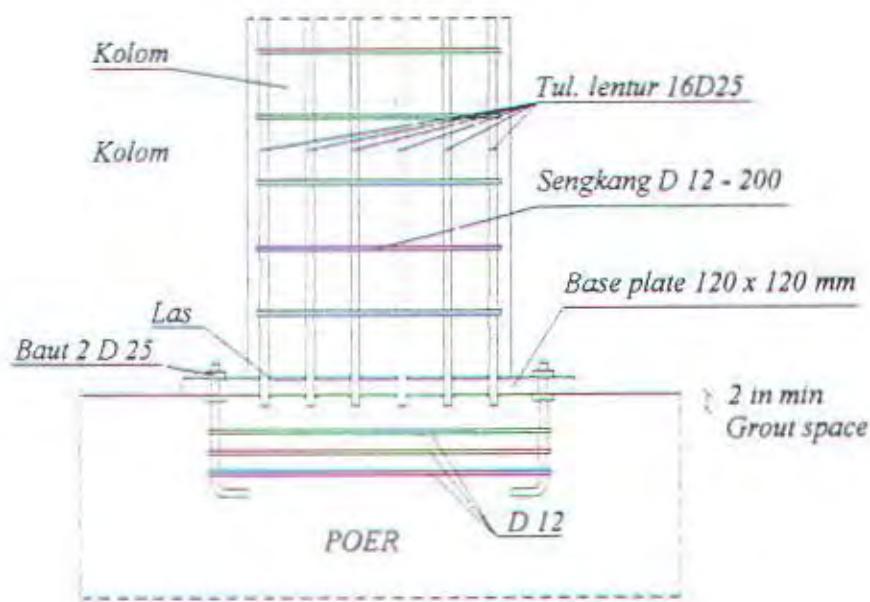
$$\text{Maka tebal base plate} = t = \sqrt{\frac{(\sum F)4 \cdot x_t}{\varnothing \cdot b \cdot f_y}} \quad \dots\dots\dots \text{Eq 6.10.1}$$

$\sum F$ = jumlah total gaya pada baut jangkar dari salah satu sisi kolom (diambil pada sisi dengan jumlah gaya terbesar)

$f_y = 390 \text{ Mpa} = 46,61 \text{ ksi} = 46610 \text{ psi}$

$\varnothing = 0,9$

x_c, x_t = dimensi seperti diunjukkan pada gambar



Gambar 6.9 Sambungan Kolom Pracetak Dengan Pondasi

- Gaya tekan total pada base plate adalah :

$$\sigma_{l,2} = \frac{P}{A} + \frac{M}{W}$$

$$\sum F = \frac{1}{2}(\sigma_c \times A)$$

A = luas base plate

- Gaya – gaya yang bekerja

$$M_u = 210107400 \text{ Nmm} = 1859699,84 \text{ lb.in}$$

$$P_u = 3699880 \text{ N} = 831807,55 \text{ lb}$$

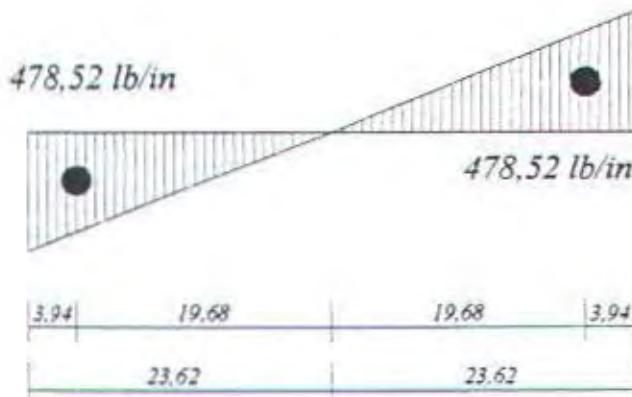
Dipakai base plate berukuran 120 cm x 120 cm (47,24 x 47,24)

$$A = 47,24 \times 47,24 = 2232,004 \text{ in}^2$$

$$W = \frac{1}{6} \times 47,24 \times 47,24^2 = 17570,269 \text{ in}^3$$

Sehingga :

$$\sigma_{l,2} = \frac{831807,55}{2232,004} + \frac{1859699,84}{17570,269} = 478,52 \text{ in}^2$$



Gambar 6.10 Diagram tegangan yang terjadi

Dari perbandingan segitiga :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{19,68}{23,62} \rightarrow \sigma_c = \frac{19,68}{23,62} \times 478,52 = 398,7 \text{ lb/in}^2$$

$$\sum F = \frac{1}{2}(\sigma_c \times A) = \frac{1}{2}(398,7 \times 2232,004) = 444949,997 \text{ lb}$$

$$t_1 = \sqrt{\frac{(\sum F)4 \cdot x_c}{\varnothing \cdot b \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{(444949,997)4 \cdot 3,937}{0,9 \cdot 47,24 \cdot 46610}} = 1,88 \text{ in} = 4,78 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{(\sum F)4 \cdot x_i}{\varnothing \cdot b \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{(444949,997)4 \cdot 4,0945}{0,9 \cdot 47,24 \cdot 46610}} = 1,92 \text{ in} = 4,88 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

6.9.2 Pada saat service (pemakaian)

Tebal base plate dirumuskan sebagai berikut :

$$t = x_0 \sqrt{\frac{2 \cdot f_{bu}}{\varnothing \cdot f_y}} \quad (\text{Eq 6.10.3})$$

$$\varnothing = 0,9$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} = 4350,978 \text{ psi}$$

$$x_0 = 20 \text{ cm} = 7,87 \text{ in}$$

$$f_{bu} = \text{tekanan pada beton grouting} \leq \varnothing(0,85) \cdot f_c' \quad \varnothing = 0,7 \\ \leq 2588,83 \text{ psi}$$

$$f_{bu} = 478,52 \text{ lb/in}^2 = 478,52 \text{ psi}$$

$$c = 1,348 \text{ in} \approx 3,42 \text{ cm}$$

Jadi dipakai tebal base plate = 5 cm

6.9.3 Menentukan jumlah baut

$$\sigma_c = 398,7 \text{ lb/in}^2$$

$$\text{Mutu baut BJ 44} \rightarrow \sigma d = 1867 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{pada tiap sisi}} = 398,7 \times (7,87 \times 47,24) = 148228,22 \text{ lb} = 67236,32 \text{ kg}$$

$$\text{Dipakai baut D}2,5 \text{ cm} : A = 0,25 \times 3,14 \times 2,5^2 = 19,625 \text{ cm}^2$$

$$\text{Kekuatan 1 baut} = 1867 \text{ kg/cm}^2 \times 19,625 = 36639,875 \text{ kg}$$

$$\text{Sehingga jumlah baut} = n = \frac{67236,32}{36639,875} = 1,84 \approx 2$$

Dipakai 2 baut D25 pada tipa sisi base plate

- Kontrol terhadap cabut

$$\frac{P}{A} < \sigma_{\text{baut}}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{2}(2 \cdot \pi \cdot r)L \\ &= \frac{1}{2}\left(2 \cdot \pi \cdot \frac{D}{2}\right)L \\ &= \frac{1}{2}\left(2 \cdot \pi \cdot \frac{2,5}{2}\right)L = 1,57L \end{aligned}$$

$$P = \frac{P_{\text{padat tiap sisi}}}{\text{Jumlah baut tiap sisi}} = \frac{67236,32}{2} = 33618,16 \text{ kg}$$

$$\frac{P}{A} < \sigma_{\text{baut}} \rightarrow \frac{33618,16}{1,57L} < 1867 \rightarrow L > 11,47$$

Dipakai panjang penanaman baut = 25 cm



BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 UMUM

Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak. Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), pondasi Caisson, dan lain sebagainya.

Pada perencanaan Gedung Perkuliahhan Fakultas Kehutanan Universitas Gajah Mada Jogjakarta ini menggunakan pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Wijaya Karya (WIKA). Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan poer (pile cap), dan perencanaan sloof (tie beam). Untuk perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan akan digunakan data hasil uji tanah dari Lab tanah Universitas Gajah Mada Jogjakarta.

7.2 DATA TANAH

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah di tempat mana penyelidikan tanah itu dilakukan sehingga dapat diantisipasi perencanaan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Data – data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah dilapangan. Adapun data tanah yang telah tersedia di lapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil Boring dan hasil uji CPT.

7.3 PERENCANAAN TIANG PANCANG

7.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_f). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanah, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersbut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya tiang pancang dalam kelompok

7.3.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji CPT menurut Van Der Ween .

$$Q_u = (Q_p)_a + (Q_s)_a$$

dimana :

$$(Q_p)_a = \frac{(q_c)_m}{3\alpha} \cdot A_p$$

dengan :

$(q_c)_m$ = harga rata-rata CPT disekitar 3,5B diatas hingga B dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi).

$$= \frac{1}{4,5B} \int_{-B}^{3,5B} q_c(z) dz$$

A_p = luas penampang ujung tiang

3 = angka keamanan unsur Q_p

α = Koefisien yang tergantung dari jenis tanah dan tanah

$$(Q_S)_a = \frac{1}{2} P \int_{\text{pangkal tiang}}^{\text{dasar tiang}} q_S dz$$

dengan :

- q_S = tegangan akibat lekatan lateral dalam $t/m^2 = q_c/\beta$
- P = keliling tiang
- β = Koefisien, lihat dalam tabel α dan β
- 2 = angka keamanan unsure Q_S

Tabel 7.1 Daya dukung akibat friction lateral ini diperoleh dari hasil q_c (dianggap jika q_s tidak dapat diukur langsung).

Jenis Tanah	q_c (kPa)	α untuk $D/B \geq 5$		β
		Tiang Pancang	Tiang Bor	
Very soft	0@5000	1,5	1,7	40
Stift s/d hard clay	5000	1,1	1,25	100
Silt & loose sand	0 s/d 2500	0,6	0,6	10 @ 20
Medium sand	2500@10000	1,15	1,3	100
Dense s/d very dense sand	10000	1,1	1,4	300

7.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Dalam kelompok

Untuk menghitung daya dukung tiang tunggal dalam group tiang jarak antar tiang mempengaruhi efisiensi tiang tersebut. Oleh karena itu daya dukung tiang dalam group tiang harus dikoreksi dengan efisiensi yang terjadi.

Pengaruh efisiensi boleh diabaikan bila jarak tiang :

$$s \geq \frac{1,57 \times D \times m \times n - (2 \times D)}{m + n - 2}$$

7.4 PERENCANAAN TIANG PANCANG PNDASI

Perhitungan daya dukung tiang pancang direncanakan memakai tiang pancang produksi WIKA tipe 400 A2 dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

- Tiang pancang beton pratekan (Prestressed Concrete Pile) dengan bentuk penampang bulat berongga (Round Hollow)
- Mutu beton tiang pancang K-600 (concrete cube compressive strength is 600 kg/cm^2 at 28 days)
- Klasifikasi tiang pancang :

$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$	$M_{\text{crack}} = 5,5 \text{ tm}$
$A_c = 765,77 \text{ cm}^2$	$M_{\text{ultimate}} = 8,25 \text{ tm}$
$W = 5405,79 \text{ cm}^3$	$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 112,87 \text{ ton}$
$D = 40 \text{ cm}$	

7.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Gaya – gaya yang diambil untuk perencanaan pondasi diambil dari SAP 2000 dengan faktor pembebanan 1. Data – datanya adalah sebagai berikut :

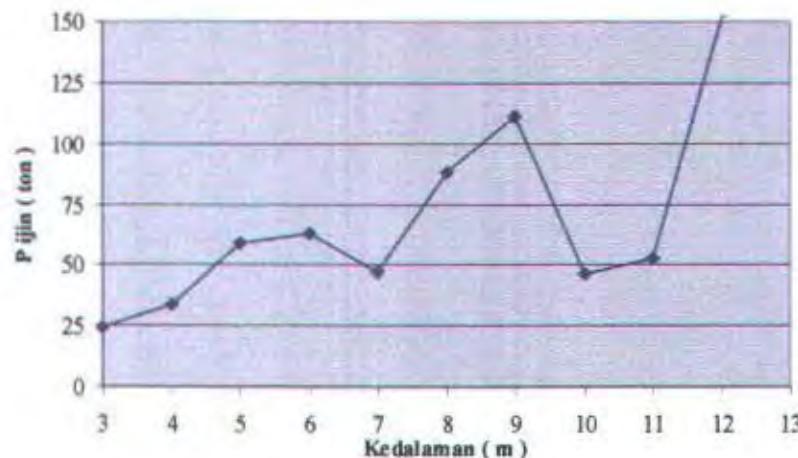
$$P = 290,5 \text{ ton}$$

$$M_x = 30,78 \text{ ton m}$$

$$M_y = 8,68 \text{ ton m}$$

$$H_x = 16,46 \text{ ton}$$

$$H_y = 2,71 \text{ ton}$$



Gambar 7.1 Grafik daya dukung tanah hasil CPT

7.3.4 Beban Maksimum Tiang

Beban maksimum tiang yang bekerja pada satu tiang dalam kelompok tiang dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen – momen yang bekerja pada tiang. Adapun rumus yang digunakan yaitu :

$$P_{\max} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{ijin,group}$$

Dimana :

- $P_{ijin,group}$ = daya dukung ijin tiang dalam satu kelompok
- P_{\max} = beban maksimum satu tiang pancang
- $\sum P_u$ = jumlah total beban aksial
- n = banyaknya tiang dalam kelompok tiang
- M_x = Momen yang terjadi dalam arah X
- M_y = Momen yang terjadi dalam arah Y
- X_{\max} = absisi terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- Y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum X^2$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang
- $\sum Y^2$ = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

7.3.5 Daya Dukung Tiang Akibat Gaya Horizontal

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horizontal dengan cara mengubah gaya horizontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mendapatkan momen akibat gaya horizontal ini, dapat digunakan rumus – rumus yang terdapat pada buku Pedoman Untuk Beton Bertulang dan Struktur Tembok Betulang Untuk gedung Tahun 1983.

Untuk mengontrol kemampuan masing – masing tiang maupun kelompok tiang perlu dibedakan antara tiang panjang dan tiang pendek, dimana tiang panjang dan tiang pendek ditentukan dengan rumus :

$$H_o = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

$$L_1 = F + 1.5D$$

$$L_2 = 2.2L_1$$

$$F = \frac{H_o}{6 \times C_r \times D}$$

$$C_r = 0.5 Cu$$

Dimana :

L_2 = kedalaman dimana momen lentur adalah nol

L_1 = kedalaman dimana momen lentur adalah maksimum

F = panjang daerah perlawanan

Cu = harga kohesi tanah

D = diameter tiang (untuk single pile)

D = lebar dari kelompok tiang yang tegak lurus arah beban (pile group)

Apabila L tiang $> L_2$ maka dianggap sebagai tiang panjang.

7.4 PERENCANAAN TIANG PANCANG

Perhitungan daya dukung tiang pancang direncanakan memakai tiang pancang produksi WIKA tipe 400 A2 dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

- Tiang pancang beton pratekan (Prestressed Concrete Pile) dengan bentuk penampang bulat berongga (Round Hollow)
- Mutu beton tiang pancang K-600 (concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days)
- Klasifikasi tiang pancang :

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{crack}} = 5.5 \text{ tm}$$

$$A_c = 765.77 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ultimate}} = 8.25 \text{ tm}$$

$$W = 5405.79 \text{ cm}^3$$

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = 112,87 \text{ ton}$$

$$D = 40 \text{ cm}$$

7.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Gaya – gaya yang diambil untuk perencanaan pondasi diambil dari SAP 2000 dengan faktor pembebanan 1. Data – datanya adalah sebagai berikut :

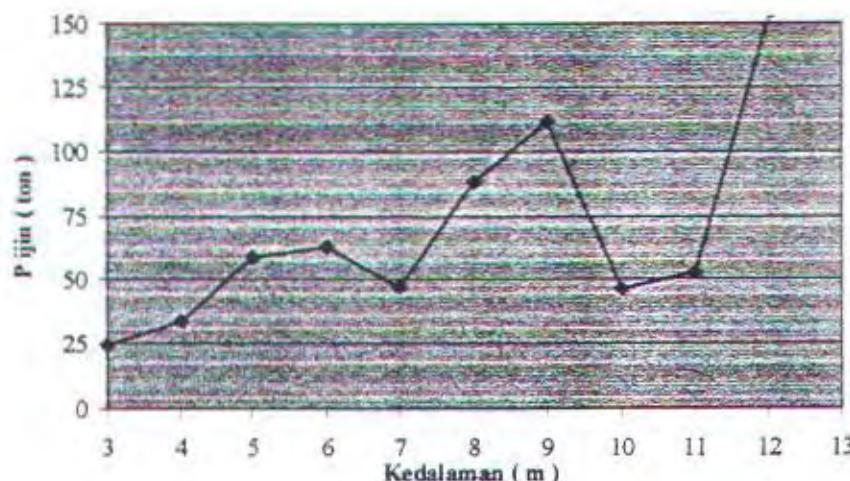
$$P = 290,5 \text{ ton}$$

$$M_x = 30,78 \text{ ton m}$$

$$M_y = 8,68 \text{ ton m}$$

$$H_x = 16,46 \text{ ton}$$

$$H_y = 2,71 \text{ ton}$$



Gambar 7.1 Grafik daya dukung tanah hasil CPT

Dari grafik perhitungan daya dukung ijin 1 tiang hasil CPT, maka diperoleh kedalaman pemancangan $H = 9 \text{ m}$.

$$Q_{ijin\ tiang} = 111,8 \text{ ton} < P_{ijin} \text{ WIKA tipe 400 A2 } 112,87 \text{ ton}$$

7.4.2 Perhitungan Jumlah Tiang dan Dimensi Poer

- Rencana jumlah tiang pancang

$$n = \frac{P}{P_{ijin\ tiang}} = \frac{290,5}{112,87} = 2,57$$

direncanakan memakai 4 buah tiang pancang

- Pengaruh efisiensi boleh diabaikan bila jarak tiang :

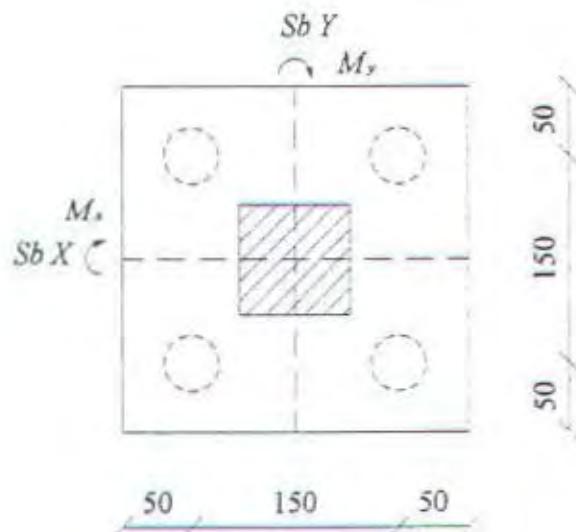
$$s \geq \frac{1,57 \times D \times m \times n - (2 \times D)}{m + n - 2}$$

$$s \geq \frac{1,57 \times 0,4 \times 2 \times 2 - (2 \times 0,4)}{2 + 2 - 2} = 0,856 \text{ m}$$

maka direncanakan jarak antara tiang pancang = 2,00 m

- Dimensi poer

$$S_1 = 0,5 \text{ m}$$



Gambar 7.2 Rencana penempatan tiang poer

- Dimensi poer

Dimensi poer direncanakan $2 \times 2 \times 1$

7.4.3 Beban Maksimum 1 Tiang

$$P_{\max} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{\text{group}}$$

$$\sum X^2 = 4 \times 0,75^2 = 2,25 \text{ m}$$

$$\sum Y^2 = 4 \times 0,75^2 = 2,25 \text{ m}$$

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

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

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

$$P_{\max} = \frac{290,5}{4} + \frac{8,68 \times 0,75}{2,25} + \frac{30,78 \times 0,75}{2,25}$$

$$= 85,78 \text{ ton} < 112,87 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

7.4.4 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Gaya-gaya horizontal yang bekerja adalah :

$$H_x = 16,46 \text{ ton}$$

$$H_y = 2,71 \text{ ton}$$

$$H_o = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{16,46^2 + 2,71^2} = 16,68 \text{ ton}$$

Momen leleh bahan $M_{ult} = 8,25 \text{ ton m}$ (brosur WIKA), cheking tiang panjang atau tiang pendek dilakukan dengan memperhitungkan keadaan sifat tanah. Dalam hal ini diperlukan harga C_r , yaitu geser rencana dari tanah dimana dihitung dengan rumus :

$$C_r = 0,5 C_u$$

C_u = kekuatan kohesi tanah

Harga C_u diperoleh dari hasil test triaksial = $4,00 \text{ t/m}^2$, sehingga :

$$C_r = 0,5 \times 4,00 = 2,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Dalam 1 titik terdapat 4 tiang sehingga harga } H = \frac{16,68}{4} = 4,17 \text{ ton}$$

Sehingga kategori tiang dapat dihitung

$$f = \frac{H_o}{9 \times C_r \times D} = \frac{4,17}{9 \times 2 \times 0,4} = 0,58$$

$$L_1 = f + 1,5D = 0,58 + (1,5 \times 0,4) = 1,18 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2L_1 = 2,2 \times 1,18 = 2,596 \text{ m}$$

Panjang tiang yang ada 9 m > 2,596 m, jadi termasuk katagori tiang panjang .

- Untuk tiang pancang yang ujungnya tertahan (restraint pile) didapatkan harga kuat geser tanah :

$$\begin{aligned}
 H_{o\text{ tiang}} &= 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1,5D) \\
 &= 9 \times 4 \times 0,4 \times (1,18 - 1,5 \times 0,4) \\
 &= 8,352 \text{ ton} > 4,17 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_{ult\ yang\ terjadi} &= H_o \times (1,5D + 0,5f) \\
 &= 4,17 \times (1,5 \times 0,4 + 0,5 \times 0,58) \\
 &= 3,7113 \text{ ton m} < M_{ult\ tiang} = 8,25 \text{ ton m} \dots \dots \dots \text{OK} \\
 &< M_{crack} = 5,50 \text{ ton m} \dots \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

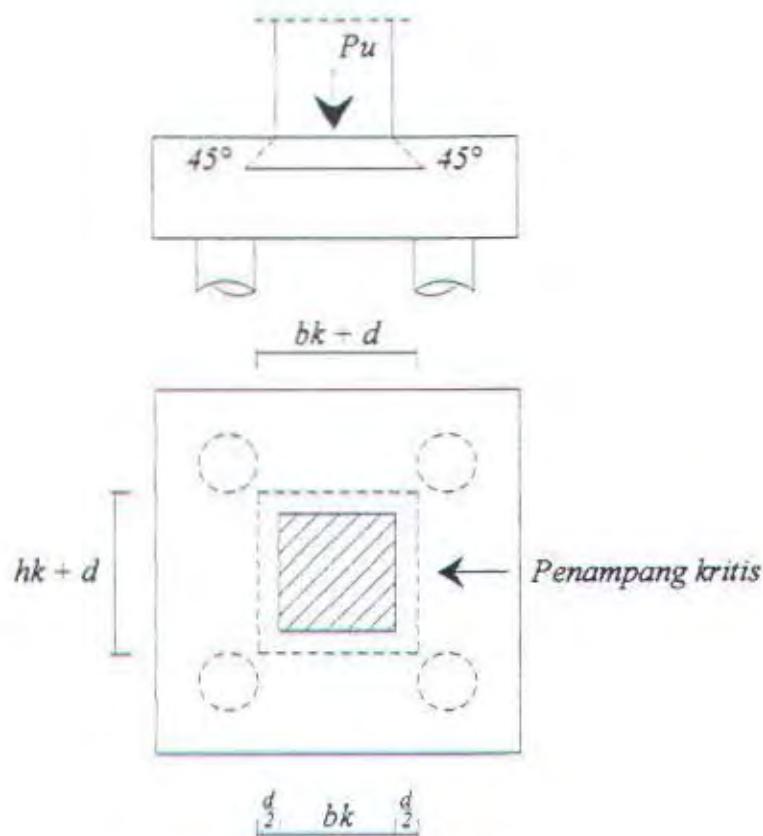
7.5 PERENCANAAN POER (PILE CAP)

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

7.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Dari perhitungan dimuka diperoleh data – data sebagai berikut :

P	= 290,5 ton
Dimensi poer	= 2 m x 2 m x 1 m
Jumlah tiang pancang	= 4
Dimensi kolom	= 80 x 80 cm ² → bk = 800 mm, hk = 800 mm
Mutu beton f_c'	= 30 Mpa
Mutu baja f_y	= 320 Mpa
\emptyset	= 0,6
Diameter tul. Utama	= 25 mm
Selimut beton dc	= 70 mm
Tinggi efektif d_x	= 1000 - 70 - 25 - $\frac{1}{2} \times 25 = 892,5$ mm
Tinggi efektif d_y	= 1000 - 70 - $\frac{1}{2} \times 25 = 917,5$ mm



Gambar 7.3 Rencana Pondasi kolom

7.5.2 Kontrol Geser pons pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.12 (2.1). Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot bo \cdot d}{6}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot bo \cdot d$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

bo = keliling dari penampang kritis pada poer

Contoh perhitungan :

- Keliling Penampang Kritis

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

$$Bo = 2(800 + 892,5) + 2(800 + 892,5) = 6770 \text{ mm}$$

- Cek Kuat Geser Pons

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot bo \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 6770 \cdot 892,5}{6} \\ &= 16547314,65 \text{ N} = 1654,73 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot bo \cdot d \\ &= \frac{1}{3} \sqrt{30} \cdot 6770 \cdot 892,5 \\ &= 11031543,10 \text{ N} = 1103,15 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{menentukan} \end{aligned}$$

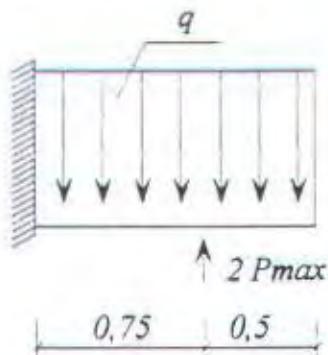
$$\varnothing V_c = 0,6 \times 1103,15 = 661,89 \text{ ton} > P_u = 290,5 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat geser pons.

7.5.3 Penulangan Poer

7.5.3.1 Penulangan lentur

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.



Gambar 7.4 Pemodelan poer arah x sebagai balok kantilever

◦ **Penulangan Arah X**

$$P_{max} = 85,78 \text{ ton}$$

$$q = 2,5 \times 0,7 \times 2,4 = 4,2 \text{ ton/m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$M = (2 \times 85,78 \times 0,75) - (1/2 \times 4,2 \times 1,25^2)$$

$$= 125,39 \text{ ton m} = 125,39 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 892,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{125,39 \times 10^7}{0,8 \times 2500 \times 892,5^2} = 0,79 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho_{max} = 0,033$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,79}{320}} \right) = 0,0025$$

ternyata $\rho < \rho_{min} = 0,0044$, dipakai ρ_{min}

Tulangan arah X :

$$A_{s,perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0044 \times 2500 \times 892,5$$

$$= 9817,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 20 D 25 (As ada = 9818 mm²)

Jarak pemasangan tulangan :

$$S = \frac{2500 - (2 \times 70)}{22} = 107,27 \approx 100 \text{ mm}$$

◦ **Penulangan Arah Y**

$$P_{max} = 85,78 \text{ ton}$$

$$q = 2,5 \times 0,7 \times 2,4 = 4,2 \text{ ton/m}$$

Momen-momen yang bekerja :

$$M = (2 \times 85,78 \times 0,75) - (1/2 \times 4,2 \times 1,25^2)$$

$$= 125,39 \text{ ton m} = 125,39 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - \frac{1}{2} \times 25 = 917,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,8 \times b \times dx^2} = \frac{125,39 \times 10^7}{0,8 \times 2500 \times 917,5^2} = 0,74 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$\rho = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

$$\rho_{max} = 0,033$$

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

$$= \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 0,74}{320}} \right) = 0,00234$$

ternyata $\rho < \rho_{min} = 0,0044$, dipakai ρ_{min}

Tulangan arah X :

$$As_{perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0044 \times 2500 \times 892,5$$

$$= 9817,5 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 20 D 25 (As ada = 9818 mm²)

Jarak pemasangan tulangan :

$$S = \frac{2500 - (2 \times 70)}{22} = 107,27 \approx 100 \text{ mm}$$

7.5.3.2 Penulangan lentur

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokan tulangan lentur poer.

Contoh perhitungan :

$$P_{max} = 85,78 \text{ ton}$$

Tul. geser direncanakan D12

$$\text{Decking} = 7 \text{ cm} \rightarrow d'' = 7 + 2 \cdot D \text{ tul utama} = 12 \text{ cm}$$

$$V = 2 \times P_{max} - q \times L$$

$$= 2 \times 85,78 - 4,2 \times 1,25 = 166,31 \text{ ton} = 1663100 \text{ N}$$

Penulangan arah X

$$Vc = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 2500 \times 892,5 = 2036843,26 \text{ N}$$

$$\emptyset Vc = 0,6 \times 2036843,26 = 1222105,96 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times Vc = 611052,98 \text{ N}$$

$V_u > \emptyset Vc \dots \dots \dots \text{Perlu tulangan geser}$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226,19 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum tulangan geser :

$$s_{perlu} = \frac{\emptyset \times f_y \times d \times Av}{(V_u - \emptyset Vc)} = \frac{0,6 \times 320 \times 2500 \times 226,19}{(1663100 - 1222105,96)} = 246,2 \text{ mm} \quad 24,62 \text{ cm}$$

$$s_{ada} = \frac{B_{poer} - 2 \cdot d''}{n_{tulutama} - 1} = \frac{250 - 2 \cdot 12}{20 - 1} = 11,89 \text{ cm} < s_{perlu} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Penulangan arah Y

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d \\&= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 2500 \times 917,5 = 2093897,69 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times 2093897,69 = 1256338,61 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \times \emptyset \times V_c = 628169,31 \text{ N}$$

$V_u > \emptyset V_c \dots \dots \dots \text{Perlu tulangan geser}$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226,19 \text{ mm}^2$$

Spasi maksimum tulangan geser :

$$\begin{aligned}s_{\text{perlu}} &= \frac{\emptyset \times f_y \times d \times Av}{(V_u - \emptyset V_c)} \\&= \frac{0,6 \times 320 \times 2500 \times 226,19}{(1663100 - 1256338,61)} = 266,92 \text{ mm} = 26,69 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}s_{\text{ada}} &= \frac{B_{\text{poer}} - 2 \cdot d''}{n_{\text{tulangan}} - 1} \\&= \frac{250 - 2 \cdot 12}{20 - 1} = 11,89 \text{ cm} < s_{\text{perlu}} \dots \dots \dots \text{OK}\end{aligned}$$

7.6 PERENCANAAN PONDASI SHEARWALL

Desain pondasi dari shearwall ini diperhitungkan berdasarkan gaya total yang bekerja pada seluruh joint yang menumpu masing – masing shearwall. Gaya – gaya yang bekerja (akibat pembebanan tak berfaktor) adalah sebagai berikut :

$$P = 213,32 \text{ ton}$$

$$M_x = 51,34 \text{ ton}$$

$$M_y = 9,65 \text{ ton}$$

$$H_x = 124,77 \text{ ton}$$

$$H_y = 359,55 \text{ ton}$$

7.6.1 Rencana Jumlah Tiang dan Dimensi Poer

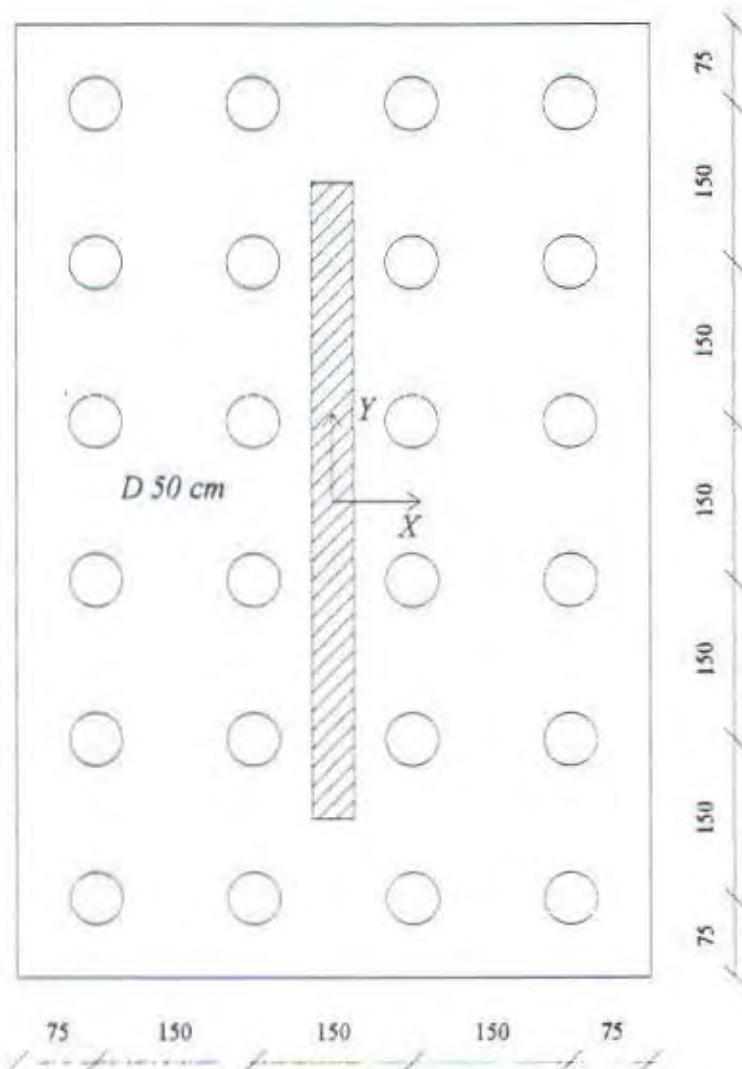
- Direncanakan jumlah tiang pancang sebanyak 15 buah
- Pengaruh efisiensi boleh diabaikan bila jarak tiang :

$$s \geq \frac{1,57 \times D \times m \times n - (2 \times D)}{m + n - 2}$$

$$s \geq \frac{1,57 \times 0,4 \times 2 \times 2 - (2 \times 0,4)}{2 + 2 - 2} = 0,856 \text{ m}$$

maka direncanakan jarak as ke as tiang pancang = 1,50 m

- Direncanakan dimensi poer 9 x 7 x 1



Gambar 7.5 Pengaturan Jarak Tiang Pancang Shearwall

7.6.2 Beban Maksimum Tiang

$$P_{\max} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_y \times X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_{\max}}{\sum y^2} \leq P_{\text{gag. group}}$$

$$\sum P = 213,32 + (2,4 \times 9 \times 7 \times 1) = 364,52 \text{ ton}$$

$$\sum X^2 = (12 \times 2,25^2) + (12 \times 0,75^2) = 67,5 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (4 \times 3,75^2) + (4 \times 2,25^2) + (4 \times 2,25^2) = 96,75 \text{ m}^2$$

$$X_{\max} = 2,25 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 3,75 \text{ m}$$

$$N = 24 \text{ buah}$$

$$P_{\max} = \frac{364,52}{24} + \frac{9,65 \times 2,25}{67,5} + \frac{51,34 \times 3,75}{96,75}$$

$$= 17,50 \text{ ton} < 112,87 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

7.6.3 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Gaya-gaya horizontal yang bekerja adalah :

$$H_x = 124,77 \text{ ton}$$

$$H_y = 359,55 \text{ ton}$$

$$H_o = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{124,77^2 + 359,55^2} = 380,58 \text{ ton}$$

Momen leleh bahan $M_{ult} = 275 \text{ ton m}$ (brosur WIKA) $\varnothing = 60 \text{ cm}$ tipe C, cheking tiang panjang atau tiang pendek dilakukan dengan memperhitungkan keadaan sifat tanah. Dalam hal ini diperlukan harga C_r , yaitu geser rencana dari tanah dimana dihitung dengan rumus :

$$C_r = 0,5 C_u$$

C_u = kekuatan kohesi tanah

Harga C_u diperoleh dari hasil test triksial = $4,00 \text{ t/m}^2$, sehingga :

$$C_r = 0,5 \times 4,00 = 2,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Dalam 1 titik terdapat 15 tiang sehingga harga } H = \frac{380,58}{24} = 15,86 \text{ ton}$$

Sehingga kategori tiang dapat dihitung

$$f = \frac{H_o}{9 \times C_r \times D} = \frac{15,86}{9 \times 2 \times 0,6} = 1,47$$

$$L_1 = f + 1,5D = 1,47 + (1,5 \times 0,6) = 2,37 \text{ m}$$

$$L_2 = 2,2L_1 = 2,2 \times 2,37 = 5,21 \text{ m}$$

Panjang tiang yang ada 9 m > 5,21 m, jadi termasuk katagori tiang panjang .

- Untuk tiang pancang yang ujungnya tertahan (restraint pile) didapatkan harga kuat geser tanah :

$$\begin{aligned} H_{o\text{ tang}} &= 9 \times C_u \times D \times (L_1 - 1,5D) \\ &= 9 \times 4 \times 0,6 \times (2,37 - 1,5 \times 0,6) \\ &= 31,75 \text{ ton} > 15,86 \text{ ton} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{ult\text{ yang terjadi}} &= H_o \times (1,5D + 0,5f) \\ &= 15,86 \times (1,5 \times 0,6 + 0,6 \times 1,47) \\ &= 28,26 \text{ ton m} < M_{ult\text{ tang}} &= 58 \text{ ton m} \dots \text{OK} \\ &< M_{crack} &= 29 \text{ ton m} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

7.7 PERENCANAN SLOOF (TIE BEAM)

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi, atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10 % beban aksial kolom.

7.7.1 Data - Data Perencanaan

Data - data perencanaan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P	= 290,5 ton = 2905000 N
Panjang sloof L	= 4,7 m
Mutu beton f_c'	= 30 Mpa
Mutu baja f_y	= 320 Mpa
Decking dc	= 50 mm
Diameter tulangan utama	= 25 mm
Diameter sengkang	= 12 mm
Diameter sloof	= 40 x 60
Tinggi efektif	= $600 - 50 - 12 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 525,5$ mm

7.7.2 Dimensi Sloof

Pada perancangan sloof ini, penulis mengambil ukuran sloof berdasarkan sloof yang berhubungan dengan kolom yang mempunyai gaya normal terbesar yaitu $P_u = 290,5$ ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton yaitu sebesar :

$$F_t = f_{ct} = 0,7 \cdot \sqrt{f'_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h} \quad (\text{PBI'89 pasal 9.5.2.3})$$

Data perencanaan :

- $b = 400 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik :

$$fct = 0,7 \cdot \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$$

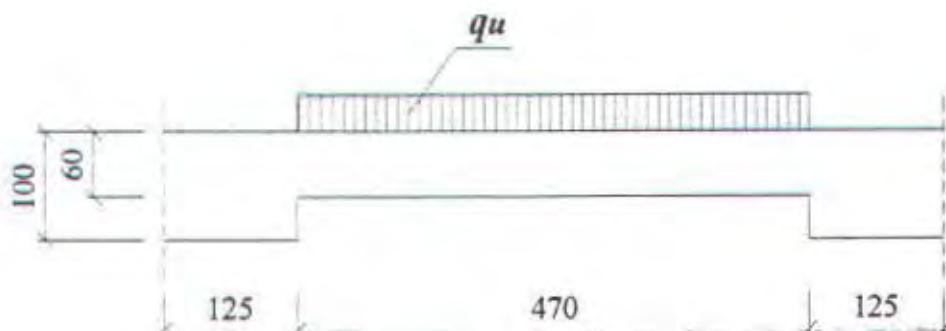
$$\begin{aligned} Fr_{\text{ada}} &= \frac{10\% \cdot Pu}{0,8 \cdot b \cdot h} \\ &= \frac{290500}{0,8 \times 400 \times 600} \\ &= 1,51 \text{ Mpa} < fct = 3,843 \text{ Mpa} \dots \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

7.7.3 Penulangan Sloof

7.7.3.1 Penulangan lentur

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti halnya penulangan kolom. Beban – beban yang membebani kolom :

- Berat aksial $N = 10 \% \times 290,5 = 29,05 \text{ ton}$
- Berat sendiri sloof $= 0,4 \times 0,6 \times 2,4 = 0,48 \text{ ton/m}$
- Beban tembok $= 0,25 \times 4,2 = 1,05 \text{ ton/m}$
- $q_u = 1,2 \times (0,48 + 1,05) = 18360 \text{ N/m}$



Gambar 7.6 Pembebanan Pada Sloof

Momen yang terjadi (pada tumpuan menerus) :

$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 18360 \times 4,7^2 \\ &= 33797,7 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Rasio tulangan pakai :

$$ky = \frac{P}{Ag} = \frac{290500}{400 \times 600} = 1,21$$

$$kx = \frac{Mu}{Ag \cdot h} = \frac{33797,7}{(400 \times 600) \times 600} = 0,00023$$

Dari diagram interaksi M – N F 320 – 30 – 0,8 – 4, didapat $\rho = 1\%$

Luas tulangan perlu :

$$\begin{aligned} As &= 0,01 \times 400 \times 600 \\ &= 2400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan pakai :

Dipasang tulangan 5D25 ($As = 2454,4 \text{ mm}^2$)

7.7.3.2 Penulangan geser dan torsi

Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 18360 \cdot 4,7 \\ &= 43146 \text{ N} \end{aligned}$$

tinggi efektif = $d = 600 - 50 - 12 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 525,5 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} Vc &= 2 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times bw \times d \times \left(1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right) \\ &= 2 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 400 \times 525,5 \times \left(1 + \frac{290500}{14 \cdot 400 \cdot 600} \right) \\ &= 416951,13 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\bar{O}Vc = 0,6 \times 416951,13 = 250170,68 > Vu = 43146 \text{ N}$$

Karena $Vu < \bar{O}Vc$, maka tidak perlu tulangan geser.

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\varnothing 12 - 200$

**BAB VIII
TAHAP
PELAKSANAAN**

BAB VIII

TAHAP PELAKSANAAN

8.1 UMUM

Tahap pelaksanaan adalah realisasi dari proses perancangan. Tahap pelaksanaan memiliki peranan yang sama penting dengan tahap perancangan. Pelaksanaan beton pracetak dalam pelaksanaan pada proyek konstruksi terdapat bagian-bagian pekerjaan yang dibagi menjadi beberapa item pekerjaan.

Dalam produksi material beton pracetak, ada 2 proses pekerjaan yang dapat dilaksanakan, yaitu :

1. Proses percetakan secara pabrikasi di Industri Pracetak.

Hal-hal yang perlu dipertimbangkan dalam proses pabrikasi adalah :

- perlunya standart khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran.
- terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.

2. Proses pencetakan di lapangan / lokasi proyek.

Untuk proses yang kedua, hal-hal yang perlu dipertimbangkan adalah :

- proses ini sering dilakukan pada proyek-proyek lokal.
- umur daripada proses produksi pencetakan disesuaikan dengan usia proyek.
- proses ini lebih disukai bila dimungkinkan untuk dilaksanakan dikarenakan standarisasi hasil pencetakan disesuaikan dengan keperluan proyek.

8.2 PROSES PRODUKSI ELEMEN BETON PRACETAK

Setelah pelaksanaan pengecoran, pada beton pracetak dilakukan *curing* untuk menghindari penguapan air semen secara drastis sehingga mutu beton yang direncanakan terpenuhi. Pembukaan bekisting dilakukan setelah kekuatan beton antara 20 % - 60 % dari kekuatan akhir yang dapat tercapai, kurang lebih umur 3 – 7 hari pada suhu kamar.

Adapun syarat dari cetakan elemen beton pracetak adalah :

1. volume dari cetakan stabil untuk pencetakan berulang.
2. mudah ditangani dan tidak bocor.
3. mudah untuk dipindahkan, khusus untuk pelaksanaan pengecoran di lapangan / lokasi proyek.

Setelah pembongkaran bekisting, dilakukan finishing elemen beton pracetak.

Proses produksi beton pracetak akan dijelaskan dengan bagan pada gambar 8.1

8.2 PENGANGKATAN DAN PENEMPATAN CRANE

Hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

- 1 Kemanpuan maksimum crane yang digunakan
- 2 Metode pengangkatan
- 3 Letak titik angkat pada elemen pracetak
- 4 Momen yang timbul akibat pengangkatan tidak boleh melebihi momen retak yang disyaratkan

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya.

Dalam perencanaan ini penulis memakai peralatan crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak yang akan diangkat.

Data – data crane yang digunakan :

- Jenis crane UNUMAC UG 55.25
- Jarak jangkau minimum 17 m, dengan beban maksimum 10 ton
- Jarak jangkauan maksimum 44 m, dengan beban maksimum 3,5 ton

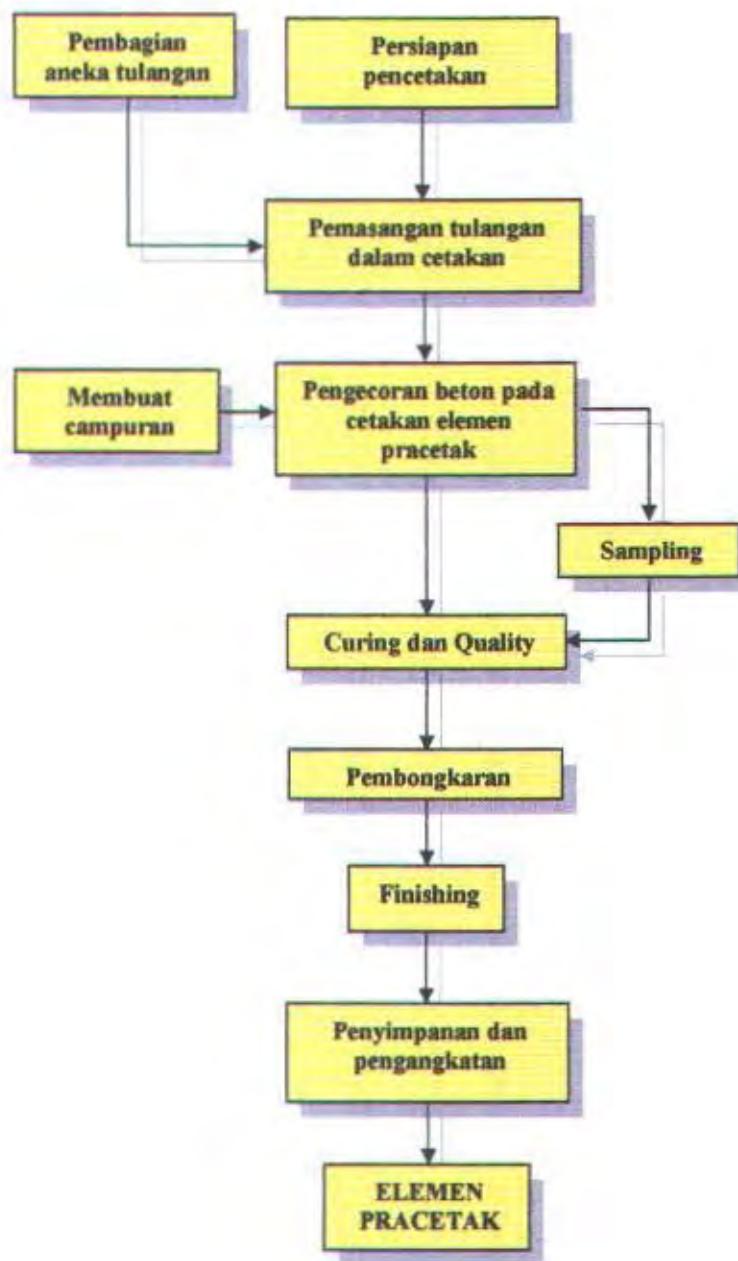
Elemen struktur terberat yang dipracetak :

- Balok induk 40/80, $L = 7,2 \rightarrow W = 0,4 \times 0,66 \times 7,2 \times 2400 = 4561,92 \text{ kg}$
- Pelat $3,6 \times 6 \text{ m}^2 \rightarrow W = 3,6 \times 6 \times 0,09 \times 2400 = 4665,6 \text{ kg}$
- Kolom 80/80, $L = 4,2 \text{ m} \rightarrow W = 0,8 \times 0,8 \times 4,2 \times 2400 = 6451,2 \text{ kg}$

Beban terberat adalah kolom = 6451,2 kg

Jarak maksimum crane untuk beban 6700 kg sejauh 27 mm

Direncangkan menggunakan 3 crane lihat gambar ()

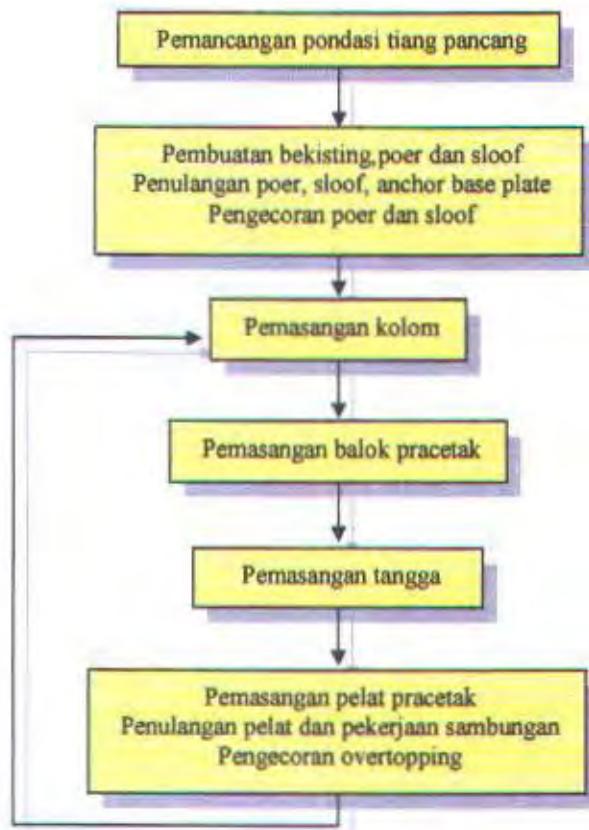


Gambar 8.1 Skema Proses Produksi Elemen Beton Pracetak

8.3 PROSES PEMASANGAN DAN PERAKITAN ELEMEN PRACETAK

Secara garis besarnya tahapan-tahapan proses pemasangan dan perakitan elemen beton pracetak (bagan 8.2) adalah sebagai berikut :

1. pekerjaan tiang pancang
2. pekerjaan poer
3. pekerjaan sloof
4. pemasangan kolom
5. pemasangan elemen balok
6. pemasangan elemen tangga
7. pemasangan elemen pelat
8. pengecoran sambungan antara elemen pracetak dengan overtopping



Gambar 8.2 Bagan tahapan-tahapan pemasangan elemen beton pracetak

8.3.1 Pekerjaan Tiang Pancang

Alat-alat pemancangan :

- crane
- mesin pemancang
- theodolith

8.3.2 Pekerjaan Poer

Adapun langkah-langkah pekerjaan sebagai berikut :

1. penggalian poer
2. pembuatan lantai kerja poer
3. pemasangan bata sebagai bekisting poer
4. pemasangan tulangan poer
5. pengecoran

8.3.3 Pekerjaan Sloof

Adapun langkah-langkah pekerjaan sloof sebagai berikut :

1. penggalian lubang untuk sloof
2. pembuatan lantai kerja dan pemasangan bata untuk bekisting
3. pemasangan tulangan
4. pengecoran

8.3.4 Pekerjaan Kolom

Adapun langkah-langkah pemasangan kolom sebagai berikut :

1. pekerjaan dilakukan setelah pengecoran poer dan sloof
2. kolom diangkat dari tempat penyimpanan ke lokasi akhir
3. setelah pengaturan ketepatan posisi kolom dilanjutkan dengan pemasangan kolom pada base plate.

8.3.5 Pemasangan Elemen Balok Pracetak

Pemasangan balok pracetak dilakukan setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan *crane* dan *scaffolding* untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulangan utama pada balok yaitu tulangan tarik pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.

8.3.6 Pemasangan Elemen Tangga

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen tangga sebagai berikut :

1. pengangkatan dari gudang ke posisi akhir
2. pengecoran pada sambungan antara tangga dan elemen pendukung

8.3.7 Pemasangan Elemen Pelat Pracetak

Adapun langkah-langkah pemasangan elemen pelat pracetak sebagai berikut :

1. pemasangan elemen pelat pracetak dipasang setelah balok pracetak terpasang
2. penulangan pelat meliputi merakit tulangan susut, lentur negatif (tulangan tumpuan) dan tulangan geser antar pelat
3. pengecoran overtopping setebal 5 cm
4. alat yang dipergunakan adalah *crane* untuk mengangkat elemen pelat pracetak dan dibantu dengan *scaffolding* / tiang perancah

Untuk masalah *non structural* dan jaringan *utilitas* seperti dinding partisi, dinding perimeter, plafon dan fasilitas mekanical electrical tidak dibahas.

8.4 TRANSPORTASI KOMPONEN BETON PRACETAK

8.4.1 System Transportasi

System transportasi disini meliputi :

1. pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

Pemilihan jenis, ukuran dan kapasitas alat angkut dan angkat seperti truk, *mobile crane* dan *tower crane* akan sangat mempengaruhi ukuran komponen beton pracetaknya. Untuk tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem atau tempel. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar 2,4 m x 16 m atau 2,4 m x 18 m dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk balok tertentu dimana panjangnya hingga 30 m dapat dipergunakan truk tempel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Kendala yang dipertimbangkan dalam pemilihan jenis truk adalah kondisi jalan yang akan dilalui meliputi kekuatan jalan, lebar jalan, fasilitas untuk menikung / memutar dan lain-lain. Di areal pabrikasi dan lokasi proyek juga diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak yang biasa mempergunakan *mobile crane*, *rail crane*, *gantry* atau *tower crane*. Tersedianya alat angkat ini juga akan mempengaruhi ukuran dari komponen beton pracetaknya.

8.4.2 Jadwal Pengangkutan atau Pemindahan Komponen Beton Pracetak

Dalam jadwal pengangkutan / pemindahan perlu dipertimbangkan beberapa hal sebagai berikut :

- ijin penggunaan jalan utama untuk mobil jenis truk yang diperbolehkan untuk dilewati ke areal proyek.
- tersedianya peralatan angkat *mobile crane* atau *tower crane* yang siap pakai untuk menurunkan / menaikkan komponen beton pracetak dari dan ke alat angkut baik di areal pabrik atau lokasi proyek.

8.4.3 Penempatan Crane

Crane digunakan untuk mengangkat elemen pracetak yang baru didatangkan dari pabrik ataupun dari tempat penyimpanan menuju posisi akhir di lokasi bangunan.



BAB IX

KESIMPULAN DAN SARAN

BAB IX

KESIMPULAN DAN SARAN

9.1 Kesimpulan

Dengan penggunaan komponen pracetak pada gedung bertingkat akan didapat banyak keuntungan, diantaranya adalah terjanya kualitas beton, waktu pelaksanaan dapat dipercepat yang pada akhirnya dapat menghemat biaya total konstruksi bangunan.

Dari perencanaan struktur yang telah dilakukan, ada hal yang perlu diutarakan dalam bagian kesimpulan ini adalah :

1. Pemanfaatan elemen pracetak dapat dibuat mendekati sifat monolit dari pekerjaan yang dilakukan dengan sistem cor setempat, dengan pemilihan tipe sambungan yang disesuaikan keadaan struktur yang direncanakan.
2. Sistem pracetak dapat dipergunakan pada berbagai pemodelan struktur, salah satunya adalah pemodelan sebagai *Building Frame System* dimana perencanaan elemen frame dimungkinkan menggunakan elemen pracetak untuk mencapai sifat pemodelan struktur yang dikehendaki.
3. Pelaksanaan metode pracetak menjadi sesuatu hal yang sangat mungkin untuk diterapkan di Indonesia melihat dari metode pelaksanaannya, namun disini diperlukan keahlian dan ketelitian yang tinggi.

9.2 Saran

1. Perlunya pengembangan teknologi dan riset tentang beton pracetak serta memasyarakatkan penggunaan metode pracetak pada jasa konstruksi di Indonesia

2. Perlu dibuatnya standarisasi beton pracetak di Indonesia sehingga dengan demikian pracetak akan lebih banyak diterapkan.
3. Industri konstruksi beton pracetak hendaknya dikembangkan menjadi industri yang membuat elemen – elemen pracetak berdasarkan pesanan konsumen seperti segi arsitektur.
4. Demi efektifitas dan efisiensi dari metode pracetak, pembatasan jumlah elemen seragam yang dibuat perlu diperhatikan.

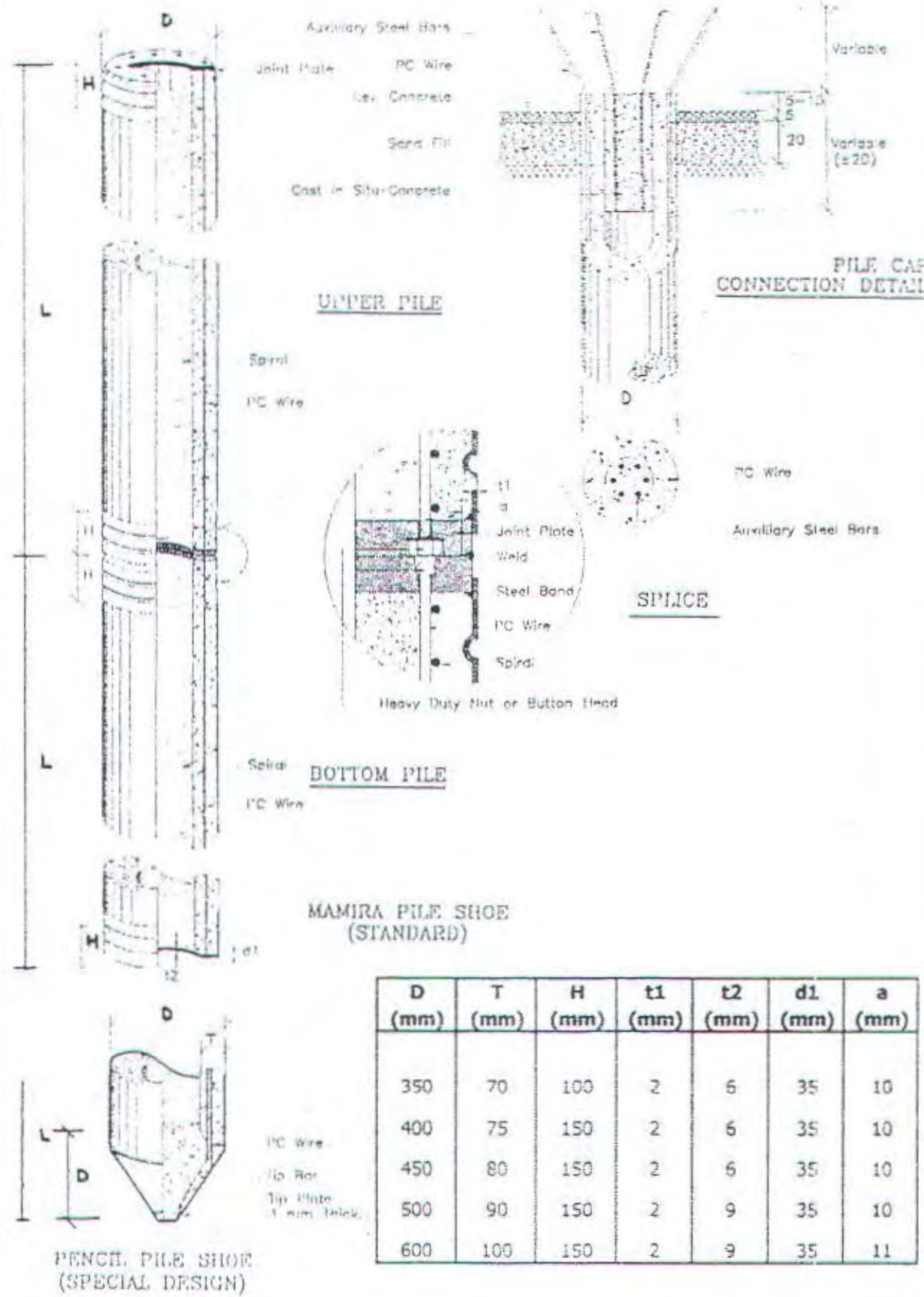
DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata Cara Perhitungan Struktur beton untuk Bangunan Gedung “, Penerbit Yayasan LPMB, Bandung
2. Wang, C K dan Salmon, C G, “ Desain Beton Bertulang “, Erlangga, Jakarta , 1993
3. Dep. Pekerjaan Umum, Peraturan Pembebatan Indonesia Untuk Gedung, 1983
4. Uniform Building Code, ICBO 1997
5. Dr. Herman Wahjudi, “ Daya Dukung Pondasi Dalam “, Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS, 1999
6. PCI Design Handbook PRECAST AND PRESTRES CONCRETE, Fourth Edision, PCI, Chicago, Illionis, 1992

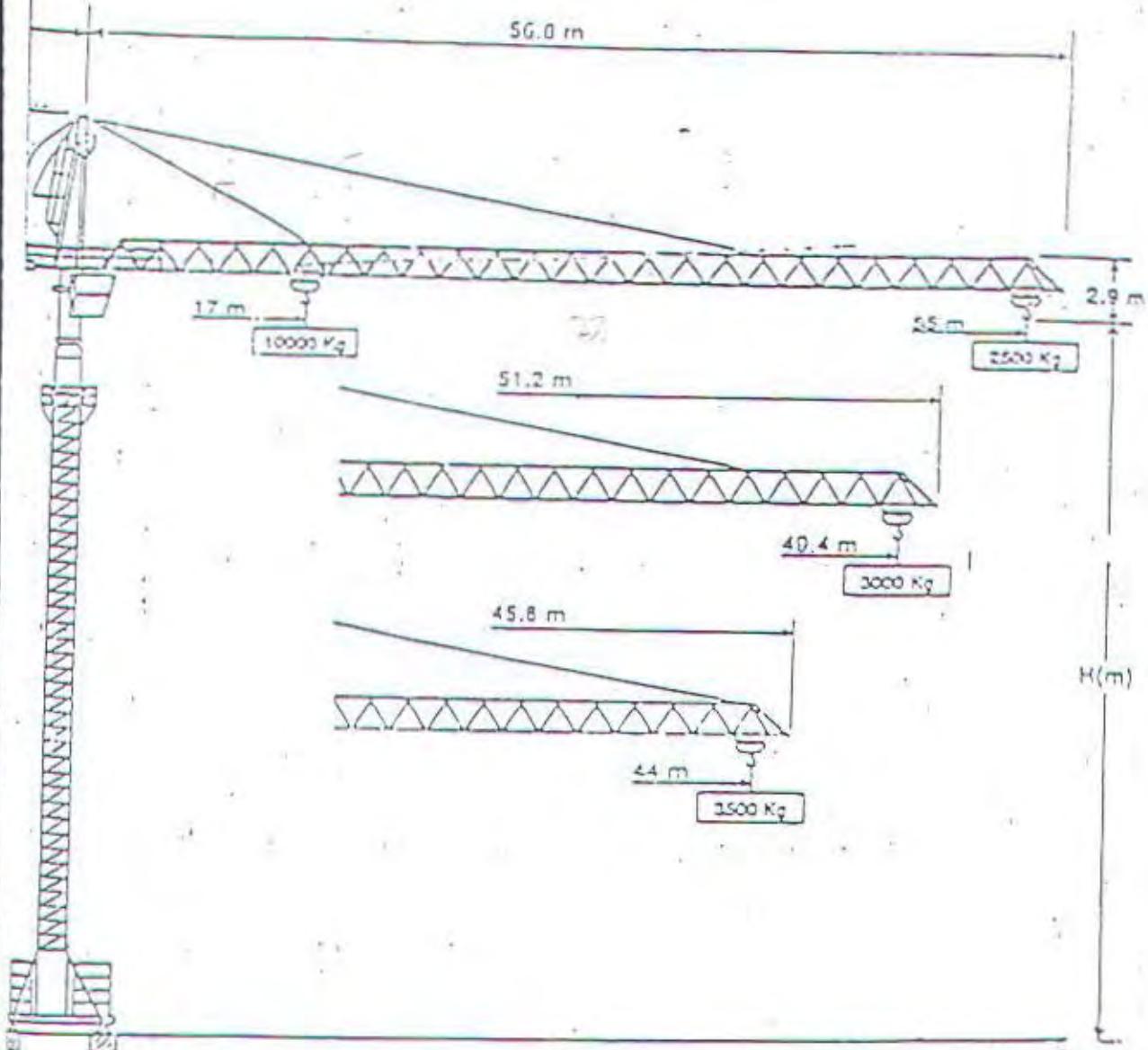
LAMPIRAN

PILE HEAD, SPLICE & SHOE



UNIMAC

SG 55.225

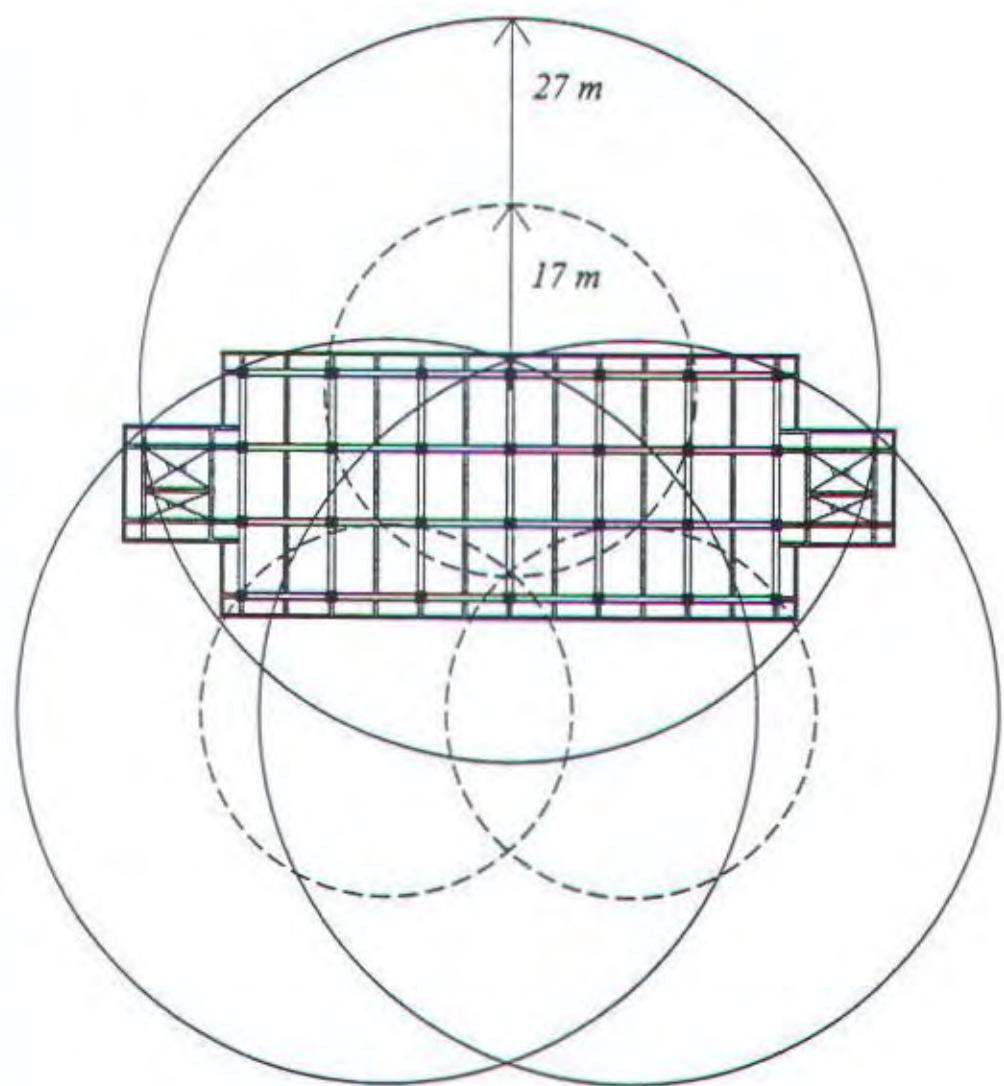


grams

2	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4	51	53	55	57
7000	6500	6000	5000	4000	4350	4000	2500	3000	3400	3200	3000	3000	2500	2750	2500	2500	Xg

2	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44	45	47	49.4	51	53	55	m
7000	6500	6000	5200	4050	4500	4150	3200	3000	3150	3400	3250	3100	3000				Tg

2	27	29	31	33	35	37	39	41	43	44							m
7000	6700	6150	5500	5000	4600	4300	4100	3750	3600	3500							Xg



*SKETSA JANGKAUAN CRANE
JENIS CRANE UNIMAC UG 52.25*

Project No.: _____

Location : Zone B (Disturbed Sample)

Checked by : ada

Date No.	Depth m	Bulk den soy", ps g/cm ³	Dry den g/cm ³	Moisture content w/w, %	Specific Gravity G _s	Ved Rate e	Degree of Saturation S _s , %	Liquid limit LL, %	Plastic limit PL, %	Plasticity Index PI, %	Liquidity Index LI	Shrinkage Limit SL, %	F ₁₀₀ %	Coef. of gradation			Coef. of Permeability** cm/s
														Gr	Cu	Symbol	
HDR 1	1.60 - 2.00	1.70	1.55	15.53	2.78	0.79	54.36	-	-	-	-	-	21.73	-	-	SM	1.7 x 10 ¹
HDR 2	2.30 - 3.50	1.79	1.56	14.71	2.68	0.72	54.95	-	-	-	-	-	20.41	-	-	SM	1.7 x 10 ¹
HDR 3	3.50 - 6.00	1.73	1.64	5.54	2.76	0.68	22.36	-	-	-	-	-	2.51	1.14	4.00	SP-SM	1.7 x 10 ¹
HDR 4	1.80 - 3.30	1.73	1.59	8.83	2.75	0.73	33.27	-	-	-	-	-	9.30	1.15	7.65	SW-SM	4.9 x 10 ¹
HDR 5	2.10 - 3.60	1.68	1.54	9.12	2.69	0.75	32.83	-	-	-	-	-	3.28	0.97	5.15	SP-SM	5.3 x 10 ¹
HDR 6	4.60 - 5.00	1.70	1.37	23.69	2.63	0.91	69.20	-	-	-	-	-	42.69	-	-	SM	1.2 x 10 ¹
HDR 7	1.30 - 2.80	1.63	1.67	9.79	2.82	0.69	39.90	-	-	-	-	-	14.61	-	-	SM	1.4 x 10 ¹
HDR 8	1.10 - 2.50	1.74	1.64	6.08	2.76	0.68	24.58	-	-	-	-	-	3.41	0.95	4.75	SP-SM	1.5 x 10 ¹
HDR 9	1.80 - 4.50	1.24	1.61	7.99	2.77	0.72	30.74	-	-	-	-	-	3.11	0.95	5.10	SP-SM	2.7 x 10 ¹
HDR 10	3.10 - 4.00	1.69	1.52	10.87	2.74	0.80	37.34	-	-	-	-	-	13.04	-	-	SM	5.0 x 10 ¹
HDR 11	3.30 - 4.00	1.71	1.58	23.55	2.66	0.92	67.95	-	-	-	-	-	68.57	-	-	ML	2.2 x 10 ¹
HDR 12	3.70 - 5.50	1.70	1.56	8.00	2.64	0.69	33.69	-	-	-	-	-	14.44	-	-	SM	6.4 x 10 ¹
HDR 13	2.80 - 3.00	1.73	1.55	11.48	2.73	0.76	41.28	-	-	-	-	-	18.93	-	-	SM	8.9 x 10 ¹

NOTE : ** = constant head permeability

Project
Location

: Zone B (Undisturbed Sample)

Made by : bem
Checked by : ada

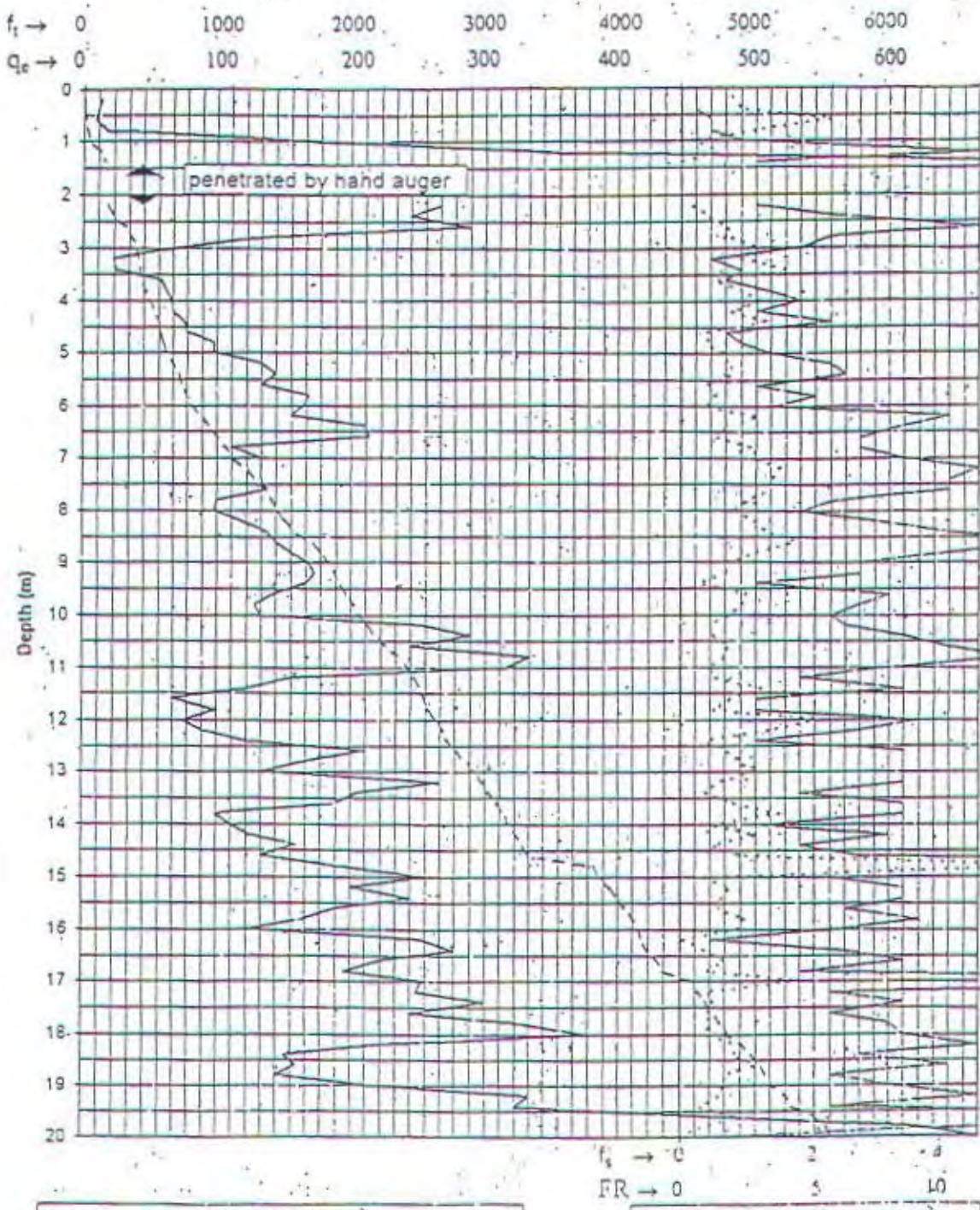
Bore Hole No.	Depth m	Bulk den sily, ps g/cm ³	Dry den sily, ps g/cm ³	Moisture content w, %	Specific Gravity G _s	Void Ratio e	Degree of Saturation S _s , %	Liquid Limit LL, %	Plastic Limit PL, %	Plasti- city Index PI, %	Liquidity Index LI	Shrinkage Limit SL, %	Fever # 200 %	Coef. of gradation			Strength Parameters*	
														Cz	Cu	Symbol	φ	c kg/cm ³
UDS 46 BH SPT 10	3.50 - 4.00	1.90	1.67	13.72	2.77	0.66	58.02	-	-	Non Plastic	-	-	47.21	-	-	SM	33.42	0.00
UDS 47 BH SPT 10	7.50 - 8.00	1.69	1.42	18.68	2.73	0.92	55.60	-	-	Non Plastic	-	-	38.32	-	-	SM	33.42	0.00
UDS 48 BH SPT 10	14.50 - 15.00	1.96	1.75	11.93	2.58	0.47	65.37	-	-	Non Plastic	-	-	31.33	-	-	SM	34.99	0.00
UDS 49 BH SPT 10	19.30 - 19.00	1.70	1.16	47.35	2.61	1.26	98.25	-	-	Non Plastic	-	-	60.23	-	-	ML	38.66	0.00
UDS 50 BH SPT 10	23.50 - 24.00	1.70	1.47	21.04	2.69	0.83	88.54	-	-	Non Plastic	-	-	51.36	-	-	ML	33.42	0.03
UDS 51 BH SPT 11	1.00 - 1.50	1.51	1.31	22.51	2.62	1.06	59.16	-	-	Non Plastic	-	-	32.66	-	-	SM	27.02	0.00
UDS 52 BH SPT 11	8.50 - 9.00	1.05	1.48	25.04	2.60	0.70	85.61	-	-	Non Plastic	-	-	66.44	-	-	ML	33.02	0.00
UDS 53 BH SPT 11	16.70 - 17.20	2.03	1.69	19.00	2.63	0.57	92.22	-	-	Non Plastic	-	-	27.26	-	-	SM	36.50	0.00
UDS 54 BH SPT 11	23.50 - 24.00	2.01	1.74	15.46	2.67	0.54	76.97	-	-	Non Plastic	-	-	41.60	-	-	SM	39.35	0.04
UDS 55 BH SPT 11	29.20 - 29.70	1.89	1.50	25.70	2.67	0.70	88.10	-	-	Non Plastic	-	-	82.13	-	-	ML	37.23	0.07
UDS 56 BH SPT 12	5.00 - 5.50	1.57	1.46	7.68	2.77	0.90	23.64	-	-	Non Plastic	-	-	29.19	-	-	SM	30.96	0.00
UDS 57 BH SPT 12	12.80 - 13.30	1.67	1.05	58.44	2.54	1.51	105.29	-	-	Non Plastic	-	-	63.61	-	-	ML	36.13	0.00
UDS 58 BH SPT 12	21.00 - 21.50	1.64	1.04	58.13	2.52	1.43	102.10	-	-	Non Plastic	-	-	69.93	-	-	ML	33.82	0.11
UDS 59 BH SPT 12	22.80 - 23.30	1.65	1.09	51.02	2.46	1.25	100.65	-	-	Non Plastic	-	-	77.81	-	-	ML	19.29	0.20
UDS 60 BH SPT 12	25.75 - 26.25	2.10	1.80	16.92	2.75	0.53	80.01	-	-	Non Plastic	-	-	24.90	-	-	SM	36.50	0.02

NOTE : * = direct shear test

CONE PENETRATION TEST (10 TON)

Project :
 Location : Zone B
 Test no. : SND-1 (Fac. of Agriculture Technology)
 Elevation :

Weather : Rainy
 Date : January, 20, 2000
 Tested by : Mulyono



TABEL TULANGAN PELAT SEBELUM KOMPOSIT

Tipe Pelat	Dim	Lx	Ly	B	Cbx	Cly	Mtx	Mly	Rn		Rho perlu		As perlu		As Terpasang untuk tulangan lapangan			
									Arah x kgm	Arah y kgm	Lap arah x	Lap arah y	Lap arah x mm ²	Lap arah y mm ²	Arah x mm	As mm ²	Arah y mm	As mm ²
A	6 X 3,25	3,17	5	1,58	97	38	536,50	210,17	2,30	1,49	0,0075	0,0048	407,38	259,13	240	471	240	471
B	6 X 2,5	2,05	5,7	2,78	125	25	289,13	57,83	1,24	0,41	0,0040	0,0013	214,50	69,71	240	471	240	471
C	3,6 X 1,7	1,7	3,4	2,00	100	37	159,07	58,85	0,68	0,42	0,0022	0,0013	108,00	108,00	240	471	240	471
D	6 X 1,7	1,55	5,7	3,68	125	25	165,29	33,06	0,71	0,23	0,0022	0,0007	108,00	108,00	240	471	240	471
E	5,5 X 1,7	1,55	5,2	3,35	125	25	165,29	33,06	0,71	0,23	0,0022	0,0007	108,00	108,00	240	471	240	471
F	1,7 X 1,7	1,55	1,55	1,00	44	44	58,18	58,18	0,25	0,41	0,0008	0,0013	108,00	108,00	240	471	240	471
G																		

CATATAN

Rho min = 0,002

Rho mak = 0,033

TABEL TULANGAN PELAT SETELAH KOMPOSIT

Tipe Pelat	Dim	Lx	Ly	B	C _{tx} = C _{ty}	C _{lx}	C _{ly}	M _{tx} = M _{ty}	M _{lx}	M _{ly}	Rn		
											k _{gm}	k _{gm}	Lap & Tum x
A	6 X 3,25	3.17	5	1.58	58	36	36	550.66	341.79	341.79	0.53	0.41	0.41
B	6 X 2,5	2.05	5.7	2.78	63	13	38	250.14	51.62	150.88	0.24	0.06	0.18
C	3,6 X 1,7	1.7	3.4	2.00	85	50	50	232.09	136.52	136.52	0.22	0.16	0.16
D	6 X 1,7	1.55	5.7	3.68	54	19	56	122.57	43.13	127.11	0.12	0.05	0.15
E	5,5 X 1,7	1.55	5.2	3.35	54	19	56	122.57	43.13	127.11	0.12	0.05	0.15
F	1,7 X 1,7	1.55	1.55	1.00	48	48	48	108.95	108.95	108.95	0.10	0.13	0.13
G													

CATATAN

Rho min = 0.002

Rho mak = 0.033

Rho perlu			As perlu			As Terpasang untuk tulangan lapangan					
Lap & Tum x	Lap arah y	Lap arah y	Lap & Tum x	Lap arah y	Lap arah y	Lap & Tum x	As =	Lap arah y	As =	Lap arah y	As =
							mm ²	mm ²	mm ²	mm	mm ²
0.0017	0.0013	0.0013	108	108	108	240	471	240	471	240	471
0.0008	0.0002	0.0006	108	108	108	240	471	240	471	240	471
0.0007	0.0005	0.0005	108	108	108	240	471	240	471	240	471
0.0004	0.0002	0.0005	108	108	108	240	471	240	471	240	471
0.0004	0.0002	0.0005	108	108	108	240	471	240	471	240	471
0.0003	0.0004	0.0004	108	108	108	240	471	240	471	240	471

Lanjutan tabel tulangan setelah komposit

TABEL TULANGAN PELAT AKIBAT PENGANGKATAN

Tipe pelat	Dim Lx Ly		Mx	My	Rn		Rho perlu		As perlu (tum = lap)		As terpasang (tum = lap)			
					Arah x	Arah y	Arah x	Arah y	Arah x	Arah y	Arah x	As =	Arah y	As =
											mm	mm^2	mm	mm^2
A	3.25	6	985.61	909.79	4.23	6.45	0.0145	0.0237	784.48	993.68	110	1028.2	110	1028.2
B	2.5	6	583.20	699.84	2.50	4.96	0.0082	0.0174	444.87	730.65	150	754	150	754
C	1.7	3.6	161.80	171.32	0.69	1.21	0.0022	0.0039	118.68	163.32	320	353.4	320	353.4
D	1.7	6	269.67	475.89	1.16	3.37	0.0037	0.0113	199.71	476.53	230	491.7	230	491.7
E	1.7	5.5	247.20	399.88	1.06	2.83	0.0034	0.0094	182.70	395.25	275	411.3	275	411.3
F	1.7	1.7	76.41	38.20	0.33	0.27	0.0010	0.0009	108.00	108.00	240	471	240	471
G														

CATATAN

Rho min = 0.002

Rho mak = 0.033

**TABEL PENULANGAN BALOK
SEBELUM KOMPOSIT**

Tipe Balok	Diameter tulangan		dimensi			<i>M</i>	<i>Rn</i>	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	Lapangan		Tumpuan			
	Lentur	Geser	<i>dim.</i>	<i>b</i>	<i>h</i>					<i>As</i> <i>perlu</i>	<i>n</i>	<i>As</i> <i>pakai</i>	<i>n</i>		
	mm	mm	cm	mm	mm	mm	Nmm	Mpa		mm ²					
1	25	12	40/80	400	800	595,5	542047284	2.58	0.0085	0.0085	2028.93	5	2454.37	3	1471.88
2	22	12	40/60	400	600	397	9204019.2	0.18	0.0006	0.0044	698.72	2	760.27	2	759.88
3	20	10	30/60	300	600	420	95031900	2.24	0.0074	0.0074	932.40	3	932.40	2	628.00
4	12	10	25/35	250	350	164	7989600	1.49	0.0048	0.0048	196.19	2	226.19	2	226.08

Keterangan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} \quad \rho_{min} = 0,0044$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} \quad \rho_{max} = 0,033$$

$$m = 12,55$$

**TABEL PENULANGAN BALOK
SETELAH KOMPOSIT**

Tumpuan

Tipe Balok	dimensi						M	R_n	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	Tumpuan Atas			Tumpuan bawah		
	Lentur	Geser	dim.	b	h	d					A_s perlu	n	A_s pakai	A_s perlu	n	A_s pakai
	mm	mm	cm	mm	mm	mm	Nmm	Mpa			mm ²		mm ²			
1	25	12	40/80	400	800	735.5	345755800	2.00	0.0065	0.0065	1914.49	5	2454.37	957.25	2	981.75
2	22	12	40/60	400	600	537	183866300	1.99	0.0065	0.0065	1402.44	4	1520.53	701.22	2	760.27
3	20	10	30/60	300	600	550	47516000	0.65	0.0021	0.0044	726.00	3	942.48	363.00	2	628.32
4	12	10	25/35	250	350	304	33439890	1.81	0.0059	0.0059	446.12	4	452.39	223.06	2	226.19

Lapangan

Tipe Balok	dimensi						M	R_n	ρ_{perlu}	ρ_{pakai}	Lapangan Bawah			Lapangan Atas		
	Lentur	Geser	dim.	b	h	d					A_s perlu	n	A_s pakai	A_s perlu	n	A_s pakai
	mm	mm	cm	mm	mm	mm	Nmm	Mpa			mm ²		mm ²			
1	25	12	40/80	400	800	735.5	359504100	2.08	0.0068	0.0068	1994.15	5	2454.37	997.07	3	1472.62
2	22	12	40/60	400	600	537	60018590	0.65	0.0021	0.0044	945.12	3	1140.40	472.56	2	760.27
3	20	10	30/60	300	600	550	95031900	1.31	0.0042	0.0044	726.00	3	942.48	363.00	2	628.32
4	12	10	25/35	250	350	304	3548820	0.19	0.0006	0.0044	334.40	3	339.29	167.20	2	226.19

Keterangan :

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$	$\rho_{min} = 0,0044$
$f_y = 320 \text{ Mpa}$	$\rho_{max} = 0,033$
$m = 12,55$	

TABEL PENULANGAN GESER DAN TORSI BALOK INDUK

Balok	Dim.	b	h	d	Diameter Tulangan	V_u	Tu	T_{max}	Keterangan	V_c	$0,6 \cdot V_c$	$1/2 \cdot 0,6 \cdot V_c$	Keterangan	Syarat			$S_{terpalu}$
														s_{min}	s_{max}	s_{mas	
		mm	mm	mm	mm ²	N	Nmm	Nmm		N	N	N		mm	mm	mm	mm
1	40/80	400	800	736	12	174765.2	6059637	15579663.9	$Tu < T_{max}$	268567	161140	80569.99	$V_u > 1/2 \cdot 0,6 \cdot V_c$	25	367.75	600	200
2	40/60	400	600	537	12	113018	7805244	10516273.1	$Tu < T_{max}$	196085	117651	58825.40	$V_u < 1/2 \cdot 0,6 \cdot V_c$	25	268.50	600	200
3	25/35	250	350	304	10	34274.14	964991.6	2329722.68	$Tu < T_{max}$	69378	41626.9	20813.46	$V_u < 1/2 \cdot 0,6 \cdot V_c$	25	152.00	600	150

Keterangan :

$Tu < T_{max}$ Tidak perlu tulangan torsii

$V_u < 1/2 \cdot 0,6 \cdot V_c$ Tidak perlu tulangan geser (Tulangan minimum)

TABEL PENULANGAN STUD BALOK

Tumpuan

Tipe Balok	Dimensi					L	Lvh	Tulangan Lentur		Vnh	0,6 . bv . d	Keterangan	Avf	s	Syarat		Stud Terpasang
	Balok	b	d	Stud	Plat			As	As'						mm ²	mm	mm
	mm			mm	mm	mm		mm ²	mm ²	N	N			mm ²	mm	mm	mm
1	40/80	400	736	10	140	7200	1800	2454.37	957.25	785398.16	176520	Vnh > 0,6 . bv . d	551.63	213.57	560	600	D 10 - 200
2	40/60	400	537	10	140	6000	1500	1520.53	701.22	486569.87	128880	Vnh > 0,6 . bv . d	402.75	292.51	560	600	D 10 - 200
3	30/60	300	550	10	140	7200	1800	942.48	363.00	301592.89	99000	Vnh > 0,6 . bv . d	309.38	380.80	560	600	D 10 - 200
4	25/35	250	304	10	140	2500	625	452.39	223.06	144764.59	45600	Vnh > 0,6 . bv . d	142.50	826.73	560	600	D 10 - 150

Lapangan

Tipe Balok	Dimensi					L	Lvh	Tulangan Lentur		Vnh	0,6 . bv . d	Keterangan	Avf	s	Syarat		Stud Terpasang
	Balok	b	d	Stud	Plat			As	As'						mm ²	mm	mm
	mm			mm	mm	mm		mm ²	mm ²	N	N			mm ²	mm	mm	mm
1	40/80	400	736	10	140	7200	1800	2454.37	1472.62	785398.16	176520	Vnh > 0,6 . bv . d	551.63	213.57	560	600	D 10 - 200
2	40/60	400	537	10	140	6000	1500	1140.40	760.27	364927.40	128880	Vnh > 0,6 . bv . d	402.75	292.51	560	600	D 10 - 200
3	30/60	300	550	10	140	7200	1800	942.48	628.32	301592.89	99000	Vnh > 0,6 . bv . d	309.38	380.80	560	600	D 10 - 200
4	25/35	250	304	10	140	2500	625	339.29	226.19	108573.44	45600	Vnh > 0,6 . bv . d	142.50	826.73	560	600	D 10 - 150

TABEL TULANGAN BALOK

Tipe	Dimensi				L	Deking	Tulangan Lentur				Tulangan Geser	Tulangan Stud	Reinforced Concrete Bearing									
	Balok	Tul. Lentur	Tul. Geser	Tul. Stud			Tumpuan		Lapangan					Dim. Pelat Siku	Dim. Tul	Avf + An	Ash	Id				
							Atas	Bawah	Atas	Bawah												
	cm	mm	mm	mm	cm	mm					mm	mm			mm			mm				
1	40/80	25	12	10	720	40	5	3	3	5	200	200	90 x 250 x 10	12	3 D 12	4 D 12	350					
2	40/60	22	12	10	600	40	4	2	2	3	200	200	90 x 250 x 10	12	3 D 12	4 D 12	350					
3	30/60	20	10	10	720	30	3	2	2	3	200	200	90 x 150 x 10	10	3 D 10	3 D 10	310					
4	25/35	12	10	10	250	30	4	2	2	3	150	150	60 x 90 x 6	10	3 D 10	3 D 10	310					

TABEL PENULANGAN LENTUR SHEAR WALL

Tipe	Dimensi		Mu	As _{perlu}	Tul. Terpakai			a	L	Mn	Mu/0,8	Keterangan	Tul.Terpasang Jarak s ₁
	Lw	Tebal			D	n	As _{ada}						
	mm	mm	Nmm	mm ²	mm		mm ²	mm	mm	Nmm	Nmm	Mn > 0,8 . Mu	mm
A	6000	400	932009100	606.777	16	31	6232.92	195.54	5502.23	9331779890	1165011375	Mn > 0,8 . Mu	150

Tipe	Dimensi		Mu	As _{perlu}	Tul. Terpakai			a	L	Mn	Mu/0,8	Keterangan	Tul.Terpasang Jarak s ₁
	Lw	Tebal			D	n	As _{ada}						
	mm	mm	Nmm	mm ²	mm		mm ²	mm	mm	Nmm	Nmm	Mn > 0,8 . Mu	mm
B	7200	400	941663800	510.885	16	27	5428.67	170.31	6714.84	13966876267	1177079750	Mn > 0,8 . Mu	150

Keterangan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$deking = 12,55$$