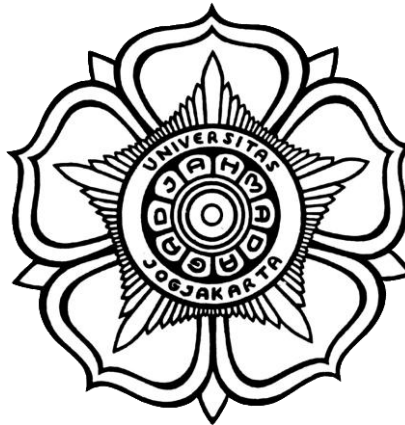


TUGAS AKHIR

PEMODELAN ESTIMASI VOLUME STRUKTUR *ABUTMENT* DENGAN VARIASI BENTANG JEMBATAN, KETINGGIAN *ABUTMENT*, DAN ZONA GEMPA

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan mencapai derajat Sarjana S1
pada Program Studi Teknik Sipil Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan



Disusun oleh :

DICKY RAHADIAN MAHENDRA

15 / 379115 / TK / 43057

**DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL DAN LINGKUNGAN
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS GADJAH MADA
YOGYAKARTA**

2020

TUGAS AKHIR
PEMODELAN ESTIMASI VOLUME STRUKTUR *ABUTMENT* DENGAN
VARIASI BENTANG JEMBATAN, KETINGGIAN *ABUTMENT*, DAN
ZONA GEMPA

dipersiapkan dan disusun oleh:

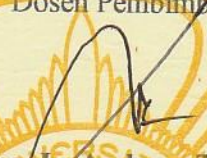
DICKY RAHADIAN MAHENDRA
15 / 379115 / TK / 43057

Telah dipertahankan di depan Dewan Penguji

Pada tanggal 14 Februari 2020

Susunan Dewan Penguji

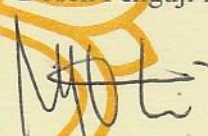
Dosen Pembimbing


Dr. Ing. Ir. Andreas Triwiyono
NIP. 196202041988031001

Dosen Penguji I


Dr. Ir. Muslikh, M.Sc., M.Phil.
NIP. 195708031984031002

Dosen Penguji II


Ni Nyoman Nepi Marleni, S.T., M.Sc., Ph.D.
NIP. 111197703201811201

Tugas Akhir ini telah diterima sebagai salah satu persyaratan

untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

Tanggal

Mengetahui

Ketua Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan


Prof. Dr. Ir. Joko Sujono, M.Eng.
NIP. 196111261989021001

PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan untuk memperoleh gelar kesarjanaan di suatu Perguruan Tinggi, dan sepanjang pengetahuan saya juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam daftar pustaka.

Yogyakarta, 15 Januari 2020



Dicky Rahadian Mahendra

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur kami panjatkan kepada Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat-Nya sehingga kami dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Pemodelan Estimasi Volume Struktur *Abutment* dengan Variasi Bentang Jembatan, Ketinggian *Abutment* dan Zona Gempa” sebagai syarat mencapai derajat Sarjana S1 pada Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Ucapan terimakasih kami sampaikan kepada:

1. Dr., Ing., Ir. Andreas Triwiyono sebagai dosen pembimbing tugas akhir atas arahan dan bimbingannya dari mencari topik sampai selesainya penulisan tugas akhir ini;
2. Orang tua di rumah yang selalu memberikan dukungan dan motivasi;
3. Seluruh teman-teman angkatan 2015 Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan yang selalu memberikan semangat;
4. Seluruh dosen dan karyawan di Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan yang telah membantu dalam pengurusan administrasi tugas akhir.

Kami berharap dengan adanya tugas akhir ini dapat memberikan tambahan wawasan ilmu pengetahuan dan manfaat bagi siapapun yang membacanya. Meskipun kami menyadari bahwa dalam penyusunan tugas akhir ini masih banyak kekurangan dan masih membutuhkan pengembangan lebih lanjut, oleh sebab itu kritik dan saran yang membangun dari pembaca akan kami terima dengan senang hati.

Akhir kata, semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi siapapun terutama bagi penulis dan juga pembaca.

Yogyakarta, 15 Januari 2020

Dicky Rahadian Mahendra

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
PERNYATAAN.....	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR TABEL.....	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
INTISARI.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat Penelitian.....	3
1.6 Keaslian Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
BAB III LANDASAN TEORI.....	10
3.1 Struktur bawah jembatan.....	10
3.1.1. Abutment.....	10
3.1.2. Fondasi	12
3.2 Perencanaan <i>Abutment</i> Jembatan	13
3.2.1. Pembebanan Jembatan	14
3.2.2. Kombinasi Beban Jembatan.....	27
3.2.3. Kontrol Stabilitas <i>Abutment</i>	29
3.2.4. Penulangan Abutment	31
3.2.4.1. Faktor Reduksi Kekuatan.....	31
3.2.4.2. Penulangan Dinding <i>Abutment (Breastwall)</i>	32
3.2.4.3. Penulangan <i>Backwall</i>	34
3.2.4.4. Penulangan <i>Corbel</i>	36
3.2.4.5. Penulangan <i>Wingwall</i>	39
3.2.4.6. Penulangan <i>Pilecap</i>	39
3.2.4.7. Tulangan Geser	40
3.2.4.8. Tulangan Minimum	42

3.3	Perbedaan SNI 2833:2008 dan SNI 2833:2016.....	43
3.4	Uji Korelasi	45
3.4.1	<i>Pearson Product Moment</i>	46
3.4.1	Korelasi Ganda.....	47
3.4.2	Korelasi Parsial	48
3.5	Uji Linieritas.....	48
3.6	Uji Normalitas	49
3.7	Uji Multikolinearitas	50
3.8	Uji Heteroskedastisitas	50
3.9	Uji Kelayakan Model	51
3.9.1	Uji R^2 (Koefisien Determinasi)	51
3.9.2	Uji F (ANOVA)	51
3.9.3	Uji t	52
BAB IV METODE PENELITIAN		53
4.1	Prosedur Penelitian.....	53
4.2	Variabel Penelitian	56
4.3	<i>Instrument</i> Penelitian.....	57
4.4	Penentuan Dimensi Struktur Atas	58
4.5	Penentuan Dimensi <i>Abutment</i>	59
4.6	Pembuatan Model Estimasi	60
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		62
5.1	Pembuatan Basis Data	62
5.2	Perencanaan Struktur Bawah Jembatan.....	62
5.2.1	Data Jembatan	63
5.2.2	Data Struktur Bawah	64
5.2.3	Kontrol Tumpuan Elastomer.....	97
5.2.4	Kontrol Stabilitas	100
5.2.5	Analisis Beban pada Breastwall.....	103
5.2.6	Analisis Beban pada Backwall Bawah.....	114
5.2.7	Anallisis Beban pada Backwall Atas	118
5.2.8	Anallisis Beban pada Corbel.....	121
5.2.9	Anallisis Beban pada Wingwall	122
5.2.10	Penulangan Breastwall	126
5.2.11	Penulangan Backwall Bawah.....	131
5.2.12	Penulangan Backwall Atas.....	134
5.2.13	Penulangan Corbel	136

5.2.14	Penulangan Wingwall	143
5.2.15	Analisis Reaksi Fondasi Dalam	145
5.2.16	Analisis Pile Cap	150
5.3	Basis Data	154
5.4	Analisis Linieritas	174
5.5	Analisis Normalitas Data	175
5.6	Analisis Multikolinearitas	178
5.7	Analisis Heteroskedastisitas	180
5.8	Analisis Korelasi	183
5.8.1	Analisis Korelasi Pearson Product Moment	183
5.8.2	Korelasi Ganda	186
5.8.3	Korelasi Parsial	188
5.9	Analisis Regresi Linier Berganda	192
5.10	Uji R^2	194
5.11	Uji Statistik F (ANOVA)	197
5.12	Uji Statistik t	198
5.13	Persamaan Regresi Hasil Pemodelan Estimasi Volume	199
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		201
6.1	Kesimpulan	201
6.2	Saran	201
DAFTAR PUSTAKA		203
LAMPIRAN A		205
LAMPIRAN B		206
LAMPIRAN C		207
LAMPIRAN D		213
LAMPIRAN E		215
LAMPIRAN F		216

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Nilai faktor pengubah respon untuk keadaan batas ultimit (SNI 1725:2016)	14
Tabel 3. 2 Berat isi untuk beban mati (SNI 1725:2016 hal. 13)	15
Tabel 3. 3 Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016 hal. 14).....	15
Tabel 3. 4 Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016 hal. 14) ...	16
Tabel 3. 5 Faktor beban akibat tekanan tanah (SNI 1725:2016 hal. 15).....	16
Tabel 3. 6 Faktor beban dinamis beban lajur “D” (SNI 1725:2016 hal. 39)	17
Tabel 3. 7 Temperatur jembatan rata-rata nominal (SNI 1725:2016 hal. 49).....	19
Tabel 3. 8 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur (SNI 1725:2016 hal. 50)	19
Tabel 3. 9 Tekanan angin dasar, PB (SNI 1725:2016 hal. 56)	20
Tabel 3. 10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{GPA}/F_a).....	22
Tabel 3. 11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v).....	22
Tabel 3. 12 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2016)	25
Tabel 3. 13 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antara elemen struktur (SNI 2833:2016)	25
Tabel 3. 14 Faktor beban akibat gesekan pada perletakan (SNI 1725:2016 hal. 59)	27
Tabel 3. 15 Kombinasi beban dan faktor beban (SNI 1725:2016 hal. 11)	29
Tabel 3. 16 Koefisien geser friksi (RSNI T-12-2004)	38
Tabel 3. 17 Perbedaan SNI 2833:2008 dan SNI 2833:2016	45
Tabel 3. 18 Interpretasi nilai korelasi (Sugiyono, 2019).....	46
Tabel 5. 1 Lokasi jembatan	62
Tabel 5. 2 Rincian <i>bored pile</i>	62
Tabel 5. 3 Dimensi <i>abutment</i>	64
Tabel 5. 4 Berat sendiri struktur atas	65
Tabel 5. 5 Perhitungan berat sendiri struktur bawah bawah	67
Tabel 5. 6 Beban total akibat berat sendiri.....	68
Tabel 5. 7 Beban total akibat beban mati tambahan (MA)	68
Tabel 5. 8 Beban akibat tekanan tanah aktif (TA)	70

Tabel 5. 9 Rekap beban angin total pada abutment	78
Tabel 5. 10 Perhitungan koefisien respon elastik (C_{SM})	80
Tabel 5. 11 Distribusi beban gempa arah memanjang jembatan	84
Tabel 5. 12 Tabel perhitungan gaya gempa arah melintang	85
Tabel 5. 13 Distribusi beban gempa arah melintang jembatan	88
Tabel 5. 14 Rekapitulasi bebam-beban yang bekerja pada abutment	91
Tabel 5. 15 Kombinasi Kuat I	91
Tabel 5. 16 Kombinasi Kuat II.....	92
Tabel 5. 17 Kombinasi Kuat III	92
Tabel 5. 18 Kombinasi Kuat IV	93
Tabel 5. 19 Kombinasi Kuat V	93
Tabel 5. 20 Kombinasi Ekstrem I	94
Tabel 5. 21 Kombinasi Ekstrem II	94
Tabel 5. 22 Kombinasi Daya Layan I	95
Tabel 5. 23 Kombinasi Daya Layan II.....	95
Tabel 5. 24 Kombinasi Daya Layan III.....	96
Tabel 5. 25 Kombinasi Daya Layan IV	96
Tabel 5. 26 Rekapitulasi kombinasi beban	97
Tabel 5. 27 Beban-beban yang bekerja pada tumpuan elastomer	97
Tabel 5. 28 Kombinasi Daya Layan II pada Tumpuan Elastomer	98
Tabel 5. 29 Kombinasi Ekstrem I pada Tumpuan Elastomer	98
Tabel 5. 30 Rekap kombinasi beban pada elastomer	98
Tabel 5. 31 Kombinasi Daya Layan I untuk stabilitas	101
Tabel 5. 32 Perhitungan berat sendiri breastwall	103
Tabel 5. 33 Perhitungan tekanan tanah pada breastwall	104
Tabel 5. 34 Perhitungan beban gempa arah X pada breastwall	105
Tabel 5. 35 Perhitungan beban gempa arah Y pada breastwall	106
Tabel 5. 36 Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall .	107
Tabel 5. 37 Rakipitulasi beban-beban yang bekerja pada breastwall	107
Tabel 5. 38 Kombinasi Kuat I pada breastwall	108
Tabel 5. 39 Kombinasi Kuat II pada breastwall.....	109
Tabel 5. 40 Kombinasi Kuat III pada bresatwall	109

Tabel 5. 41 Kombinasi Kuat IV pada breastwall	110
Tabel 5. 42 Kombinasi Kuat V pada breastwall	110
Tabel 5. 43 Kombinasi Ekstrem I pada breastwall	111
Tabel 5. 44 Kombinasi Ekstrem II pada breastwall	111
Tabel 5. 45 Kombinasi Daya Layan I pada breastwall	112
Tabel 5. 46 Kombinasi Daya Layan II pada breastwall	112
Tabel 5. 47 Kombinasi Daya Layan III pada breastwall.....	113
Tabel 5. 48 Kombinasi Daya Layan IV pada breastwall	113
Tabel 5. 49 Rekapitulasi kombinasi beban pada breast wall	114
Tabel 5. 50 Perhitungan tekanan tanah aktif pada backwall bawah	115
Tabel 5. 51 Perhitungan beban gempa arah X pada backwall bawah.....	116
Tabel 5. 52 Perhitungan beban gempa arah Y pada backwall bawah.....	116
Tabel 5. 53 Perhitungan tekanan tanah dinamis pada backwall bawah	117
Tabel 5. 54 Rekap beban kerja pada backwall bawah	117
Tabel 5. 55 Perhitungan beban ultimit pada backwall bawah.....	118
Tabel 5. 56 Perhitungan tekanan tanah aktif pada backwall atas.....	119
Tabel 5. 57 Perhitungan beban gempa arah X pada backwall atas	119
Tabel 5. 58 Perhitungan beban gempa arah Y pada backwall atas	120
Tabel 5. 59 Perhitungan tekanan tanah dinamis pada backwall atas	120
Tabel 5. 60 Rekap beban kerja pada backwall atas.....	121
Tabel 5. 61 Kombinasi beban kerja pada backwall atas	121
Tabel 5. 62 Perhitung gaya geser dan momen ultimit pada corbel	122
Tabel 5. 63 Perhitungan gaya lateral akibat tekanan tanah pada wingwall	123
Tabel 5. 64 Perhitungan momen akibat tekanan tanah pada wingwall	124
Tabel 5. 65 Gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis pada wingwall	125
Tabel 5. 66 Momen akibat tekanan tanah dinamis pada wingwall	125
Tabel 5. 67 Beban ultimit pada wingwall	126
Tabel 5. 68 Cek tekanan yang terjadi pada penampang breastwall arah melintang	126
Tabel 5. 69 Beban per 1 meter breastwall.....	127
Tabel 5. 70 Perhitungan parameter jarak tiang bor	147
Tabel 5. 71 Perhitungan gaya ultimit tiang bor arah X.....	148

Tabel 5. 72 Perhitungan gaya ultimit tiang bor arah Y	148
Tabel 5. 73 Perhitungna berat sendiri kaki depan pile cap	149
Tabel 5. 74 Momen pada pile cap akibat reaksi tiang bor	149
Tabel 5. 75 Basis data zona gempa 1	154
Tabel 5. 76 Basis data zona gempa 2	155
Tabel 5. 77 Basis data zona gempa 3	155
Tabel 5. 78 Basis data zona gempa 4	156
Tabel 5. 79 Hasil analisis normalitas data untuk variabel dependen volume beton (V_c).....	177
Tabel 5. 80 Hasil analisis normalitas data untuk variabel dependen volume baja tulangan (V_s)	177
Tabel 5. 81 Hasil analisis multikolinearitas model abutment	179
Tabel 5. 82 Hasil analisis heteroskedastisitas untuk setiap variasi zona gempa. 182	
Tabel 5. 83 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 1.....	184
Tabel 5. 84 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 2.....	185
Tabel 5. 85 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 3.....	185
Tabel 5. 86 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 4.....	185
Tabel 5. 87 Hasil korelasi ganda untuk variabel dependen volume beton (V_c)..	188
Tabel 5. 88 Hasil korelasi ganda untuk variabel dependen volume baja tulangan (V_s)	188
Tabel 5. 89 Hasil analisis korelasi parsial dengan variabel kontrol ketinggian abutment (H)	190
Tabel 5. 90 Hasil analisis koreasi parsial dengan variabel kontrol bentang (L) .	190
Tabel 5. 91 Hasil analisis korelasi antara zona gempa terhadap variabel dependen	191
Tabel 5. 92 Hasil uji koefisien determinasi.....	196
Tabel 5. 93 Perbandingan R^2 antara sebelum dan sesudah transformasi data.....	196
Tabel 5. 94 Hasil Uji F model regresi abutment	197
Tabel 5. 95 Hasil Uji t model regresi abutment	199

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Bagian <i>Abutment</i>	12
Gambar 3. 2 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016).....	17
Gambar 3. 3 Faktor beban dinamis untuk beban “D” dan beban “T”	18
Gambar 3. 4 Tampak memanjang dan pembebanan logitudinal.....	21
Gambar 3. 5 Tampak atas dan pembebanan melintang.....	21
Gambar 3. 6 Bentuk respon spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2016)	23
Gambar 3. 7 Nilai ϕ terhadap ϵt (AASHTO LRFD Bridge Design Specifiacion 2012)	32
Gambar 3. 8 Balok tinggi kantilever/corbel (RSNI T-12-2004).....	36
Gambar 3. 9 Geser friksi (RSNI T-12-2004)	37
Gambar 4. 1 Bagan alir penelitian (a)	54
Gambar 4. 1 Bagan alir penelitian (b).....	55
Gambar 4. 2 Variabel bebas dalam penelitian	57
Gambar 4. 3 Tipikal jembatan kelas A.....	58
Gambar 5. 1 Asumsi awal dimensi <i>abutment</i>	64
Gambar 5. 2 Skema pembeban akibat berat sendiri struktur atas	65
Gambar 5. 3 Skema pembebanan berat sendiri struktur bawah dan mome	66
Gambar 5. 4 Skema pembebanan akibat tekanant anah aktif.....	69
Gambar 5. 5 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016).....	70
Gambar 5. 6 Skema pembebanan lajur “D”	70
Gambar 5. 7 Skema pembebanan akibat beban pejalan kaki	71
Gambar 5. 8 Skema pembebanan akibat gaya rem (TB)	72
Gambar 5. 9 Skema pembebanan akibat pengaruh temperatur seragam (EU_n)	74
Gambar 5. 10 Skema pembebanan akibat beban angin pada struktur atas (EW_s)	75
Gambar 5. 11 Skema beban angin yang meniup kendaraan	76
Gambar 5. 12 Skema transfer beban angin ke lantai jembatan	77
Gambar 5. 13 Kurva respon elastik.....	79
Gambar 5. 14 Skema pembebanan akibat gempa arah memanjang.....	83
Gambar 5. 15 Skema pembebanan akibat tekanan tanah aktif dinamis	90
Gambar 5. 16 Skema guling pada abutment	101
Gambar 5. 17 Skema geser arah x pada abutment	102

Gambar 5. 18 Skema geser arah y pada abutment	103
Gambar 5. 19 Skema tekanan tanah aktif pada breastwall.....	104
Gambar 5. 20 Skema beban gempa arah X pada breastwall	104
Gambar 5. 21 Skema tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall.....	106
Gambar 5. 22 Skema tekanan tanah aktif pada backwall bawah	114
Gambar 5. 23 Skema beban gempa arah X pada backwall bawah.....	115
Gambar 5. 24 Skema tekanan tanah dinamis pada backwall bawah.....	116
Gambar 5. 25 Skema tekanan tanah aktif pada backwall bawah	118
Gambar 5. 26 Skema beban gempa arah Y pada backwall atas.....	119
Gambar 5. 27 Skema tekanan tanah dinamis pada backwall atas	120
Gambar 5. 28 Skema pembebanan pada corbel	122
Gambar 5. 29 Momen pada tumpuan jepit wingwall.....	122
Gambar 5. 30 Skema tekanan tanah pada wingwall	123
Gambar 5. 31 Skema beban gempa pada wingwall	124
Gambar 5. 32 Skema tekanan tanah dinamis pada wingwall.....	125
Gambar 5. 33 Diagram interaksi breastwall.....	128
Gambar 5. 34 Skema fondasi dalam	147
Gambar 5. 35 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 1	157
Gambar 5. 36 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 2	158
Gambar 5. 37 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 3	158
Gambar 5. 38 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 4	159
Gambar 5. 39 Keseluruhan grafik hubungan antara bentang dan volume beton	159
Gambar 5. 40 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 1.....	160
Gambar 5. 41 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 2.....	161
Gambar 5. 42 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 3.....	161

Gambar 5. 43 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 4.....	162
Gambar 5. 44 Keseluruhan grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan.....	162
Gambar 5. 45 Volume beton (V_c) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 1.	163
Gambar 5. 46 Volume beton (V_c) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 2.	164
Gambar 5. 47 Volume beton (V_c) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 3.	164
Gambar 5. 48 Volume beton (V_c) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 4.	165
Gambar 5. 49 Keseluruhan grafik hubungan antara ketinggian <i>abutment</i> dan volume beton.....	165
Gambar 5. 50 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 1.....	167
Gambar 5. 51 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 2.....	167
Gambar 5. 52 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 3.....	168
Gambar 5. 53 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian <i>abutment</i> (H) zona gempa 4.....	168
Gambar 5. 54 Keseluruhan grafik hubungan antara ketinggian <i>abutment</i> dan volume baja tulangan.....	169
Gambar 5. 55 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi <i>abutment</i> 4 m.....	170
Gambar 5. 56 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi <i>abutment</i> 6 m.....	170
Gambar 5. 57 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi <i>abutment</i> 8 m.....	171
Gambar 5. 58 Keseluruhan grafik hubungan zona gempa terhadap volume beton.....	171
Gambar 5. 59 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi <i>abutment</i> 4 m.....	172
Gambar 5. 60 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi <i>abutment</i> 6 m.....	173

Gambar 5. 61 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi <i>abutment</i> 8 m	173
Gambar 5. 62 Keseluruhan grafik hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan	174
Gambar 5. 63 Pengaturan pada menu <i>Save</i> analisis normalitas data	176
Gambar 5. 64 Hasil analisis residual data pada regresi linier	176
Gambar 5. 65 Menu analisis normalitas data	176
Gambar 5. 66 Pengaturan menu analisis normalitas data	177
Gambar 5. 67 Hasil analisis normalitas data untuk zona gempa 1.....	177
Gambar 5. 68 Pengaturan <i>Statistic</i> analisis multikolinearitas pada regresi linier	178
Gambar 5. 69 Hasil analisis multikolinearitas untuk variabel dependen volume beton pada zona gempa 1	179
Gambar 5. 70 Pengaturan <i>Compute Variable</i>	181
Gambar 5. 71 Tampilan data beserta nilai residual.....	181
Gambar 5. 72 Pengaturan regresi linier pada analisis heteroskedastisitas	181
Gambar 5. 73 Hasil analisis heteroskedastisitas variabel dependen volume beton (V_c) untuk zona gempa 1.....	182
Gambar 5. 74 Menu pemilihan analisis korelasi.....	183
Gambar 5. 75 Jendela pengaturan analisis korelasi	184
Gambar 5. 76 Output korelasi product moment untuk zona gempa 1	184
Gambar 5. 77 Menu analisis korelasi ganda	186
Gambar 5. 78 Pengaturan analisis korelasi ganda.....	187
Gambar 5. 79 Hasil analisis korelasi ganda untuk zona gempa 1.....	187
Gambar 5. 80 Menu analisis korelasi parsial	189
Gambar 5. 81 Pengaturan analisis korelasi parsial.....	189
Gambar 5. 82 Hasil analisis korelasi parsial untuk zona gempa 1.....	190
Gambar 5. 83 Pengaturan <i>statistics</i> pada analisis regresi linier	193
Gambar 5. 84 Hasil analisis regresi linier berganda	194
Gambar 5. 85 Tampilan output koefisien determinasi (R^2)	195
Gambar 5. 86 ANOVA regresi linier	197
Gambar 5. 87 Uji t pada regresi linier	198

INTISARI

Estimasi biaya awal proyek jembatan menggunakan model estimasi bisa dilakukan berdasarkan dimensi, tipe, dan material jembatan. Penelitian yang menggunakan lokasi jembatan sebagai variabel penentu untuk estimasi biaya awal jembatan belum banyak dilakukan. Perbedaan lokasi proyek jembatan akan memiliki percepatan gempa yang berbeda. Hal ini akan memberikan perbedaan hasil terutama pada analisis beban gempa. Penelitian ini bertujuan untuk membuat model yang bisa digunakan untuk menghitung volume yang dibutuhkan untuk konstruksi *abutment* dengan struktur atas tipe *I-Girder* di berbagai lokasi.

Data yang digunakan untuk membuat model estimasi didapatkan dari menghitung volume beton dan baja tulangan dari analisis struktur *abutment* dengan variasi bentang, ketinggian *abutment*, dan zona gempa. Model estimasi volume dibuat menggunakan analisis regresi linier berganda.

Hasil analisis statistik menunjukkan hubungan yang sangat kuat antara bentang jembatan dan ketinggian *abutment* terhadap volume *abutment* sedangkan zona gempa memiliki hubungan yang kuat terhadap volume *abutment*. Akan tetapi, zona gempa dalam penelitian ini tidak memenuhi asumsi regresi linier. Maka dari itu, analisis regresi dibuat terpisah untuk setiap zona gempa. Penelitian ini menawarkan 4 model estimasi volume beton dan 4 model estimasi volume baja tulangan *abutment*. Nilai R^2 model-model tersebut sebesar 0,983 – 0,997. Hal ini menunjukkan bahwa model dibuat dengan baik untuk estimasi volume *abutment* dengan struktur atas *I-Girder*.

Kata kunci: *abutment*, *I-Girder*, estimasi volume, zona gempa

ABSTRACT

The initial cost estimate for a bridge project using an estimation model can be done based on the dimensions, type, and material of the bridge. Research that has included bridge location as a determinant variable for initial bridge cost estimation has not been carried out much. Difference location of the bridge project will have difference seismic acceleration. This will give different result in the abutment especially on seismic load analysis. This study aim to create a model with can be used to calculate the volume needed for construction of abutment with I-Girder superstructure in various location.

The data used for volume estimation model was derived from abutment design and analysis result. The data obtained from calculation of concrete and reinforcing steel volumes from the results of abutment structure analysis with variations in bridge span, abutment height, and seismic zone. Volume estimation models are obtained by multiple linear regression analysis.

The statistical analysis results show a very strong relationship between the span of the bridge and the height of abutment against dependent variable while seismic zone has a strong correlation with dependent variable. However, the seismic zone in this study did not meet the linear regression assumptions. Therefore, the regression analysis was done separately for each seismic zone. This study produced 4 concrete volume estimation models and 4 reinforcing steel volume estimation models. The R^2 values of these models are 0.983 – 0.997. This showed that the models was properly made to be used to estimate abutment volumes with I-Girder superstructure.

Keywords: abutment, I-Girder, volume estimation, seismic zone

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Estimasi biaya pada tahap awal pembangunan jembatan didasarkan pada analisis studi kelayakan dan alternatif desain. Ketepatan estimasi biaya awal sangat penting bagi *owner*, perencana, dan kontraktor. Hal tersebut sangat bergantung pada kelengkapan informasi dan data yang tersedia (Oh, et al., 2013). Estimasi biaya awal sering kali kurang teliti disebabkan ketidak lengkapan data. Ketidak sesuaian paling sering ditemukan pada nilai volume pekerjaan. Sering terjadi nilai volume pekerjaan yang dianggarkan tidak sesuai dengan volume pekerjaan real di lapangan.

Estimasi biaya awal pembangunan jembatan sering dilakukan berdasarkan data dan pengalaman proyek – proyek sebelumnya. Padahal estimasi biaya harus disesuaikan dengan karakteristik dan tipe jembatan yang akan dibangun. Tanpa memperhatikan kedua hal tersebut estimasi biaya menjadi kurang teliti. Variabel yang sering digunakan sebagai variabel bebas dalam estimasi biaya awal yaitu dimensi (lebar, panjang, dan tinggi), tipe, dan material jembatan (beton, baja, kayu, komposit). Penelitian yang melibatkan lokasi jembatan sebagai variabel penentu estimasi biaya awal jembatan belum banyak dilakukan.

Menurut SNI 2833:2016 tentang Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa, zona gempa dibagi menjadi zona 1, zona 2, zona 3, dan zona 4 berdasarkan nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik (S_{D1}). Setiap lokasi pembangunan jembatan akan memiliki nilai spektra yang berbeda berdasarkan kondisi geologi dan catatan gempa Indonesia yang kemudian mempengaruhi penentuan zona gempa jembatan tersebut. Perbedaan zona gempa akan memberikan hasil analisis gaya – gaya gempa yang berbeda pula.

Maka dari itu, penelitian ini bertujuan untuk membuat suatu model estimasi yang dapat digunakan untuk menghitung kebutuhan volume *abutment* jembatan dengan struktur atas tipe *I-Girder* menggunakan variasi bentang jembatan, ketinggian *abutment*, dan zona gempa. Dengan diketahuinya volume *abutment*

maka estimasi biaya dapat dihitung dengan menggunakan harga satuan yang sesuai.

1.2 Rumusan Masalah

Perubahan dimensi bentang jembatan, ketinggian *abutment*, dan zona gempa akan mengakibatkan gaya-gaya yang bekerja pada truktur bawah jembatan berubah. Hal ini akan menyebabkan perubahan dimensi *abutment* beserta kebutuhan tulangnya. Berdasarkan pemaparan di latar belakang, permasalahan yang muncul adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana cara mendesain struktur bawah jembatan dengan struktur atas tipe balok *I-Girder* untuk menentukan dimensi *abutment* dan kebutuhan tulangnya?
2. Bagaimana cara membuat model estimasi volume beton dan baja tulangan struktur *abutment* dengan struktur atas jembatan tipe balok *I-Girder* untuk memperkirakan kebutuhan volume beton dan baja tulangan yang dibutuhkan?
3. Bagaimanakah pola hubungan antara volume beton dan baja tulangan struktur *abutment* dengan tipe balok *I-Girder* dengan variasi ukuran bentang jembatan, ketinggian *abutment*, dan zona gempa?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini berupa:

1. Membuat desain *abutment* dengan struktur atas jembatan balok tipe *I-Girder* dengan variasi bentang, lebar jembatan, dan zona gempa untuk mengetahui kebutuhan volume beton dan baja tulangan.
2. Membuat model estimasi volume beton dan baja tulangan struktur *abutment* dengan struktur atas jembatan balok tipe *I-Girder* untuk memperkirakan kebutuhan volume beton dan baja tulangan yang dibutuhkan.
3. Melakukan analisis statistik untuk mengetahui pengaruh perubahan bentang jembatan, ketinggian *abutment*, dan zona gempa jembatan terhadap volume beton dan volume baja tulangan.

1.4 Batasan Masalah

Beberapa batasan masalah dari penilitan ini adalah:

1. Bangunan atas jembatan menggunakan balok *precast post-tension* produksi dari PT. Wijaya Karya (WIKABETON) sesuai dengan brosur yang dikeluarkan perusahaan tersebut (Lihat lampiran D).
2. Struktur bawah jembatan dalam penelitian ini adalah *abutment* beton bertulang tipe T terbalik.
3. Material beton dalam penelitian ini menggunakan beton dengan mutu $f'_c = 25$ MPa dan baja tulangan ulir $f_y = 390$ MPa.
4. Parameter tanah sebagai dasar analisis struktur bawah diasumsikan sebagai tanah non-kohefif ($c = 0$ kPa) dengan berat volume 18 kN/m^3 dan sudut gesek dalam 35° dengan kelas situs berupa tanah keras (SC).
5. Jembatan dalam penelitian ini merupakan jembatan bentang tunggal tanpa bangunan *pier*.
6. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah SNI 1725:2016 Pembebanan untuk Jembatan.
7. Peraturan untuk analisis beban gempa menggunakan SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa.
8. Variasi zona gempa mengambil studi kasus lokasi jembatan pada kota Yogyakarta, Bandar Lampung, Palembang, dan Makassar.
9. Analisis dan desain kekuatan fondasi dalam *bored pile* tidak menjadi bagian dalam penelitian.

1.5 Manfaat Penelitian

Dengan adanya penelitian ini diharapkan dapat memudahkan perhitungan kebutuhan volume beton dan baja tulangan pada *abutment* jembatan dengan struktur atas balok tipe *I-Girder*. Dengan mengetahui estimasi kebutuhan volume beton dan baja tulangan dapat dihitung estimasi biaya awal struktur bawah jembatan dengan lebih teliti dengan menggunakan harga satuan yang sesuai. Selain itu penelitian ini juga memberikan gambaran terkait pola hubungan antara variabel bentang jembatan, ketinggian *abutment*, dan zona gempa terhadap volume beton dan baja tulangan.

1.6 Keaslian Penelitian

Penelitian serupa pernah dilakukan oleh Alhusni (2017) dalam tesis yang berjudul *Pemodelan Estimasi Volume Struktur Abutment dan Pondasi Sumuran Jembatan dengan Struktur Atas Tipe I-Girder*. Secara garis besar penelitian ini meneruskan penelitian yang telah dilakukan oleh Muhammad Khazin Alhusni tersebut. Perbedaan antara penelitian tersebut dibandingkan dengan penelitian ini adalah :

- a) Peraturan untuk analisis beban gempa yang digunakan dalam penelitian ini adalah SNI 2833:2016: *Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa* merupakan peraturan gempa untuk jembatan setelah SNI 2833:2008: *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan*.
- b) Variasi yang digunakan dalam penelitian ini adalah variasi bentang jembatan, ketinggian abutment, dan zona gempa jembatan berbeda dengan variasi penelitian sebelumnya yaitu variasi bentang, ketinggian *abutment*, dan kedalaman fondasi sumuran.
- c) Fondasi dalam pada penelitian ini berbeda dari penelitian sebelumnya dimana dalam penelitian sebelumnya fondasi berupa sumuran (*caisson*) sedangkan dalam penelitian ini berupa fondasi *bored pile*.
- d) Penelitian ini tidak memodelkan fondasi dalam secara spesifik namun hanya sebatas untuk mencari reaksi yang bekerja pada *pile cap*, tidak seperti pada penelitian sebelumnya yang mendesain fondasi sumuran (*caisson*).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Alhusni (2017) melakukan penelitian yang berjudul *Pemodelan Estimasi Volume Struktur Abutment dan Fondasi Sumuran Jembatan dengan Struktur Atas Tipe I-Girder*. Tujuan dari penelitian tersebut adalah membuat model estimasi biaya awal melalui estimasi perhitungan kebutuhan volume beton dan baja tulangan struktur *abutment* dan fondasi sumuran. Pembuatan model estimasi biaya dimulai dengan membuat desain *abutment* dan fondasi sumuran jembatan tipe balok *I-Girder* dengan variasi bentang, tinggi *abutment*, dan kedalaman fondasi sumuran, untuk mengetahui volume beton dan besi tulangan yang dibutuhkan dari setiap variasi desain, kemudian dilakukan analisis statistik untuk mengetahui pengaruh dari setiap variasi. Persamaan model didapatkan menggunakan regresi linier berganda. Hasil penelitian tersebut adalah sebagai berikut :

- 1) Volume beton struktur *abutment* :

$$V_C = -354,365 + 4,6L + 91,838H$$

$$V_S = -22988,353 + 290,209L + 7311,548H$$

- 2) Volume fondasi sumuran tinggi 4 meter :

$$V_{CS} = -91,23 + 1,693L + 36,159H$$

$$V_{CC} = -113,824 + 1,877L + 26,256H$$

$$V_{SS} = -2438,132 + 104,176L + 1576,658H$$

- 3) Volume fondasi sumuran tinggi 5 meter :

$$V_{CS} = -81,687 + 1,57L + 38,154H$$

$$V_{CC} = -138,972 + 2,276L + 36,113H$$

$$V_{SS} = -1668,902 + 75,651L + 1598,17H$$

- 4) Volume fondasi sumuran tinggi 6 meter :

$$V_{CS} = -104,243 + 1,9456L + 43,449H$$

$$V_{CC} = -208,735 + 3,755L + 48,551H$$

$$V_{SS} = -281,826 + -51,57L + 1527,253H$$

Keterangan :

L = Panjang bentang jembatan (m)

H = Tinggi *abutment* (m)

V_C = Volume beton K-250 (m^3)

V_S = Volume baja tulangan (kg)

V_{CS} = Volume beton K-250 sumuran (m^3)

V_{CC} = Volume beton cyclop K-175 (m^3)

V_{SS} = Volume baja tulangan sumuran (kg)

Penelitian tentang estimasi biaya pada struktur bawah jembatan juga pernah dilakukan oleh Fragkakis, et al. (2011), dengan judul penelitian *Parametric Model fo Conceptual Cost Estimation of Concrete Bridge Foundations*. Penelitian tersebut bertujuan untuk mendapatkan model estimasi biaya pada fondasi jembatan jalan raya. Penelitian tersebut menggunakan kuisioner untuk mendapatkan data hingga total data mencapai 152 fondasi pada pier. Analisis statistik pada data yang terkumpul dilakukan dengan menggunakan model regresi awal dengan 4 buah variabel yaitu tinggi *pier*, penggunaan *bearing*, panjang dan lebar dek jembatan. Kemudian model regresi baru dibuat dengan melakukan eleminasi satu per satu pada variabel independen tersebut. Setiap model regresi baru dibandingkan dengan model regresi awal untuk mengetahui pengaruh dari setiap variabel independen hingga didapatkan suatu model regresi dengan variabel independen yang memiliki pengaruh signifikan terhadap volume beton dan baja tulangan fondasi. Hasil penelitian tersebut adalah sebagai berikut :

1. Volume fondasi soket :

$$V_C = 131,813 + 8,841 L$$

$$B_S = 3347,605 + 565,336 L$$

2. Volume fondasi bor pile :

$$V_C = -121,870 + 4,343 L + 8,883 B$$

$$B_S = -20140,660 + 642,966 L + 1379 B$$

$$V_C = -71.426 + 5,588 L + 1,970 H$$

$$B_S = -29550,221 + 1259,448 L + 273,758 H$$

3. Volume fondasi telapak :

$$V_C = -189,811 + 8,633 H + 5,365 L$$

$$B_S = -83011,768 + 1519,043 H + 2808,408 L$$

Keterangan :

V_C = Volume beton (m^3)

B_S = Berat baja tulangan (kg)

B = Lebar dek jembatan (m)

L = Panjang bentang jembatan (m)

H = Tinggi pier (m)

Penelitian tentang pemodelan estimasi biaya pada jembatan dengan struktur atas tipe *I-Girder* juga pernah dilakukan oleh Adriati (2017), dengan judul penelitian *Pemodelan Estimasi Struktur Atas Jembatan Tipe I-Girder*. Penelitian tersebut bertujuan membuat model estimasi perhitungan volume beton, baja tulangan, dan baja *strand-prestressed* pada struktur atas jembatan tipe *I-Girder*. Pembuatan model dimulai dengan membuat desain struktur atas jembatan tipe *I-Girder* dengan variasi bentang. Kemudian dilakukan analisis statistik untuk mengetahui pengaruh perubahan ukuran bentang terhadap volume beton, baja tulangan, dan baja *strand-prestressed*. Persamaan model didapatkan menggunakan regresi linier sederhana. Berikut adalah hasil dari penelitian tersebut:

1. Volume untuk jarak antar *I-Girder* 1,40 m:

$$V_{cg} = -102,300 + 6,935L$$

$$V_{c28} = 10,108 + 3,035L$$

$$V_{su} = -9419,999 + 1107,650L$$

$$V_{sp} = 1339,965 - 4,294L$$

$$V_{ss} = -12233,705 + 691,544L$$

2. Volume untuk jarak antar *I-Girder* 1,85 m:

$$V_{cg} = -59,670 + 5,455L$$

$$V_{c28} = 8,378 + 3,133L$$

$$V_{su} = -4568,627 + 1126,711L$$

$$V_{sp} = 661,271 + 4,964L$$

$$V_{ss} = -8062,443 + 496,321L$$

Keterangan :

V_{cg} = Volume beton *I-Girder* (m³)

V_{c28} = Volume beton f'_c 28 MPa (m³)

V_{su} = Berat baja tulangan ulir (kg)

V_{sp} = Berat baja tulangan polos (kg)

V_{ss} = Berat baja *strand-prestressed* (kg)

L = Bentang jembatan (m)

Pembuatan model estimasi biaya awal untuk proyek jembatan pernah dilakukan oleh Hollar, et al. (2013). Model estimasi biaya dibuat dengan regresi linier berganda. Data yang digunakan berasal dari 461 proyek jembatan yang sudah selesai. Penelitian tersebut terdiri dari beberapa tahap yaitu kompilasi basis data, analisis variabel, dan analisis regresi linear berganda. Analisis variabel dilakukan untuk menentukan variabel yang signifikan dan pantas untuk dijadikan sebagai variabel independen.

Model estimasi biaya proyek jembatan pada tahap perencanaan menggunakan metode CBR (*Case Base Reasoning*) pernah dilakukan oleh Kim (2011). Pengembangan model dalam penelitian tersebut terdiri dari beberapa tahap dalam CBR yaitu *retrive*, *reuse*, *revise*, dan *retain*. Setelah itu dilakukan juga verifikasi terhadap model yang telah dibuat dengan membandingkannya dengan model dari MOCT (*Ministry of Construction & Transportaion*) dan model dari KDI (*Korea Development Institute*). Hasil penelitian tersebut menunjukkan tingkat kesalahan rata-rata model CBR (sebesar 11,9%) lebih kecil dari pada tingkat kesalahan rata-rata pada model MOCT (sebesar 44,7%) dan model KDI (sebesar 41,2%).

Oh, et al. (2013) pernah melakukan penelitian tentang model estimasi biaya berdasarkan *standard quantities* untuk struktur bawah jembatan dengan struktur atas berupa boks girder baja. Penelitian tersebut menggunakan data dari

52 jembatan boks girder. Model dibuat berdasarkan 42 data dan 10 data digunakan untuk validasi. Pembuatan model dilakukan dengan menentukan item-item pekerjaan utama yang dianggap menentukan estimasi biaya *abutment*, *pier*, dan fondasi yaitu item-item pekerjaan dengan total biaya lebih dari 80% melalui analisis BoQ (*Bill of Quantities*). Model estimasi biaya dibuat dengan menganalisis data tiap item pekerjaan. Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa model estimasi yang dibuat memiliki tingkat kesalahan lebih kecil dari 6%.

Penelitian tentang model estimasi biaya awal untuk *culverts* pernah dilakukan oleh Fragkakis, et al. (2015). Penelitian tersebut dilakukan dengan mengembangkan basis data yang didapatkan dari 104 *culverts* berdasarkan volume material dan parameter desain. Setelah itu dilakukan analisis terkait variabel yang dianggap signifikan dalam estimasi volume material *culverts*. Kemudian model estimasi dibuat dengan regresi linier berganda. Perhitungan tingkat kesalahan dilakukan menggunakan MAPE (*Mean Absolute Percent Error*) dan menunjukkan bahwa rata-rata tingkat kesalahan dengan model tersebut lebih kecil dari 20% (13,78% untuk volume beton dan 19,79% untuk berat baja tulangan).

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Struktur bawah jembatan

Struktur bawah jembatan adalah komponen jembatan yang meliputi seluruh bagian yang menopang struktur atas jembatan dan berfungsi mentransfer beban dari struktur atas ke tanah atau batuan. Struktur bawah jembatan pada jembatan bentang tunggal pada umumnya meliputi abutment dan fondasi.

3.1.1. Abutment

Menurut Rossow (2019), *abutment* merupakan struktur bawah jembatan yang terletak di ujung jembatan. *Abutment* berfungsi meneruskan beban dari struktur atas jembatan ke fondasi atau tanah. Selain itu abutment juga berfungsi sebagai penahan tanah. Pada umumnya *abutment* dibuat dari beton bertulang namun untuk jembatan sederhana cukup banyak yang menggunakan pasangan batu kali atau kayu. Secara umum *abutment* terdiri dari beberapa bagian seperti ditunjukkan pada Gambar 3. 1.

1. Dinding sayap (*wingwalls*)

Wingwalls adalah struktur dinding penahan tanah yang berada di samping *abutment*. *Wingwalls* dapat dianggap sebagai struktur bawah jembatan hanya jika merupakan satu kesatuan dengan *abutment*. Apabila pada pertemuan antara *wingwalls* dengan abutment menggunakan *expansion joint* atau *contraction joint* maka *wingwalls* dianggap terpisah dari abutment dan tidak termasuk dalam struktur bawah jembatan sehingga *wingwalls* hanya berfungsi sebagai dinding penahan tanah pada umumnya.

2. Dinding belakang (*backwall*)

Backwall adalah struktur dinding pendek tegak yang terletak di bagian paling atas abutment. Dinding ini berfungsi untuk menahan gaya dari tekanan tanah di belakang *abutment*, oprit/plat injak, dan *expansion joint* pada dek jembatan. Gaya pada *backwall* akan diteruskan ke fondasi melalui *breastwall*. Pada

kondisi ekstrem, *backwall* dapat direncanakan untuk menahan sebagian gaya lateral akibat gempa.

3. Dinding *abutment* (*breastwall*)

Breastwall adalah struktur dinding utama pada *abutment* yang berfungsi menopang gaya dari struktur *backwall*, struktur *corbel*, *bearing*, dan tekanan tanah di belakang dinding *abutment*. Gaya pada *breastwall* akan diteruskan ke tanah melalui kaki *abutment*.

4. Kaki *abutment* (*footing*)

Kaki *abutment* pada dasarnya berfungsi sebagai fondasi yang dapat berupa fondasi telapak (jika menggunakan fondasi dangkal) atau *pile cap* (jika menggunakan fondasi dalam). Fondasi *abutment* harus direncanakan mampu menahan beban-beban dari bangunan yang berada di atasnya dan meneruskannya ke tanah dasar di bawah fondasi baik beban vertikal maupun beban horizontal.

5. Kursi jembatan (*bridge seat*)

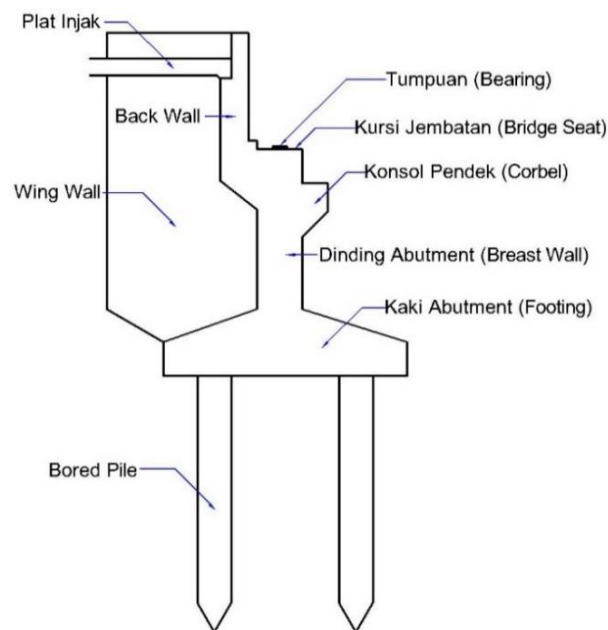
Kursi jembatan adalah permukaan atas *breastwall* yang digunakan sebagai tempat perletakan tumpuan. Gaya pada struktur atas jembatan akan ditransfer melalui mekanisme tumpuan (*bearing*) ke *breastwall*. Lebar dari *breastwall* harus memberikan ruang yang cukup untuk perletakan tumpuan jembatan dan perubahan panjang jembatan akibat pengaruh temperatur.

6. Konsol pendek (*corbel*)

Konsol pendek berfungsi sebagai tempat perletakan alat dongkrak jembatan (*jacking*) sekaligus sebagai lantai kerja. Konsol pendek harus mampu menahan gaya akibat berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu lintas pada saat perbaikan/penggantian *bearing pad*.

7. Tumpuan (*bearing*)

Tumpuan merupakan sistem sambungan yang menghubungkan struktur atas jembatan dengan struktur bawah jembatan sehingga dapat terjadi mekanisme transfer beban dari struktur atas ke struktur bawah sesuai perencanaan. Pada dasarnya tumpuan terbagi dalam 3 jenis yaitu : Tumpuan sendi, tumpuan rol, dan tumpuan jepit. Secara teknik apabila tumpuan pada saat dibebani hanya mengalami deformasi berupa rotasi maka tumpuan disebut sendi dan apabila hanya mengalami translasi maka tumpuan disebut rol. Untuk tumpuan jepit idealnya tidak terjadi deformasi pada tumpuan. Apabila tumpuan dikehendaki untuk dapat berdeformasi terbatas pada suatu nilai tertentu baik translasi atau rotasi maka dapat disebut tumpuan elastis. Tumpuan elastis pada jembatan umumnya menggunakan karet (*elastomer*).



Gambar 3. 1 Bagian *Abutment*

3.1.2. Fondasi

Fungsi dari fondasi adalah untuk menahan beban-beban baik beban vertikal maupun beban horizontal dari bangunan yang ada di atasnya dan meneruskannya ke tanah dasar di bawah fondasi. Secara garis besar, fondasi pada *abutment* dibagi menjadi dua, yaitu :

a. Fondasi dangkal

Fondasi dangkal memiliki kedalaman yang relatif kecil dibandingkan dengan dimensi dari fondasi tersebut. Pada umumnya fondasi dangkal terletak pada kedalaman $(D_f) \leq$ lebar fondasi (B) . Fondasi dangkal dapat berupa fondasi telapak terpisah ataupun menerus. Pada *abutment* jembatan sering digunakan fondasi telapak menerus.

b. Fondasi dalam

Fondasi dalam memiliki kedalaman $(D_f) > 4$ kali lebar fondasi (B) . Fondasi dalam umum digunakan apabila karakteristik tanah yang diinginkan terletak jauh dari permukaan tanah. Fondasi dalam yang sering digunakan yaitu menggunakan tiang pancang beton pracetak atau tiang bor (*bored pile*).

3.2 Perencanaan *Abutment* Jembatan

Di dalam SNI 1725:2016 dijelaskan bahwa jembatan harus direncanakan sesuai dengan keadaan batas yang disyaratkan untuk mencapai target pembangunan, keamanan, dan aspek layan, dengan memperhatikan kemudahan inspeksi, faktor ekonomi, dan estetika. Dalam perencanaan setiap komponen dan sambungan pada jembatan harus memenuhi persamaan :

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

Dengan memperhatikan hal-hal sebagai berikut :

Untuk beban-beban dengan nilai maksimum γ_i lebih sesuai maka :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95 \quad (2)$$

Untuk beban-beban dengan nilai minimum γ_i lebih sesuai maka :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 \quad (3)$$

Keterangan :

η_i = faktor pengubah respon berkaitan dengan daktilitas, redundansi dan klasifikasi operasional

γ_i = faktor beban ke-i

η_D = faktor pengubah respon berkaitan dengan daktilitas

η_R = faktor pengubah respon berkaitan dengan redundansi

η_I = faktor pengubah respon berkaitan dengan klasifikasi operasional

ϕ = faktor tahanan

Q_i = pengaruh gaya

R_n = tahanan nominal

R_r = tahanan terfaktor

Nilai faktor pengubah respon untuk keadaan batas ultimit dapat dihat pada Tabel

3. 1. Untuk keadaan batas lain dan ekstrim (gempa) maka diambil $\eta_i = 1$.

Tabel 3. 1 Nilai faktor pengubah respon untuk keadaan batas ultimit (SNI 1725:2016)

Faktor Pengubah Respon	Daktilitas (η_D)	Redundansi (η_R)	Kepentingan Operasional (η_I)
1,05	Komponen tidak daktail dan sambungan	Komponen non redundan	Jembatan penting atau sangat penting
1,00	Perencanaan konvensional serta pendetailan mengikuti peraturan	Komponen dengan redundansi konvensional	Jembatan tipikal
0,95	Komponen dan sambungan dengan peningkatan daktilitas melebihi persyaratan dalam peraturan	Komponen dengan redundansi melampaui kontinuitas girder penampang torsi tertutup	Jembatan kurang penting

Perencanaan *Abutment* dalam penelitian ini terdiri dari 4 bagian yaitu pembembanan jembatan, kombinasi beban jembatan, kontrol stabilitas abutment, dan penulangan abutment.

3.2.1. Pembebanan Jembatan

Menurut SNI 1725:2016 beban pada jembatan pembebanan untuk jembatan yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

1. Beban mati (MS)

Beban mati adalah berat bahan dan bagian jembatan berupa elemen struktural dan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Beban mati ditentukan dari massa setiap bagian bangunan berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan (lihat Tabel 3. 2). Berat dari bagian-bagian bangunan didapatkan dari hasil kali antara massa dengan percepatan gravitasi. Percepatan gravitasi ditentukan sebesar 9,81 m/detik². Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah. Faktor beban untuk berat sendiri ditunjukkan pada Tabel 3. 3.

Tabel 3. 2 Berat isi untuk beban mati (SNI 1725:2016 hal. 13)

No	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal	22,0	2245
2	Besi tuang	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal	22,0	2245
6	Beton ringan	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton	$f'_c < 35 \text{ MPa}$	22,0 – 25,0
		$35 < f'_c < 105 \text{ MPa}$	$22 + 0,022 f'_c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

Tabel 3. 3 Faktor beban untuk berat sendiri (SNI 1725:2016 hal. 14)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Beban		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton cor di tempat	1,00	1,30	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

2. Beban mati tambahan/utilitas (MA)

Beban mati tambahan, adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan ada kemungkinan besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti:

- Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik,
- Pemasangan tiang listrik dan instalasi listrik.

Faktor beban yang digunakan untuk beban mati tambahan seperti pada Tabel 3. 4.

Tabel 3. 4 Faktor beban untuk beban mati tambahan (SNI 1725:2016 hal. 14)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Beban		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus	1,00	1,40	0,80
Catatan ⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas				

3. Beban akibat tekanan tanah (TA)

Tanah dibelakang dinding pemahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara dengan tanah setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Beban tambahan ini hanya diterapkan untuk menghitung tekanan tanah dalam arah lateral saja. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan nilai nominal dari berat jenis tanah (γ), sudut gesek dalam (φ) dan kohesi (c). Faktor beban akibat tekanan tanah seperti pada Tabel 3. 5.

Tabel 3. 5 Faktor beban akibat tekanan tanah (SNI 1725:2016 hal. 15)

Tipe beban	Faktor beban (γ_{TA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{TA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{TA}^U)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,25	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00	(1)	
Catatan ⁽¹⁾ : Tekanan tanah lateral dalam keadaan diam biasanya tidak diperhitungkan pada keadaan batas ultimit.				

4. Beban lalu lintas

a. Beban lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT). Distribusi beban lajur “D” seperti pada Gambar 3. 4. Beban “D” harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Faktor beban yang digunakan ditunjukkan seperti pada Tabel 3. 6.

Tabel 3. 6 Faktor beban dinamis beban lajur “D” (SNI 1725:2016 hal. 39)

Tipe beban	Jembatan	Faktor beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder	1,00	2,00

BTR mempunyai intensitas q kPa dengan besaran q tergantung pada panjang total yang dibebani L yaitu sebagai berikut :

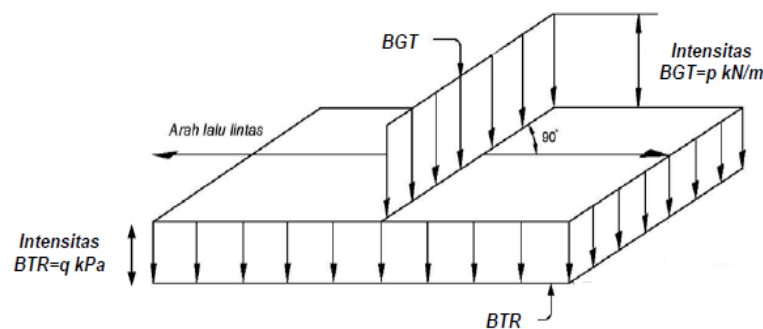
$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \quad (4)$$

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} : q = 9,0 * (0,5 + 15 / L) \text{ kPa} \quad (5)$$

Keterangan :

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa)

L = panjang total jembatan yang dibebani (meter)

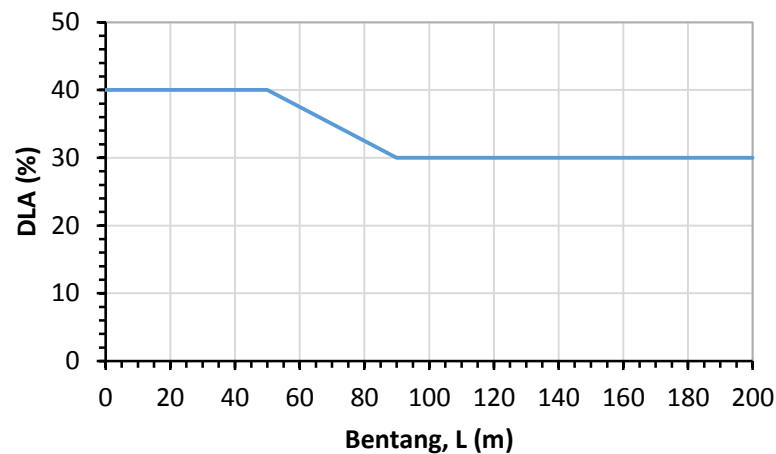


Gambar 3. 2 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016)

b. Faktor beban dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Besarnya FBD tergantung pada frekuensi dasar dari suspensi kendaraan umumnya sebesar 2 – 5 Hz untuk kendaraan berat, dan frekuensi dari getaran lentur jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen.

Nilai BGT dari beban “D” dan beban “T” harus diperbesar dengan FBD berdasarkan Gambar 3. 3. Untuk gaya sentrifugal dan gaya rem tidak perlu diperbesar. Faktor beban dinamis tidak perlu diterapkan pada beban pejalan kaki dan beban terbagi rata (BTR).



Gambar 3. 3 Faktor beban dinamis untuk beban “D” dan beban “T”

c. Beban pedestrian/pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya dengan semua komponen trotoar dengan lebar lebih dari 600 mm harus direncanakan mampu memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa, pada trotoar yang besarnya tergantung dari luas bidang trotoar.

d. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya arah longitudinal jembatan dan dianggap bekerja pada jarak 1800 mm di atas permukaan lantai jembatan. Gaya rem tersebut harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Besarnya gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata

5. Aksi lingkungan

a. Gaya akibat temperatur merata (EU_n)

Jembatan harus direncanakan untuk mampu mengakomodir deformasi akibat perubahan temperatur. Untuk menghitung deformasi akibat perubahan temperatur harus menggunakan rentang simpangan akibat temperatur (Δ_T) berdasarkan temperatur maksimum dan minimum, seperti persamaan berikut :

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\max design} - T_{\min design}) \quad (6)$$

Keterangan :

α = koefisien muai temperatur (mm/mm/°C)

L = panjang komponen jembatan (mm)

Besarnya beban akibat temperatur merata (EU_n) dihitung berdasarkan hasil kali antara kekauan geser tumpuan dengan perubahan panjang (Δ_T). Temperatur minimum dan maksimum pada jembatan ditentukan dalam Tabel 3. 7. Sedangkan untuk nilai koefisien muai tergantung dari sifat bahan seperti yang ditentukan dalam Tabel 3. 8.

Tabel 3. 7 Temperatur jembatan rata-rata nominal (SNI 1725:2016 hal. 49)

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15°C	40°C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15°C	40°C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja.	15°C	40°C
CATATAN (1) : Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5°C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan laut.		

Tabel 3. 8 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur (SNI 1725:2016 hal. 50)

Bahan	Koefisien perpanjangan akibat suhu (α)	Modulus elastisitas (MPa)
Baja	12×10^{-6} per °C	200.000
Beton :		
Kuat tekan < 30 MPa	10×10^{-6} per °C	$4700\sqrt{f_c'}$
Kuat tekan > 30 MPa	11×10^{-6} per °C	$4700\sqrt{f_c'}$

b. Beban angin pada struktur (EW_s)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal kecuali ditentukan lain dalam SNI 1725:2016 Pasal 9.6.3. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan

angin rencana dalam satuan MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (7)$$

Keterangan :

P_D = tekanan angin rencana (MPa)

P_B = tekanan angin dasar seperti ditentukan dalam Tabel 3. 9

V_{DZ} = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana

V_B = kecepatan angin rencana pada elevasi 1000 mm, yaitu 90 - 126 km/jam

Tabel 3. 9 Tekanan angin dasar, P_B (SNI 1725:2016 hal. 56)

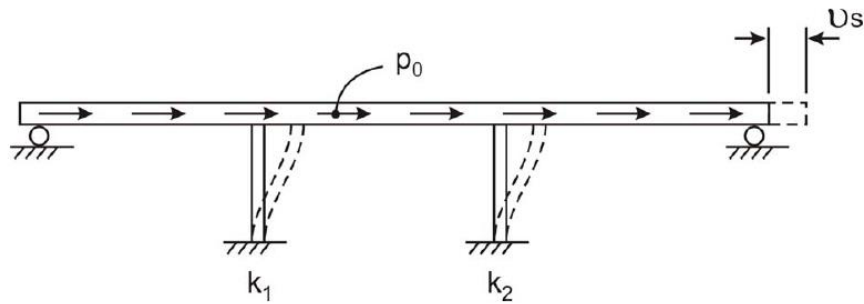
Komponen bangun atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

c. Beban angin pada kendaraan (EW_L)

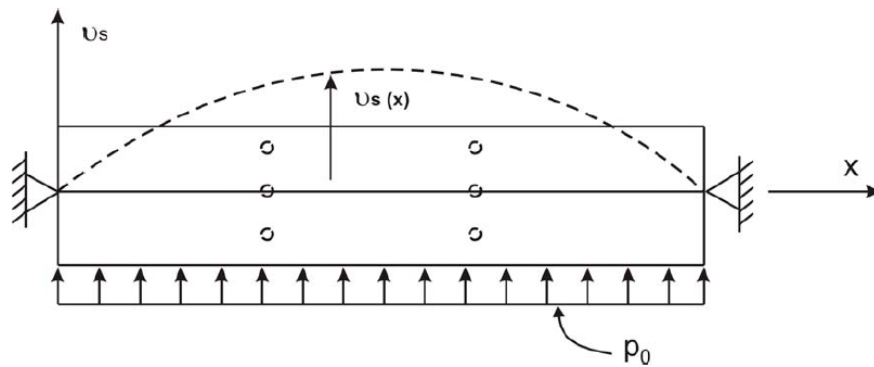
Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat tekanan angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan mengambil tekanan angin tersebut sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus, dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan.

d. Beban gempa pada struktur atas (EQ)

Beban gempa pada struktur atas untuk jembatan sederhana dapat dihitung dengan menggunakan spektra moda tunggal berdasarkan SNI 2833:2016 Pasal 6. Metode analisis ini harus berdasarkan pada ragam getar fundamental baik dalam arah memanjang atau melintang jembatan. Ragam getar ini dapat diperoleh dengan memberikan gaya horizontal merata pada struktur sehingga didapatkan perubahan bentuk struktur seperti pada Gambar 3. 4 dan Gambar 3. 5.



Gambar 3. 4 Tampak memanjang dan pembebanan longitudinal (SNI 2833:2016)



Gambar 3. 5 Tampak atas dan pembebanan melintang (SNI 2833:2016)

Dengan memberikan beban merata (P_0) sebesar 1 kN/m lendutan yang terjadi dapat dihitung menggunakan nilai kekauan struktur. Kemudian periode alami dapat dihitung menggunakan persamaan-persamaan berikut :

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (8)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (9)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s^2(x) dx \quad (10)$$

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \quad (11)$$

Keterangan :

P_0 = beban merata sama dengan 1 (kN/mm)

$v_s(x)$ = adalah deformasi akibat P_0 (mm)

$w(x)$ = adalah beban mati tidak terfaktor bangunan atas (kN/mm)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/detik²)

T_f = periode alami jembatan (detik)

α , β , dan γ adalah hasil perhitungan memiliki satuan (m^2), (kNmm), dan (kNmm²).

Koefisien respon elastik (C_{sm}) diperoleh dari peta percepatan batuan dasar (SNI 2833:2016 Gambar 1, 2, dan 3) dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3. 10 dan Tabel 3. 11 sesuai dengan SNI 2833:2016 berdasarkan keadaan tanah sampai kedalaman 30 m di bawah struktur jembatan.

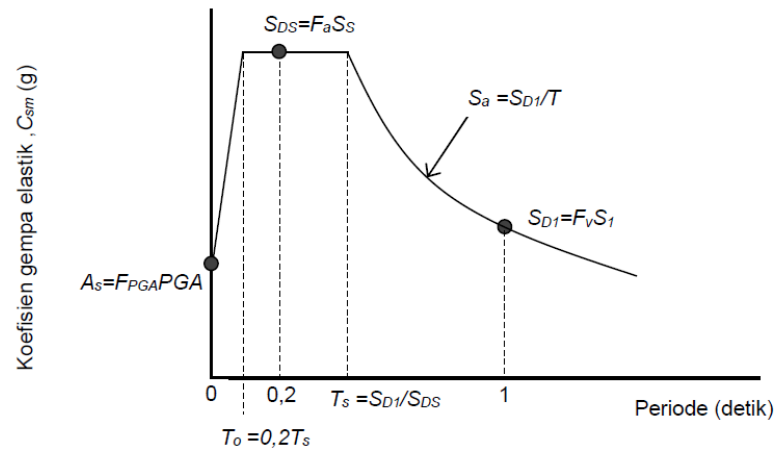
Tabel 3. 10 Faktor amplifikasi untuk PGA dan 0,2 detik (F_{GPA}/F_a)

Kelas situs	PGA $\leq 0,1$ Ss $\leq 0,25$	PGA = 0,2 Ss = 0,5	PGA = 0,3 Ss = 0,75	PGA = 0,4 Ss = 1,0	PGA $\geq 0,5$ Ss $\geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 3. 11 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan respon maksimum sistem berderajat-kebebasan-tunggal (*Single Degree of Freedom*) pada berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respon spektra dapat dibuat dalam bentuk spektra yang disederhanakan seperti pada Gambar 3. 6.



Gambar 3. 6 Bentuk respon spektra di permukaan tanah (SNI 2833:2016)

Penggambaran grafik respon spektra dapat menggunakan persamaan-persamaan berikut ini:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \text{untuk } T < T_0 \quad (12)$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{untuk } T_0 \leq T \leq T_s \quad (13)$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{untuk } T > T_s \quad (14)$$

Keterangan :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

$$T_0 = 0,2 T_s$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

C_{sm} = koefisien respon elastik

T = periode alami struktur

Beban gempa pada struktur atas jembatan dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$P_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (15)$$

Keterangan :

$P_e(x)$ = gaya gempa statik ekuivalen yang mewakili ragam getar

C_{sm} = koefisien respon gempa elastis

Menurut SNI 2833:2016 Pasal 5.8, dijelaskan bahwa gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasi sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempada pada arah x dan 30% gaya gempar arah y
- 100% gaya gempada pada arah y dan 30% gaya gempar arah x

Apabila dalam perencanaan dikehendaki adanya mekanisme sendi plastis maka kombinasi beban tersebut tidak digunakan.

e. Beban gempa pada struktur bawah (EQ)

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R_d) dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \quad (16)$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respon elastis

R_d = faktor modifikasi respon

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Gaya gempa pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respon (R_d) sesuai dengan SNI 2833:2016 seperti ditunjukkan pada Tabel 3. 12 dan Tabel 3. 13.

Tabel 3. 12 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah (SNI 2833:2016)

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 3. 13 Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antara elemen struktur (SNI 2833:2016)

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Koefisien respon elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan respon spektra seperti pada Gambar 3. 6 dan nilai periode alami struktur bawah (T_f) yang dihitung berdasarkan persamaan berikut :

$$T_f = \sqrt{\frac{w}{gK}} \quad (17)$$

Keterangan :

w = berat struktur bawah

g = percepatan gravitasi sebesar 9,81 m/detik²

K = kekauan struktur bawah

6. Tekanan tanah dinamis

Tekanan tanah lateral akibat gempa dapat dihitung dengan menggunakan koefisien aktif dan pasif tanah akibat gempa dari persamaan Mononobe dan Okabe dengan batas tinggi dinding maksimal 18 meter. Koefisien aktif akibat gempa Mononobe-Okabe sebagai berikut :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^2 \quad (18)$$

Formula gaya tekan tanah akibat pengaruh gempa (E_{AE}) yaitu sebagai berikut :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H_t^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (19)$$

Keterangan :

- γ = Berat jenis tanah (kN/m^3)
- H_t = Tinggi tanah (m)
- ϕ = Sudut geser internal tanah ($^\circ$)
- θ = $\arctan(K_h/(1-K_v))$ ($^\circ$)
- δ = Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan ($^\circ$)
- K_h = Koefisien percepatan horizontal
- K_v = Koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil 0)
- i = Sudut kemiringan timbungan ($^\circ$)
- β_a = Kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal ($^\circ$)

Koefisien percepatan horizontal diambil sebagai berikut :

$$K_h = 0,5 \times A_s \quad (20)$$

Dengan A_s adalah percepatan puncak di permukaan yang diperoleh dengan menggunakan percepatan puncak batuan dasar / PGA yang dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi (F_{PGA})

7. Gaya friksi (BF)

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekauan geser dari perletakan elastomer. Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung hanya menggunakan beban tetap dan nilai rata-rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastomer). Besarnya nilai koefisien gesekan tumpuan menurut standar PU (2007) yaitu :

- Antara baja dengan campuran tembaga keras dan baja 0,15
- Antara baja dengan baja atau besi 0,2
- Antara karet dengan baja/beton 0,15 – 0,18

Tabel 3. 14 Faktor beban akibat gesekan pada perletakan (SNI 1725:2016 hal. 59)

Jangka Waktu	Faktor beban (γ_{MS})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{BF}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{BF}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,00	1,3	0,80

3.2.2. Kombinasi Beban Jembatan

Gaya total terfaktor yang digunakan dalam perencanaan harus dihitung dengan mengalikan gaya atau beban dengan faktor beban dan pengubah respon sesuai persamaan (2) dan (3). Komponen dan sambungan pada jembatan harus memenuhi persamaan (1) untuk kombinasi beban-beban ekstrem menurut SNI 1725:2016 seperti yang ditentukan pada setiap keadaan batas sebagai berikut :

- Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
- Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup berkurang dengan beban yang timbul akibat tumbukan

kapal, tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.

- Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada goronggorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang; dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini juga harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
- Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
- Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
- Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Faktor beban untuk setiap beban untuk setiap kombinasi pembebanan ditunjukkan dalam Tabel 3. 15. Faktor beban harus dipilih sedemikian rupa untuk menghasilkan kondisi ekstrem akibat beban yang bekerja.

Tabel 3. 15 Kombinasi beban dan faktor beban (SNI 1725:2016 hal. 11)

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,0 0	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,0 0	1,0 0
Daya Layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatik	-	0,75	1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Catatan : γ_p dapat berupa γ_{MS} , γ_{MA} , γ_{TA} , γ_{PR} , γ_{PL} , γ_{SH} tergantung beban yang ditinjau γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa												

3.2.3. Kontrol Stabilitas *Abutment*

Dalam menentukan stabilitas pada abutment, perencana harus mampu menentukan aksi-aksi yang bersifat normal dan aksi-aksi yang bersifat mengurangi. Aksi yang bersifat mengurangi adalah aksi yang meningkatkan stabilitas bangunan bawah seperti berat sendiri abutment. Untuk aksi akibat berat sendiri abutment perlu digunakan faktor beban terkurangi. Kombinasi beban layan I digunakan untuk analisis stabilitas bangunan bawah. Analisis stabilitas yang dilakukan berupa :

a. Kontrol stabilitas guling

Kontrol stabilitas dilakukan dengan meninjau sebuah titik pada bangunan (biasanya di ujung) yang dianggap dapat menimbulkan momen guling paling besar atau kondisi guling paling ekstrem. Momen guling dihitung dengan

mengkalikan gaya penyebab guling dengan eksentrisitas terhadap titik yang ditinjau. Begitu juga untuk Momen penahan dihitung dengan mengkalikan gaya-gaya yang bersifat menahan guling dengan eksentrisitas terhadap titik yang ditinjau. Perhitungan guling menggunakan persamaan (21) dengan faktor aman (SF) menurut RSNI-T-02-2005 diambil minimal sebesar 1,1 untuk keadaan batas ultimit.

$$SF \geq \frac{\sum M_p}{\sum M_g} \quad (21)$$

Keterangan :

SF = Angka aman (1,1)

$\sum M_p$ = Total momen penahan guling (kNm)

$\sum M_g$ = Total momen penyebab guling (kNm)

b. Kontrol stabilitas geser

Tekanan tanah lateral di belakang dinding selain menimbulkan momen juga akan menimbulkan gaya dorong pada bangunan bawah. Gaya dorong tersebut akan ditahan melalui mekanisme gesekan antara bangunan bawah dengan tanah dasar. Apabila gaya pendorong lebih besar dari pada gaya gesek pada dasar fondasi maka bangunan dapat bergeser. Menurut RSNI-T-02-2005 faktor aman diambil untuk stabilitas geser diambil minimal sebesar 1,1 untuk keadaan batas ultimit. Perhitungan stabilitas geser menggunakan persamaan berikut :

$$SF \geq \frac{H}{\sum T_x - \sum T'_x} = \frac{\sum V_i \times \tan \phi}{\sum T_x - \sum T'_x} \quad (22)$$

Keterangan :

SF = Angka aman (1,1)

H = Total gaya gesek pada dasar fondasi (kN)

$\sum V_i$ = Total gaya vertikal (kN)

$\sum T_x$ = Total gaya pendorong penyebab geser (kN)

$\sum T'_x$ = Total gaya pendorong penahan geser (kN)

ϕ = Sudut gesek dalam tanah dasar (°)

3.2.4. Penulangan Abutment

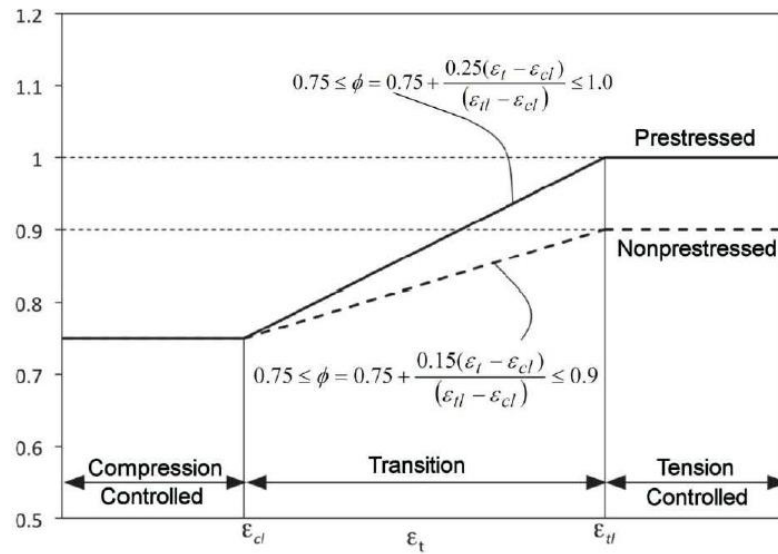
Perhitungan kebutuhan tulangan abutment dilakukan pada setiap bagian yaitu pada dinding *abutment (breastwall)*, dinding belakang (*backwall*), korbel, dinding sayap (*wingwall*), dan *pile cap*.

3.2.4.1. Faktor Reduksi Kekuatan

Kuat nominal dari suatu komponen struktur beton bertulang (baik yang memikul lentur, beban aksial, geser, maupun puntir) yang dihitung berdasarkan kaidah-kaidah yang berlaku, harus dikalikan dengan suatu faktor reduksi. Di dalam AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2012 sudah menggunakan ketentuan faktor reduksi yang berbeda dari RSNI T-12-2004 tentang Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan. Oleh karena SNI 1725:2016 mengacu pada AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2012, maka dalam penelitian ini faktor reduksi yang digunakan mengikuti ketentuan faktor reduksi sesuai dengan AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2012 yaitu sebagai berikut :

- Penampang terkendali tarik $\phi = 0,90$
- Penampang terkendali tekan
 - a. Dengan tulangan spiral $\phi = 0,75$
 - b. Dengan tulangan non-spiral $\phi = 0,75$
- Geser dan Torsi $\phi = 0,90$
- Tumpu pada beton $\phi = 0,70$

Faktor reduksi untuk kasus gaya aksial dan/atau gaya lentur ditentukan berdasarkan kondisi regangan pada potongan melintang pada kekuatan nominal. Pada kekuatan nominal beton dianggap telah mencapai batas regangan sebesar 0,003. Regangan tulangan tarik netto (ε_t) adalah regangan tulangan tarik pada kondisi ekstrem kekuatan nominal. Untuk kuat leleh baja tulangan non-prategang (f_y) tidak lebih dari 413 MPA (60 ksi), batas regangan terkendali tekan (ε_{cl}) diambil dari nilai f_y/E_s tetapi tidak boleh lebih dari 0,002. Batas regangan terkendali tarik diambil sebesar 0,005. Untuk ε_t di daerah transisi nilai ϕ dapat dicari seperti ditunjukkan pada Gambar 3. 7.



Gambar 3. 7 Nilai ϕ terhadap ε_t (AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2012)

3.2.4.2. Penulangan Dinding *Abutment* (*Breastwall*)

Perencanaan tulangan pokok *breastwall* pada arah sumbu lemah dapat dianalisis sebagai kolom pendek karena dibebani gaya vertikal dan gaya horizontal tegak lurus bidang. Analisis dilakukan dengan metode pendekatan diagram interaksi M_n - P_n berdasarkan RSNI T-12-2004 dengan faktor reduksi sesuai dalam subbab 3.2.4.1. Untuk membuat diagram interaksi dilakukan analisis penampang kolom dalam 5 kondisi yaitu :

1. Kondisi beban sentris

Kuat nominal kolom yang dibebani oleh beban tekan aksial dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$P_0 = 0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c) \quad (23)$$

Kuat tekan maksimal kolom didapat dengan mengkalikan kuat nominal dengan faktor reduksi. Untuk kolom dengan sengkang persegi, maka kuat tekannya sebesar :

$$\phi P_n = \phi(0,8)[0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \quad (24)$$

Untuk kolom sengkang spiral maka kuat tekannya sebesar :

$$\phi P_n = \phi(0,85)[0,85f'_c A_g + A_{st}(f_y - 0,85f'_c)] \quad (25)$$

2. Kondisi seimbang

Kondisi seimbang terjadi pada penampang kolom serat tekan beton terluar mengali regangan sebesar 0,003 dan pada saat bersamaan baja tulangan mengalami leleh. Analisis penampang kolom dilakukan mencari jarak dari serat tekan beton terluar ke sumbu netral pada kondisi seimbang (c_b) menggunakan persamaan :

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s} \quad (26)$$

Untuk menghitung kuat beton yang tertekan (C_c) menggunakan tinggi blok tungan ekuivalen sebagai berikut :

$$\alpha_b = \beta_1 c_b \quad (27)$$

Dengan $\beta_1 = 0,85$ untuk $f'_c \leq 30$ MPa, dan berkurang 0,05 setiap f'_c sebesar 7 MPa namun tidak boleh lebih kecil dari 0,65.

Dari kesetimbangan gaya-gaya dalam arah longitudinal diperoleh :

$$P_b - C_c - C_s + T = 0 \quad (28)$$

Dengan,

$$C_c = 0,85 f'_c a_b \quad (29)$$

$$T = A_s f_y \quad (30)$$

$$C_s = A'_s (f_y - 0,85 f'_c) \quad (31)$$

Sehingga dari persamaan kesetimbangan dapat dicari nilai kuat tekan nominal kolom pada kondisi balance (P_b) dalam bentuk persamaan :

$$P_b = 0,85 f'_c a_b + A'_s (f_y - 0,85 f'_c) - A_s f_y \quad (32)$$

3. Kondisi patah tarik

Kolom akan mengalami keruntuhan tarik ketika beban aksial memiliki eksentrisitas yang besar. Baja tulangan tarik akan mengalami leleh sebelum serat terluar beton tekan mencapai regangan 0,003. Perhitungan kesetimbangan gaya-gaya dalam saat kondisi kritis berdasarkan kesetimbangan tegangan-regangan penampang.

4. Kondisi patah desak

Kolom akan mengalami keruntuhan tekan ketika beban aksial memiliki eksentrisitas yang kecil. Serat terluar beton tekan akan mencapai regangan 0,003 sedangkan baja tulangan tarik belum mencapai regangan leleh. Perhitungan kesetimbangan gaya-gaya dalam saat kondisi kritis berdasarkan kesetimbangan tegangan-regangan penampang.

5. Kondisi lentur murni

Pada kondisi lentur murni kolom dianggap hanya menerima beban lentur saja sehingga analisis penampang dilakukan menggunakan analisis penampang balok lentur. Momen nominal dihitung berdasarkan kesetimbangan gaya-gaya dalam dan regangan pada penampang. Dalam hal ini baja tulangan tarik dianggap leleh akan tetapi baja tulangan tekan belum leleh. Kesetimbangan gaya pada kondisi momen murni yaitu :

$$T - C_c - C_s = 0 \quad (33)$$

$$C_s = A'_s(f_s - 0,85f'_c) \quad (34)$$

Nilai T dan C_c dihitung menggunakan persamaan (30) dan (31). Momen nominal yang diberikan penampang dihitung dengan mengalikan gaya-gaya dalam dengan lengan sebagai berikut :

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s(d - d') \quad (35)$$

3.2.4.3. Penulangan *Backwall*

Backwall direncanakan untuk lentur. Perencanaan tulangan lentur berdasarkan kesetimbangan gaya-gaya dalam dan tegangan serta kompatibilitas regangan dengan beberapa anggapan yaitu :

1. Tampang rata akan tetap rata setelah mengalami lendutan
2. Beton tidak diperhitungkan untuk menahan gaya tarik
3. Distribusi tegangan-regangan pada penampang terdistribusi linier membentuk segitiga
4. Regangan batas beton yang tertekan diambil sebesar 0,003

Dalam perencanaan lentur diharapkan struktur bersifat daktail/liat yang berarti bahwa kegagalan struktur beton bertulang diawali dengan terjadinya lendutan

yang besar disebabkan baja tulangan tarik telah mencapai tegangan leleh sebelum beton pada serat tekan mencapai regangan batasnya sebesar 0,003. Maka dari itu, rasio luas tulangan tarik dibatasi menurut persamaan berikut :

$$\rho_{max} = \left(\frac{0,003 + f_y/E_s}{0,008} \right) \rho_b \quad (36)$$

$$\rho_b = 0,85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (37)$$

Keterangan :

ρ_{max} = Rasio tulangan tarik maksimum

ρ_b = Rasio tulangan tarik kondisi seimbang

f_y = Tegangan leleh baja tulangan (MPa)

f'_c = Kuat tekan beton (MPa)

E_s = Modulus elastisitas baja tulangan (MPa)

Setiawan (2016) di dalam bukunya menjelaskan, untuk penyederhanaan dalam analisis maupun desain penampang beton bertulang, dapat menggunakan distribusi blok tegangan ekuivalen berbentuk empat persegi panjang untuk perhitungan total gaya tekan yang bekerja pada beton saat penampang kritis. Model blok ini dikenal sebagai blok tegangan Whitney yang diperkenalkan dalam jurnal ACI pada tahun 1973. Blok tegangan didefinisikan sebagai berikut :

1. Tegangan tekan merata sebesar $0,85f'_c$ diasumsikan merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus sejajar sumbu netral sejauh $\alpha = \beta_1 c$.
2. Jarak c diukur dari serat dengan regangan tekan maksimum ke sumbu netral harus diukur tegak lurus.
3. Faktor β_1 dihitung sebagai berikut :

- a. Untuk kuat tekan beton, $f'_c \leq 28$ MPa,

$$\beta_1 = 0,85 \quad (38)$$

- b. Untuk $28 \text{ MPa} < f'_c \leq 56 \text{ MPa}$,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f'_c - 28}{7} \quad (39)$$

- c. Untuk $f'_c > 56 \text{ MPa}$,

$$\beta_1 = 0,65 \quad (40)$$

Kebutuhan tulangan tarik ditentukan berdasarkan persamaan kuat momen nominal rencana yang ditunjukkan pada persamaan-persamaan berikut :

$$M_n = M_u / \phi = R_u b d^2 \quad (41)$$

$$R_n = R_u / \phi = \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,7 f'_c} \right) \quad (42)$$

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right] \quad (43)$$

Keterangan :

M_n = Kuat momen nominal (N)

M_u = Kuat momen ultimit (N)

R_n = Faktor tahanan momen nominal (MPa)

R_u = Faktor tahanan momen ultimit (MPa)

b = Lebar penampang (mm)

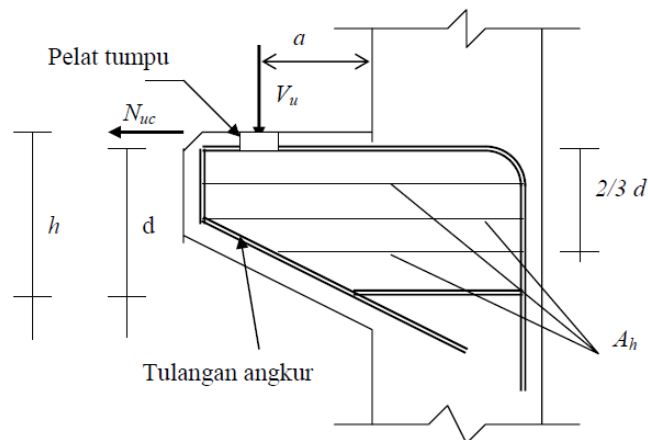
d = Jarak dari pusat tulangan tarik ke serat tekan terluar beton (mm)

ρ = Rasio tulangan tarik

ϕ = Faktor reduksi lentur

3.2.4.4. Penulangan *Corbel*

Corbel direncanakan sebagai balok tinggi kantilever mengikuti RSNI T-12-2004 dengan syarat perbandingan bentang geser dan tinggi a/d tidak lebih dari 1. *Corbel* harus mampu menahan beban geser (V_u), beban lentur (M_u), dan beban tarik (N_{uc}). Perencanaan *corbel* dilakukan sebagai berikut :



Gambar 3. 8 Balok tinggi kantilever/corbel (RSNI T-12-2004)

1. Kontrol penampang beton

Untuk beton normal, kuat geser (V_n) harus memenuhi persamaan berikut :

$$0,2f'_c b_w d \leq V_n \quad (44)$$

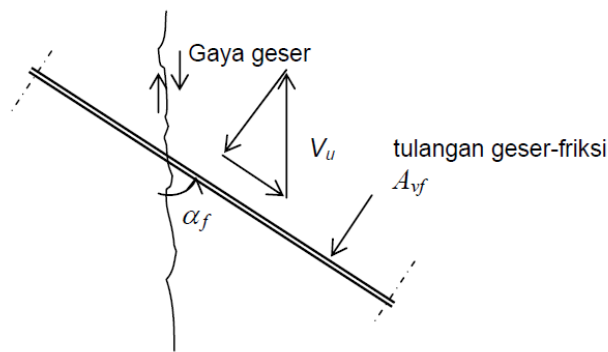
$$5,5b_w d \leq V_n \quad (45)$$

dengan b_w lebar penampang geser.

Apabila persamaan (41) dan (42) tidak terpenuhi maka penampang beton harus diperbesar.

2. Tulangan geser friksi

Untuk menghindari terjadinya retak pada pertemuan antara permukaan *corbel* dengan kolom/dinding perlu disediakan tulangan geser friksi seperti pada Gambar 3. 9.



Gambar 3. 9 Geser friksi (RSNI T-12-2004)

Apabila tulangan geser friksi dipasang tegak lurus terhadap bidang geser maka kuat geser friksi nominal ditentukan dengan rumus berikut :

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (46)$$

Apabila tulangan geser friksi membentuk sudut terhadap bidang geser maka kuat geser friksi nominal dihitung dengan persamaan berikut :

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin a_f + \cos a_f) \quad (47)$$

Keterangan :

V_n = Kuat geser friksi nominal (N)

A_{vf} = Luas tulangan geser friksi (mm²)

f_y = Tegangan leleh baja tulangan (MPa)

μ = Koefisien geser friksi (lihat Tabel 3. 16)

a_f = Sudut antara tulangan terhadap bidang geser (°)

Tabel 3. 16 Koefisien geser friksi (RSNI T-12-2004)

Kondisi permukaan	Koefisien geser friksi, μ
Beton yang dicor monolit	$1,4\lambda$
Beton yang dicor di atas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang sengaja dikasarkan.	$1,0\lambda$
Beton yang dicor di atas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang tidak sengaja dikasarkan.	$0,6\lambda$
Beton yang diangkur pada baja gilas struktural dengan menggunakan penghubung pada baja gilas struktural atau batang tulangan.	$0,7\lambda$

Catatan : $\lambda = 1,0$ untuk beton normal

3. Tulangan lentur

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur seperti yang dijelaskan dalam subbab 3.2.4.3. Perhitungan dilakukan pada penampang yang terletak di tumpuan yaitu pada pertemuan antara *corbel* dengan kolom/dinding.

4. Tulangan tarik

Gaya tarik (N_{uc}) harus tidak kurang dari $0,2 V_u$. Luas tulangan tarik dihitung sebagai berikut :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (48)$$

dengan nilai ϕ diambil sebesar 0,9.

5. Tulangan tarik utama

Luas tulangan tarik utama (A_s) diambil yang paling besar dari persamaan berikut :

$$A_s \geq A_f + A_n \quad (49)$$

$$A_s \geq \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad (50)$$

Namun tidak boleh lebih kecil dari persamaan berikut :

$$A_{s,min} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y} \quad (51)$$

6. Tulangan pengikat sejajar

Luas tulangan pengikat sejajar A_s , dengan luas total A_h dihitung sebagai berikut :

$$A_h \geq 0,5(A_s - A_n) \quad (52)$$

Tulangan pengikat sejajar harus disebarakan ke dua pertiga dari tinggi efektif yang terkait dengan A_s seperti ditunjukkan pada Gambar 3. 8.

7. Tulangan geser

Pada arah sumbu lemah *corbel* dianggap sebagai balok non-prismatis dengan luas penampang mengecil dari tumpuan ke ujung bebas sehingga tegangan geser (τ) pada balok akan bervariasi. Tegangan geser di sepanjang balok dihitung menggunakan persamaan :

$$\tau_u = \frac{V_u}{\phi b d} - \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (53)$$

Nilai tegangan geser terbesar digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan geser.

3.2.4.5. Penulangan *Wingwall*

Beban-beban yang bekerja pada *wingwall* dianalisis sebagai satu buah plat satu arah (*one way slab*) karena dianggap hanya terjepit pada dinding abutment. Perencanaan tulangan pokok menggunakan perencanaan tulangan lentur seperti pada subbab 3.2.4.3. Analisis penampang lentur beton bertulang dilakukan untuk penampang arah horizontal dan vertikal.

3.2.4.6. Penulangan *Pilecap*

Tulangan pokok pada *pilecap* yang terletak di bawah direncanakan untuk menahan lentur akibat reaksi dari fondasi dalam dan tanah. Momen dan geser rencana diambil berdasarkan resultan antara momen dan geser akibat reaksi fondasi dalam dan tanah dengan momen dan geser akibat berat sendiri *pilecap*. Perhitungan kebutuhan tulangan pokok dilakukan seperti pada subbab 3.2.4.3.

3.2.4.7. Tulangan Geser

Tulangan geser harus disediakan apabila hasil analisis menunjukkan kuat geser beton belum mencukupi dalam mengakomodasi gaya geser yang ada. Perencanaan penampang akibat geser harus didasarkan pada persamaan berikut:

$$V_u = \phi V_n \quad (54)$$

Dengan kuat nominal penampang geser dihitung dari:

$$V_n = V_c + V_s \quad (55)$$

Keterangan :

V_u = Gaya geser ultimit (N)

ϕ = Faktor reduksi kekuatan geser (0,75)

V_c = Kuat geser beton (N)

V_s = Kuat geser tulangan (N)

V_n = Kuat nominal penampang geser (N)

Perhitungan kebutuhan tulangan geser pada setiap bagian *abutment* dibedakan menjadi 2 yaitu :

1. Tulangan geser untuk komponen terlentur

Untuk komponen struktur yang dibebani geser dan lentur saja, ketentuan geser diatur dalam RSNI-T-12-2004 pasal 5.2. Kuat tekan oleh beton dihitung dengan rumus :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (56)$$

Untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial, kuat tekan oleh beton dihitung dengan rumus :

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (57)$$

Untuk setiap penampang geser berlaku syarat-syarat tulangan geser sebagai berikut:

- Apabila $V_u \leq 0,5\phi V_c$, maka tidak perlu dipasang tulangan geser.
- Apabila $0,5\phi V_c < V_u \leq \phi V_c$, harus dipasang tulangan minimum.
- Apabila $V_u > \phi V_c$, maka harus disediakan tulangan geser.

Apabila diperlukan tulangan geser, maka batas spasi maksimum tulangan geser (s_{max}) dan luas tulangan geser (A_v) jika dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial, dapat dihitung berdasarkan ketentuan berikut :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (58)$$

$$s_{max} = \frac{d}{2} \text{ atau } 600 \text{ mm bila } V_s \leq \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (59)$$

$$s_{max} = \frac{d}{4} \text{ atau } 300 \text{ mm bila } V_s > \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (60)$$

Dalam segala hal, nilai V_s harus memenuhi ketentuan berikut :

$$V_s \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (61)$$

Apabila persamaan (61) tidak terpenuhi maka penampang beton harus diperbesar.

2. Tulangan geser untuk dinding dengan beban horizontal searah bidang

Menurut RSNI T-12-2004 pasal 5.8.5.1 apabila gaya horizontal bidang, bekerja bersamaan dengan gaya aksial sehingga pada penampang melintang horizontal selalu tertekan pada seluruh penampang maka lentur bidang bisa diabaikan dan dinding direncanakan hanya untuk geser horizontal saja. Kekuatan geser dinding dari beton tanpa tulangan (V_c) dapat dihitung sebagai berikut :

Apabila $\frac{h_w}{l_w} \leq 1$,

$$V_c = \left[0,66 \sqrt{f'_c} - 0,21 \frac{h_w}{l_w} \sqrt{f'_c} \right] (0,8 l_w t_w) \quad (62)$$

Apabila $\frac{h_w}{l_w} > 1$,

$$V_c = \left[0,05 \sqrt{f'_c} + \frac{0,1 \sqrt{f'_c}}{\left(\frac{h_w}{l_w} - 1 \right)} \right] (0,8 l_w t_w) \quad (63)$$

Tetapi dalam setiap hal kuat geser beton harus tidak lebih kecil dari :

$$V_c \geq \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} (0,8 l_w t_w) \quad (64)$$

Keterangan :

V_c = kuat geser beton (N)

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

h_w = tinggi total dinding diukur dari dasar ke puncak (mm)

l_w = panjang horizontal dinding (mm)

t_w = ketebalan dinding (mm)

3.2.4.8. Tulangan Minimum

Apabila beban terfaktor yang bekerja pada suatu penampang cukup kecil, sehingga luas baja tulangan yang dibutuhkan juga sedikit, maka dalam peraturan RSNI T-12-2004 disyaratkan perlunya memberikan tulangan minimum. Untuk penampang yang direncanakan mengalami lentur maka luas tulangan tarik minimum dihitung sebagai berikut :

Untuk mutu beton $f'_c \leq 31,4$ MPa,

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (65)$$

Untuk mutu beton $f'_c > 31,4$ MPa,

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (66)$$

Untuk penampang yang direncanakan mengalami geser, apabila pada penampang $V_u \leq 0,5\phi V_c$ maka harus dipasang tulangan geser minimum yang ditentukan berdasarkan spasi atau jarak antar tulangan geser. Spasi minimum tulangan geser diambil nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$s_{min} = \frac{d}{2} \quad (67)$$

$$s_{min} = \frac{3A_v f_y}{b_w} \quad (68)$$

$$s_{min} = 600 \text{ mm} \quad (69)$$

Untuk komponen berupa plat satu arah yang mengalami lentur, RSNI T-12-2004 pasal 5.5.4 mengatur tentang persyaratan tulangan plat lantai. Di dalam pasal tersebut disebutkan bahwa pada struktur berupa plat harus disediakan tulangan

tegak lurus tulangan pokok yang selanjutnya disebut sebagai tulangan bagi. Bila analisis yang lebih teliti tidak dilaksanakan, maka jumlah luas tulangan bagi diambil sebesar 30 – 50% dari luas tulangan pokok yang diperlukan untuk momen positif.

Untuk pembatasan retak pada semua permukaan komponen beton, RSNI T-12-2004 pasal 9.3 mensyaratkan tulangan minimum sebesar $500 \text{ mm}^2/\text{m}$ harus diberikan untuk masing-masing arah (horizontal dan vertikal). Apabila tebal dinding (t_w) lebih besar dari 200 mm maka tulangan horizontal dan vertikal pada dinding harus dipasang dalam dua lapis.

3.3 Perbedaan SNI 2833:2008 dan SNI 2833:2016

Perhitungan gempa dalam tugas akhir ini mengacu pada SNI 2833:2016. Peraturan tersebut memiliki beberapa perbedaan dibandingkan dengan peraturan sebelumnya yaitu SNI 2833:2016. Perbedaan tersebut berupa:

1. Peta Gempa

Peta gempa pada SNI 2833:2016 digunakan untuk menentukan nilai percepatan gempa di batuan dasar (PGA) dan zona gempa (1 sampai 6). Sedangkan peta gempa pada SNI 2833:2016 digunakan untuk menentukan nilai percepatan gempa di batuan dasar (PGA) serta respon spektra percepatan 0,2 dan 1,0 detik.

2. Koefisien gempa

Pada SNI 2833:2008 koefisien gempa berupa koefisien geser dasar (C) ditentukan berdasarkan persamaan, $C = ARS/Z$. Nilai A.R.S didapatkan dari grafik yang ditentukan dari waktu getar struktur dan wilayah gempa yang terbagi menjadi 6 wilayah. Nilai Z merupakan faktor reduksi yang berkaitan dengan daktilitas dan risiko. Nilai Z ditentukan untuk menghitung koefisien geser dasar plastis.

Pada SNI 2833:2016 koefisien gempa berupa koefisien gempa elastik (C_{sm}) ditentukan berdasarkan periode alami struktur dan respon spektra. Koefisien respon elastik diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana.

Koefisien percepatan yang diperoleh berdasarkan peta gempa dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi.

3. Klasifikasi jembatan

Pada SNI 2833:2008 klasifikasi jembatan dibagi menjadi dua yaitu kepentingan I (Jembatan utama dengan faktor kutamaan 1,25) dan kepentingan II (Jembatan biasa dengan faktor keutamaan 1).

Pada SNI 2833:2016 klasifikasi jembatan berdasarkan operasional dibagi menjadi tiga yaitu jembatan sangat penting, jembatan penting, dan jembatan lainnya. Klasifikasi jembatan berdasarkan bentangnya dibagi menjadi tiga yaitu jembatan bentang tunggal, jembatan beraturan, dan jembatan tidak beraturan.

4. Kategori kinerja seismik

Pada SNI 2833:2008 kategori kinerja seismik dibagi menjadi A, B, C, dan D berdasarkan koefisien percepatan puncak di batuan dasar dan klasifikasi kepentingan jembatan. Sedangkan pada SNI 2883:2016 kategori kinerja seismik dibagi menjadi zona 1, 2, 3, dan 4 berdasarkan nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik (S_{D1}).

5. Prosedur analisis gempa

Pada SNI 2833:2008 prosedur analisis gempa yang digunakan ditentukan berdasarkan kategori kinerja seismik (A – D). Sedangkan pada SNI 2833:2016 prosedur analisis yang digunakan berdasarkan zona gempa (1 – 4) dan klasifikasi jembatan.

6. Faktor modifikasi respon (R_d)

Pada SNI 2883:2008 penentuan faktor modifikasi respon (R_d) tidak berdasarkan klasifikasi jembatan. Sedangkan pada SNI 2883:2016 penentuan faktor modifikasi respon (R_d) berdasarkan klasifikasi jembatan.

7. Panjang perletakan minimum

Pada SNI 2833:2016 panjang perletakan minimum ditentukan berdasarkan kategori kinerja seismik. Sedangkan pada SNI 2833:2008 panjang perletakan minimum ditentukan dengan rumus yang berbeda dan digunakan sama untuk setiap kategori kinerja seismik.

Perbedaan tersebut secara ringkas ditunjukkan dalam Tabel 3. 17.

Tabel 3. 17 Perbedaan SNI 2833:2008 dan SNI 2833:2016

No	Perbedaan	SNI 2833:2008	SNI 2833:2016
1	Peta gempa	PGA, zona gempa	PGA, S_s , S_1
2	Koefisien gempa	$C = \frac{ARS}{Z}$ Wilayah 1 – 6	Respon spektra Faktor amplifikasi
3	Klasifikasi jembatan	Utama dan biasa	Sangat penting, penting, lainnya. Bentang tunggal, beraturan, tidak beraturan.
4	Kategori kinerja seismik	A, B, C, dan D	1, 2, 3, dan 4
5	Metode analisis gempa	A – D	1 – 4 dan klasifikasi jembatan
6	Faktor modifikasi respon (R_d)	-	Klasifikasi jembatan
7	Panjang perletakan minimum	A – B dan C – D	Semua zona sama

3.4 Uji Korelasi

Untuk mencari hubungan antara dua variabel atau lebih dilakukan dengan menghitung korelasi antar variabel yang akan dicari hubungannya. Menurut Sugiyono (2019) korelasi merupakan angka yang menunjukkan arah dan kuatnya hubungan antar dua variabel atau lebih. Arah dinyatakan dalam bentuk positif atau negatif, sedangkan kuatnya hubungan dinyatakan dalam besarnya koefisien korelasi dalam harga mutlak.

Koefisien korelasi dalam bentuk positif berarti hubungan antar variabel berbanding lurus, artinya bila nilai suatu variabel ditingkatkan, maka akan meningkatkan variabel lain, dan sebaliknya. Begitu juga dengan koefisien korelasi dalam bentuk negatif, apabila nilai suatu variabel ditingkatkan maka akan menuunkan nilai variabel yang lain, begitu juga sebaliknya. Koefisien korelasi positif terbesar = 1 dan koefisien korelasi negatif terbesar = -1.

Teknik korelasi yang digunakan dalam penelitian ini yaitu *pearson product moment*, korelasi ganda, dan korelasi parsial.

3.4.1 Pearson Product Moment

Teknik korelasi ini digunakan untuk mencari hubungan antara dua variabel, seberapa kuat hubungannya, arah hubungannya berupa positif atau negatif, dan signifikan atau tidak (Sugiyono, 2019). Koefisien korelasi *product moment* dapat dihitung menggunakan rumus :

$$r_{xy} = \frac{\sum x y}{\sqrt{\sum x^2 y^2}} \quad (70)$$

Dimana :

r_{xy} = Korelasi antara variabel x dengan y

x = $(x_i - \bar{x})$

y = $(y_i - \bar{y})$

Menurut Sugiyono (2019) koefisien korelasi dapat memberikan gambaran tingkat hubungan antar variabel seperti ditunjukkan pada Tabel 3. 18.

Tabel 3. 18 Interpretasi nilai korelasi (Sugiyono, 2019)

Interval Koefisien	Tingkat Hubungan
0,00 – 0,199	Sangat rendah
0,20 – 0,399	Rendah
0,40 – 0,599	Sedang
0,60 – 0,799	Kuat
0,80 – 1,000	Sangat kuat

Pengujian hipotesis koefisien korelasi dilakukan untuk mengetahui apakah data sampel yang ada menyediakan bukti cukup bahwa ada kaitan antara variabel-variabel dalam populasi asal sampel. Selain dapat menggunakan tabel, juga dapat dihitung dengan uji t dengan rumus berikut :

$$t = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad (71)$$

Dengan :

t = signifikansi korelasi t

r = koefisien korelasi

n = jumlah sampel

Pengujian hipotesis koefisien korelasi bila menggunakan nilai probabilitas atau p-value (Sig.) dengan tingkat signifikansi/batas kesalahan maksimal (α) sebesar 5 %, yaitu :

- Jika p-value (Sig.) $> 0,05$ maka tidak ada hubungan yang signifikan,
- Jika p-value (Sig.) $\leq 0,05$ maka ada hubungan yang signifikan.

3.4.1 Korelasi Ganda

Menurut Sugiyono (2019), korelasi ganda merupakan angka yang menunjukkan arah dan kuatnya hubungan antara dua variabel independen secara bersama-sama terhadap satu variabel dependen. Koefisien korelasi ganda dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$R_{y.x_1x_2} = \sqrt{\frac{r_{yx_1}^2 + r_{yx_2}^2 - 2r_{yx_1}r_{yx_2}r_{x_1x_2}}{1 - r_{x_1x_2}^2}} \quad (72)$$

Keterangan :

- $R_{y.x_1x_2}$ = Korelasi antara variabel X_1 dengan X_2 secara bersama-sama dengan variabel Y
- r_{yx_1} = Korelasi Product Moment antara X_1 dengan Y
- r_{yx_2} = Korelasi Product Momen antara X_2 dengan Y
- $r_{x_1x_2}$ = Korelasi Product Momen antara X_1 dengan X_2

Pengujian signifikansi terhadap koefisien korelasi ganda dapat menggunakan F tabel dengan F hitung didapat dari rumus berikut (Sugiyono, 2019) :

$$Fh = \frac{R^2/k}{(1 - R^2)/(n - k - 1)} \quad (73)$$

Keterangan:

- R = Koefisien korelasi ganda
- k = Jumlah variabel independen
- n = Jumlah anggota sampel

Pengujian hipotesis koefisien korelasi ganda dengan tingkat kepercayaan 95 % atau tingkat kesalahan $\alpha = 5 \%$ yaitu :

- Jika p-value (Sig.) > 0,05 maka tidak ada hubungan yang signifikan,
- Jika p-value (Sig.) ≤ 0,05 maka ada hubungan yang signifikan.

3.4.2 Korelasi Parsial

Menurut Sugiyono (2019), korelasi parsial digunakan untuk mengetahui hubungan antara variabel independen dan dependen, dengan salah satu variabel independennya dibuat tetap. Korelasi parsial merupakan angka yang menunjukkan arah dan kuatnya hubungan antara dua variabel atau lebih, jika satu variabel yang diduga dapat mempengaruhi hubungan variabel tersebut dibuat tetap. Korelasi parsial dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

- Korelasi antara X_1 dan Y bila X_2 tetap :

$$R_{y.x_1x_2} = \frac{r_{yx_1} - r_{yx_2}r_{x_1x_2}}{\sqrt{1 - r_{x_1x_2}^2} \sqrt{1 - r_{yx_2}^2}} \quad (74)$$

- Korelasi antara X_2 dan Y bila X_1 tetap :

$$R_{y.x_2x_1} = \frac{r_{yx_2} - r_{yx_1}r_{x_1x_2}}{\sqrt{1 - r_{x_1x_2}^2} \sqrt{1 - r_{yx_1}^2}} \quad (75)$$

Keterangan:

$R_{y.x_1x_2}$ = Korelasi antara X_1 dan Y bila X_2 tetap

$R_{y.x_2x_1}$ = Korelasi antara X_2 dan Y bila X_1 tetap

Pengujian hipotesis koefisien korelasi parsial dengan tingkat kepercayaan 95 % atau tingkat kesalahan $\alpha = 5 \%$ yaitu :

- Jika p-value (Sig.) > 0,05 maka tidak ada hubungan yang signifikan,
- Jika p-value (Sig.) ≤ 0,05 maka ada hubungan yang signifikan.

3.5 Uji Linieritas

Uji linieritas bertujuan untuk mengetahui apakah dua variabel mempunyai hubungan secara linier secara signifikan atau tidak. Uji linieritas merupakan salah satu syarat atau asumsi yang harus dipenuhi sebelum melakukan regresi linier. Uji linieritas menggunakan SPSS dapat dilakukan dengan 2 cara yaitu secara grafik

berupa “*Scatter Plot Graph*” dan secara analitik yaitu “*Compare Means*”. Pengujian secara grafik dapat memberikan gambaran tentang persebaran data namun metode ini dapat menimbulkan ambiguitas karena pengambilan keputusan adanya hubungan linier antar variabel dilakukan secara visual. Metode yang lebih teliti yaitu secara analitik meskipun hasilnya sangat dipengaruhi dari jumlah data yang ada. Pengambilan keputusan pada metode analitik dapat menggunakan nilai signifikansi (p-value) dengan menggunakan nilai Deviation from Linearity :

- Jika nilai Deviation from Linearity $> 0,05$ maka ada hubungan linier yang signifikan
- Jika nilai Deviation from Linearity $\leq 0,05$ maka tidak ada hubungan linier yang signifikan

Selain itu pengambilan keputusan juga dapat berdasarkan signifikansi dari nilai Linearity:

- Jika nilai Linearity $> 0,05$ maka ada tidak hubungan linier yang signifikan
- Jika nilai Linearity $\leq 0,05$ maka ada hubungan linier yang signifikan

Menurut Santoso (2017), hubungan linier di sini dapat diartikan memiliki hubungan yang bersifat positif atau negatif. Asumsi linieritas yang diuji menggunakan “*Scatter Plot Graph*” antara variabel dependen dan variabel independen, apabila terdapat indikasi arah hubungan positif atau negatif, maka asumsi telah terpenuhi. Namun jika arah tidak jelas, maka asumsi tidak terpenuhi.

3.6 Uji Normalitas

Uji normalitas dilakukan untuk mengetahui apakah data terdistribusi normal atau tidak. Uji normalitas merupakan salah satu syarat regresi linier. Uji normalitas pada regresi dilakukan terhadap nilai residual. Residual adalah selisih antara nilai taksiran dari persamaan regresi dengan nilai sampel. Terdapat beberapa metode untuk mengetahui residual apakah terdistribusi normal atau tidak salah satunya dengan menggunakan metode Kolmogorov-Smirnov. Dalam uji Kolmogorov-Smirnov menggunakan SPSS suatu data dikatakan terdistribusi normal jika nilai *asymtotic significance* lebih dari 0,05 (Priyatno, 2012).

3.7 Uji Multikolinearitas

Menurut Priyatno (2012) pada model regresi yang baik, variabel-variabel independen seharusnya tidak berkorelasi secara sempurna atau mendekati sempurna antara satu dengan yang lain. Untuk mengetahui hubungan antar variabel independen dalam suatu model regresi linier dilakukan uji multikolinearitas. Salah satu cara untuk mengetahui adanya hubungan antar variabel independen dapat berdasarkan nilai *Tolerance* dan *Variance Inflating Factor* (VIF). *Tolerance* adalah besarnya tingkat kesalahan yang dibenarkan secara statistik. Sedangkan VIF adalah faktor inflasi penyimpangan baku kuadrat. Nilai *Tolerance* dan VIF berbanding terbalik ($Tolerance = 1/VIF$). Pengambilan keputusan pada uji multikolinearitas sebagai berikut :

Berdasarkan nilai *Tolerance* :

- Jika nilai *Tolerance* $> 0,10$ maka tidak terjadi gejala multikolinearitas,
- Jika nilai *Tolerance* $\leq 0,10$ maka terjadi gejala multikolinearitas.

Berdasarkan nilai *Variance Inflating Factor* (VIF) :

- Jika nilai VIF < 10 maka tidak terjadi gejala multikolinearitas,
- Jika nilai VIF ≥ 10 maka terjadi gejala multikolinearitas.

3.8 Uji Heteroskedastisitas

Uji heteroskedastisitas merupakan bagian dari uji asumsi klasik sebagai syarat yang harus dipenuhi sebelum melakukan regresi linier. Uji heteroskedastisitas bertujuan untuk mengetahui apakah dalam model regresi terjadi ketidaksamaan variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain. Jika variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain bersifat tetap maka disebut homoskedastisitas. Jika variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain berbeda maka disebut heteroskedastisitas. Dalam model regresi yang baik tidak terjadi gejala heteroskedastisitas (Priyatno, 2012). Salah satu metode untuk uji heteroskedastisitas adalah metode Glejser. Uji Glejser dilakukan dengan meregresikan nilai mutlak dari residual terhadap seluruh variabel independen. Pengambilan keputusan dapat menggunakan nilai probabilitas (p-value) sebagai berikut :

- Jika p-value (Sig.) > 0,05 maka tidak terjadi gejala heteroskedastisitas,
- Jika p-value (Sig.) ≤ 0,05 maka terjadi gejala heteroskedastisitas.

3.9 Uji Kelayakan Model

Uji kelayakan model atau uji *goodness of fit* digunakan untuk mengukur ketepatan fungsi regresi sampel dalam memprediksi nilai. Uji kelayakan model dapat dilakukan dengan mengukur nilai koefisien determinasi (R^2), nilai statistik F, dan nilai statistik t.

3.9.1 Uji R^2 (Koefisien Determinasi)

Menurut Sugiyono (2019) koefisien determinasi mengukur kemampuan model menaksir nilai variabel independen berdasar nilai variabel independen. Nilai R^2 mempunyai nilai antara 0 sampai 1. Semakin besar nilai R^2 berarti semakin baik model regresi dalam memprediksi nilai. Begitu juga sebaliknya, nilai R^2 yang semakin mendekati 0 menandakan model regresi akan memiliki nilai residual (error) yang semakin besar. Nilai koefisien determinasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$R^2 = \frac{\sum(\hat{Y} - \bar{Y})^2}{\sum(Y - \bar{Y})^2} \quad (76)$$

Dimana :

- R^2 = Koefisien determinasi
- $\hat{Y}$ = Nilai Y dari persamaan regresi
- $\bar{Y}$ = Nilai rata-rata sampel
- Y = Nilai sampel

3.9.2 Uji F (ANOVA)

Menurut Priyatno (2012) uji F dilakukan untuk mengetahui pengaruh variabel-variabel independen secara simultan (bersama-sama) terhadap variabel dependen. Pengambilan keputusan tersebut dapat menggunakan F_{hitung} dan F_{tabel} . Selain itu juga dapat menggunakan nilai signifikansi sebagai berikut :

- Nilai Signifikansi > 0,05 maka variabel-variabel independen tidak berpengaruh secara simultan,

- Nilai signifikansi $\leq 0,05$ maka variabel-variabel independen berpengaruh secara simultan.

3.9.3 Uji t

Menurut Priyatno (2012) uji t dilakukan untuk mengatuhi pengaruh variabel independen secara parsial terhadap variabel dependen dengan menganggap variabel dependen lain bersifat tetap. Pengambilan keputusan dalam uji t dapat berdasarkan t_{hitung} dan t_{tabel} ataupun menggunakan nilai signifikansi. Uji t berdasarkan nilai signifikansi sebagai berikut :

- Nilai Signifikansi $> 0,05$ maka variabel-variabel independen tidak berpengaruh secara simultan,
- Nilai signifikansi $\leq 0,05$ maka variabel-variabel independen berpengaruh secara simultan.

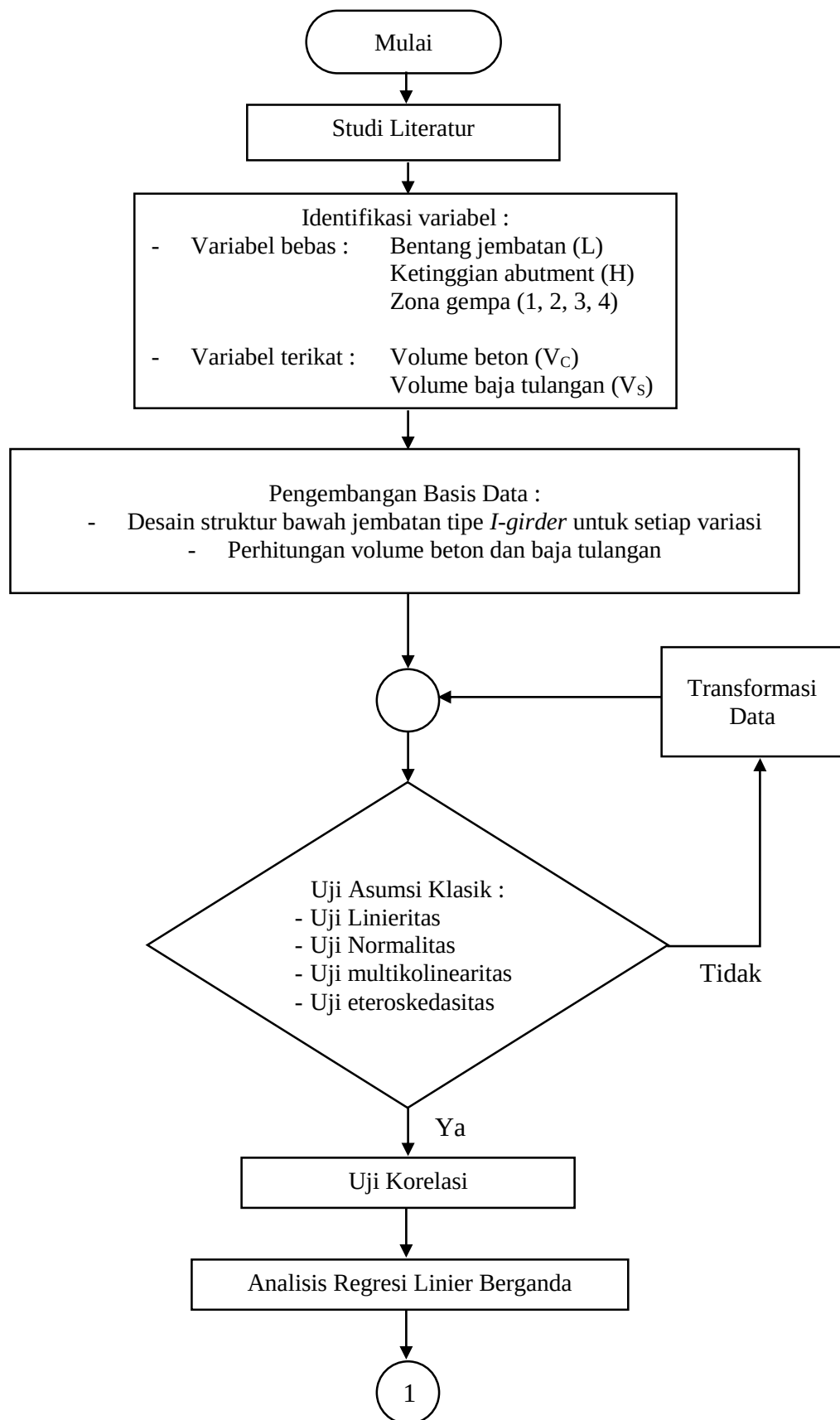
BAB IV

METODE PENELITIAN

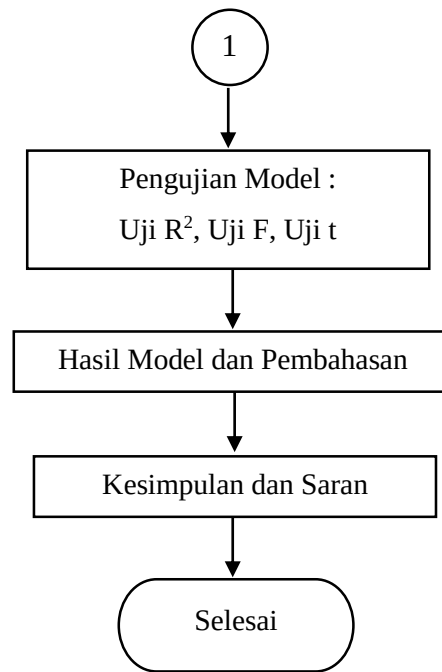
4.1 Prosedur Penelitian

Langkah – langkah atau tahapan dalam penelitian ini sebagai berikut :

1. Tahapan pertama adalah penentuan topik penelitian, perumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat peneletian, serta pembatasan masalah dan asumsi-asumsi yang digunakan dalam penelitian ini.
2. Tahapan kedua adalah studi literatur dengan melakukan studi terhadap penelitian-penelitian sejenis yang pernah dilakukan oleh peneliti lain. Memaparkan dasar-dasar teori yang berkaitan dengan penelitian ini baik bersumber dari buku maupun dari hasil penelitian yang telah dilakukan.
3. Tahapan ketiga adalah pengembangan basis data dengan melakukan desain struktur *abutment* untuk setiap variasi melalui tahapan berikut :
 - a. Desain Struktur Bawah Jembatan
 Dilakukan desain struktur bawah jembatan dengan variasi bentang jembatan 20 m, 25 m, 30 m, 35 m, dan 40 m, variasi ketinggian *abutment* 4 m, 6 m, dan 8 m, serta variasi zona gempa 1, 2, 3, dan 4, sehingga jumlah variasi sebanyak 60 desain struktur *abutment*.
 - b. Perhitungan Volume Pekerjaan
 Melakukan perhitungan kebutuhan volume material beton dan baja tulangan untuk setiap variasi desain.
4. Tahapan keempat adalah tahapan analisis statistik menggunakan bantuan program SPSS, tahap ini diawali dengan melakukan uji asumsi klasik (uji linieritas, uji normalitas, uji multikolinearitas, dan uji heteroskedastisitas) sebagai syarat yang sebaiknya dipenuhi untuk membuat model regresi linier yang baik, kemudian dilakukan uji korelasi untuk mengetahui adanya hubungan antar variabel lalu dilakukan analisis regresi linier berganda.
5. Tahapan kelima adalah tahapan pengujian kelayakan model yang dilakukan dengan menggunakan koefisien determinasi (R^2), uji F (ANOVA), dan uji t.
6. Tahapan terakhir adalah melakukan pembahasan dan penarikan kesimpulan serta pemberian saran.



Gambar 4. 1 Bagan alir penelitian (a)



Gambar 4. 2 Bagan alir penelitian (b)

4.2 Variabel Penelitian

Variabel-variabel dalam penelitian ini terdiri dari variabel bebas dan variabel terikat sebagai berikut :

1. Variabel bebas/independen

Variabel bebas adalah variabel yang mempengaruhi variabel terikat. Variabel bebas dalam penelitian ini berupa :

L : Panjang bentang jembatan dalam meter (m)

H : Tinggi *abutment* dalam meter (m)

Zona gempa (1, 2, 3, dan 4)

2. Variabel terikat/dependen

Variabel terikat adalah variabel yang dipengaruhi atau ditentukan oleh variabel bebas. Dalam penelitian ini variabel terikat berupa :

V_c : Volume beton struktur *abutment* (m^3)

V_s : Volume baja tulangan struktur *abutment* (kg)

Variasi data tiap variabel sebagai berikut :

- a. Variabel panjang bentang jembatan (L) memiliki 5 variasi yaitu 20 m; 25 m; 30 m; 35 m; dan 40 m. Nilai-nilai tersebut diambil berdasarkan katalog *precast post-tension* produksi dari PT. Wijaya Karya (WIKA BETON) di Indonesia. Nilai – nilai tersebut dipilih di antara panjang bentang yang ditawarkan (10 – 50 m) dan sudah mewakili 4 dari 5 macam penampang produk *I-Girder* yang ditawarkan.
- b. Variabel ketinggian *abutment* (H) memiliki 3 variasi yaitu 4 m; 6 m; dan 8 m. Nilai-nilai tersebut dipilih karena hasil penelitian sebelumnya menunjukkan hubungan yang sangat signifikan antara ketinggian *abutment* dengan volume *abutment* (Alhusni, et al., 2019).
- c. Variabel zona gempa memiliki 4 variasi yaitu zona 1, zona 2, zona 3, dan zona 4. Pembagian zona gempa ditentukan dalam SNI 2833:2016. Kategori zona gempa ditentukan berdasarkan nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik ($S_{D1} = S_1 \times F_v$) yang didapatkan dari hasil kali antara nilai percepatan gempa untuk periode 1 detik (S_1) dengan faktor amplifikasi (F_v).

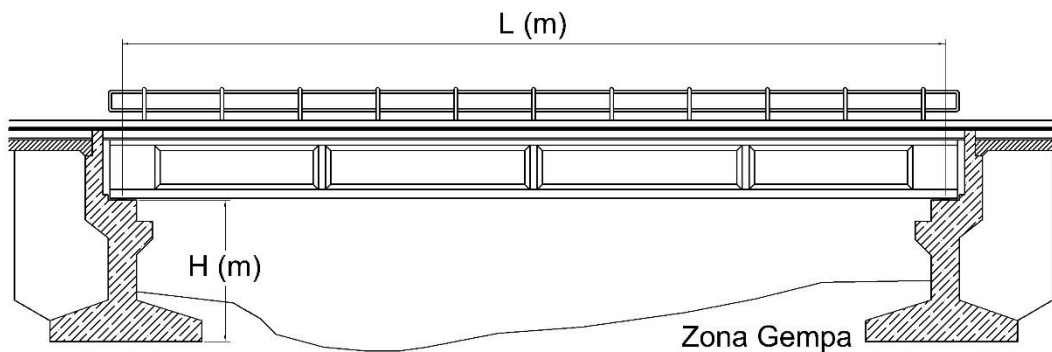
Hubungan dari variabel-variabel tersebut adalah sebagai berikut :

- a. Variabel panjang bentang jembatan (L) dan variabel ketinggian *abutment* (H) berpengaruh kepada analisis pembebanan. Semakin tinggi bentang jembatan maka beban yang diterima struktur bawah akan semakin besar. Sehingga volume tulangan yang dibutuhkan akan semakin besar. Selain itu panjang minimum perletakan (termasuk tebal *breastwall*) juga akan semakin besar sehingga volume beton yang dibutuhkan akan semakin besar.

Sedangkan semakin besar tinggi *abutment* maka momen yang terjadi pada *abutment* akan semakin besar. Akibatnya volume beton dan tulangan lentur yang dibutuhkan akan semakin besar.

Untuk zona gempa seiring meningkatnya kategori zona gempa maka percepatan gempa meningkat. Akibatnya gaya yang diterima struktur *abutment* akan semakin besar sehingga dibutuhkan penampang beton dan jumlah tulangan yang lebih besar.

- b. Variabel volume beton (V_c) dan variabel volume baja tulangan (V_s) menyatakan kebutuhan volume beton dan baja tulangan untuk membuat struktur bawah jembatan tipe *I-Girder*.



Gambar 4.3 Variabel bebas dalam penelitian

4.3 Instrument Penelitian

Penelitian ini menggunakan bantuan *software* berupa Microsoft Excel dan SPSS sebagai berikut :

- a. Microsoft Excel

Microsoft Excel merupakan program pengolah data berbasis *spreadsheet* yang dalam penelitian ini digunakan untuk perhitungan analisis beban dan baja

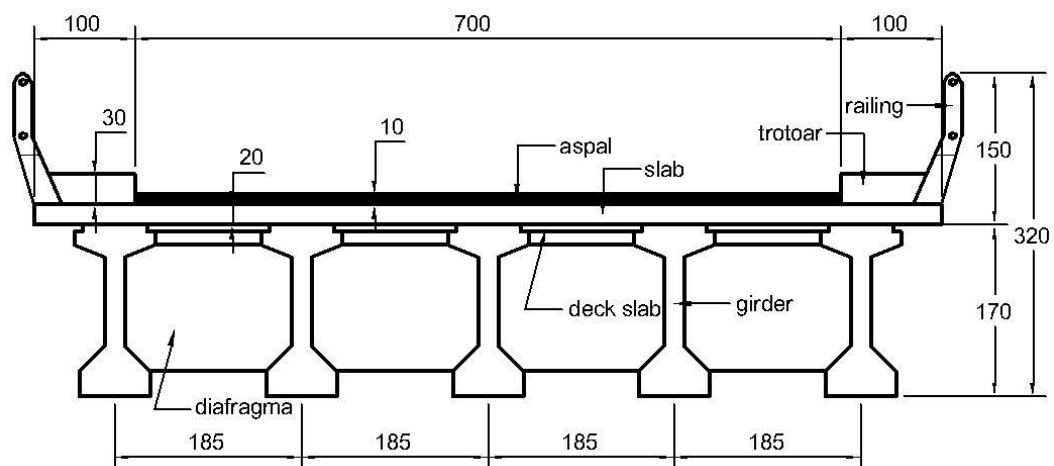
tulangan dengan menggunakan fitur *excel formula*. Perhitungan analisis dibuat secara sistematis dan bertahap secara detail.

b. SPSS

SPSS (*Statistical Product and Service Solutions*) adalah salah satu program komputer yang khusus dibuat untuk mengolah data dengan metode statistik tertentu. Kelebihan SPSS yaitu dilengkapi dengan fitur-fitur analisis statistik yang populer dan umumnya sering digunakan dalam penelitian. Selain itu SPSS memiliki tampilan (*interface*) yang ramah (*user friendly*).

4.4 Penentuan Dimensi Struktur Atas

Penentuan dimensi atas pada penelitian sebelumnya hanya untuk menentukan reaksi pada tumpuan (elastomer) dan tidak dilakukan secara spesifik (Alhusni, 2017). Cara yang sama diterapkan dalam penelitian ini. Desain pada struktur atas dilakukan hanya sebatas untuk mendapatkan reaksi pada tumpuan. Desain struktur atas menggunakan balok *precast post-tension* produksi dari PT. Wijaya Karya (WIKI BETON) di Indonesia. Dimensi-dimensi pada struktur atas mengikuti bentuk tipikal struktur atas jembatan kelas A sesuai ketentuan Direktorat Jendral Bina Marga di Indonesia dengan lebar lantai kendaraan 7 m dan lebar trotoar 1 m pada kedua sisi sehingga lebar total 9 m. Potongan melintang struktur atas jembatan ditunjukkan pada Gambar 4. 4.



Gambar 4. 4 Tipikal jembatan kelas A

4.5 Penentuan Dimensi *Abutment*

Dalam penelitian ini digunakan abutment tipe T terbalik dengan fondasi dalam *bored pile*. Bagian-bagian abutment ditunjukkan pada Gambar 3. 1. Panjang abutment diambil sama dengan lebar struktur atas yaitu 9 m. Tinggi *backwall* ditentukan berdasarkan tinggi balok girder dan tinggi tumpuan elastomer. Untuk panjang jembatan 20 m menggunakan PCI H-125 (tinggi 125 cm), sedangkan untuk panjang jembatan 25 m menggunakan PCI H-160 (tinggi 160 cm), untuk panjang jembatan 30 m dan 35 m menggunakan PCI H-170 (tinggi 170 cm), untuk panjang jembatan 40 m menggunakan PCI H-210 (tinggi 210 cm). Tinggi tumpuan elastomer antara 10 – 12 cm ditentukan berdasarkan reaksi tumpuan. Lebar *backwall* atas dibuat sama yaitu sebesar 0,30 m. Lebar *backwall* bawah ditentukan mengikuti standar plat injak dari Departemen Pekerjaan Umum (2009) sebesar 0,20 m. Plat injak tidak didesain secara spesifik dalam penelitian ini.

Lebar *breastwall* ditentukan berdasarkan panjang perletakan minimum. Panjang perletakan didesain agar mampu memenuhi panjang elastomer dan memberikan ruang yang cukup untuk elastomer berdeformasi. Eksentrisitas *breastwall* terhadap pusat alas *footing* diperbolehkan tidak lebih dari 0,20 m.

Tebal kaki abutment bagian ujung diambil sebesar 0,60 m. Pada bagian tumpuan tebal kaki abutment ditentukan berdasarkan ketinggian abutment berturut-turut sebesar 1,20 m; 1,60 m; dan 2,00 m. Panjang kaki abutment ditentukan berdasarkan reaksi *bored pile*. Panjang kaki abutment didesain agar tidak terjadi reaksi negatif (ke atas) pada *bored pile*. Jumlah *bored pile* ditentukan untuk ketinggian abutment 4 m sebanyak 2 x 5 buah, untuk ketinggian abutment 6 m sebanyak 3 x 5 buah, dan untuk ketinggian abutment 8 m sebanyak 4 x 5 buah. Analisis pada fondasi dalam dilakukan hanya untuk mendapatkan reaksi tiap *bored pile* dan tidak didesain secara spesifik dalam penelitian ini.

Ketinggian *wingwall* didesain sama dengan tinggi keseluruhan abutment. Lebar *wingwall* ditetapkan sebesar 0,60 m. Panjang *wingwall* diambil sepanjang kaki belakang abutment ditambah 0,80 m. Dimensi corbel dibuat sama untuk setiap variasi desain. Lebar corbel sebesar 0,45 m dan tebal 0,50 m.

4.6 Pembuatan Model Estimasi

Beberapa penelitian terkait estimasi biaya pada proyek konstruksi dilakukan dengan menggunakan analisis regresi linear (Fragkakis, et al., 2011, Hollar, et al., 2013; Fragkakis, et al. 2015; Adriati, 2017; Alhusni, et al., 2019). Regresi linier cukup banyak digunakan karena memiliki bentuk persamaan yang sederhana. Regresi linear mampu mendeskripsikan hubungan antar variabel dengan baik apabila asumsi-asumsi dalam regresi linear terpenuhi. Dalam penelitian ini data didapatkan dari hasil perhitungan desain struktur *abutment* sehingga hubungan antar variabel sudah dapat diprediksi dari awal melalui proses desain tersebut. Hal ini mampu meminimalisir kemungkinan ketidaksesuaian metode regresi yang digunakan. Selain itu keterbatasan data pada tahap awal proyek menuntut model estimasi yang dibuat memiliki *input* data yang mudah didapatkan pada tahap awal proyek. Maka dari itu regresi linier menjadi pilihan yang tepat dalam penelitian ini.

Menurut Priyatno (2012) model regresi linier dapat disebut model yang baik apabila memenuhi beberapa asumsi klasik. Beberapa asumsi klasik dalam penelitian ini berupa linearitas, normalitas, multikolinearitas, dan heteroskedastisitas. Maka dari itu, perlu dilakukan pengujian terhadap syarat-syarat tersebut sebelum membuat model regresi linier. Apabila ada satu syarat yang tidak terpenuhi maka hasil analisis regresi tidak dapat dikatakan bersifat BLUE (*Best Linear Unbiased Estimator*).

Tidak terpenuhinya salah satu syarat regresi linier bukan berarti regresi linier tidak dapat dilakukan. Analisis regresi tetap dapat dilakukan menggunakan data yang tidak memenuhi syarat regresi linier sekalipun, akan tetapi hal tersebut akan berpengaruh pada kemampuan model regresi dalam melakukan estimasi (Williams, et al., 2013). Semakin terpenuhinya syarat-syarat regresi linier maka model regresi yang dibuat akan semakin baik dalam memprediksi nilai hingga bisa dikatakan sebagai BLUE.

Untuk data yang tidak memenuhi syarat tersebut dapat dilakukan beberapa hal agar syarat regresi linier menjadi terpenuhi seperti transformasi data, memilah data, menambah data, pemisahan analisis, dll. Regresi linier berganda memiliki bentuk persamaan seperti ditunjukkan pada persamaan (77).

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \cdots + \beta_i X_i \quad (77)$$

Dengan:

Y = Variabel dependen

$X_1, X_2, \dots, X_i$ = Variabel independen

$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_i$ = Koefisien regresi

β_0 = Konstanta

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pembuatan Basis Data

Basis data didapatkan dengan membuat desain struktur bawah jembatan tipe *I-Girder* kemudian menghitung kebutuhan volume beton dan volume baja tulangan dari setiap variasi sebanyak 60 variasi. Rincian variasi desain dapat dilihat pada Lampiran A. Variasi zona gempa mengharuskan adanya perbedaan lokasi pada analisis dan desain *abutment*. Rincian lokasi sebagai studi kasus perencanaan untuk setiap zona gempa ditunjukkan pada Tabel 5. 1.

Tabel 5. 1 Lokasi jembatan

Zona Gempa	Lokasi	PGA	S _s	S ₁
1	Makassar	0,10	0,20	0,08
2	Palembang	0,15	0,25	0,15
3	Bandar Lampung	0,30	0,60	0,30
4	Yogyakarta	0,50	1,20	0,60

Catatan: Satuan PGA, S_s, dan S₁ dalam g.

Selain itu, variasi ketinggian *abutment* akan memberikan beban momen yang berbeda-beda akibatnya kebutuhan *bored pile* setiap variasi akan berbeda. Rincian *bored pile* ditunjukkan pada Tabel 5. 2.

Tabel 5. 2 Rincian *bored pile*

Ketinggian Abutment (m)	Jumlah <i>bored pile</i>
4,00	2 × 5
6,00	3 × 5
8,00	4 × 5

5.2 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Pada bab ini ditunjukkan contoh perhitungan perencanaan struktur bawah jembatan *I-Girder* untuk bentang 30 m, tinggi *abutment* 4 m, dan zona gempa 4 dengan lokasi berada di Yogyakarta. Analisis struktur dilakukan dengan menggunakan program MS Excel.

5.2.1 Data Jembatan

a. Data dimensi struktur atas jembatan

Lebar jalan	$b_1 = 7$	m
Lebar trotoar	$b_2 = 1$	m
Lebar median	$b_3 = 0$	m
Lebar total jembatan	$b = 9$	m
Tebal slab lantai	$t_s = 0,2$	m
Tebal lapisan aspal + overlay	$t_a = 0,1$	m
Tebal trotoar	$t_t = 0,3$	m
Tebal genangan air hujan	$t_h = 0,05$	m
Tinggi girder prategang	$h_b = 1,25$	m
Tinggi bidang samping jembatan	$h_a = 3,20$	m
Jarak antara balok prategang	$s = 1,85$	m
Panjang bentang girder	$L_i = 30$	m
Panjang bentang jembatan	$L = 30,6$	m

b. Spesific Gravity

Berat beton bertulang	$w_c = 25$	kN/m ³
Berat beton tidak bertulang (beton rabat)	$w'_c = 24$	kN/m ³
Berat aspal	$w_a = 22$	kN/m ³
Berat jenis air	$w_w = 9,8$	kN/m ³

c. Tanah timbunan

Berat volume,	$W_s = 18$	kN/m ³
Sudut gesek	$\phi = 35$	°
Kohesi	$C = 0$	kPa

d. Tanah asli

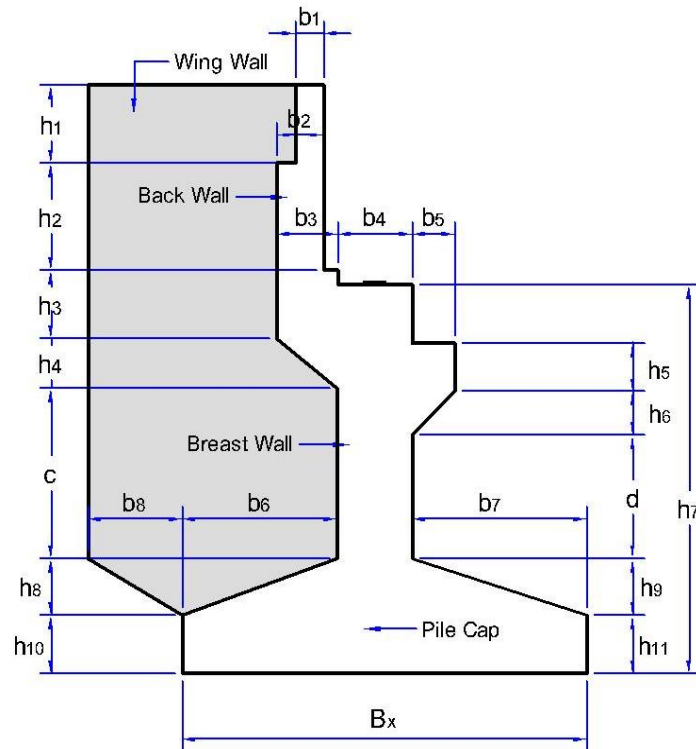
Berat volume,	$W_s = 18$	kN/m ³
Sudut gesek	$\phi = 35$	°
Kohesi	$C = 0$	kPa

e. Elastomer

Tebal,	$H_T = 120$	mm
Lebar,	$W_T = 600$	mm
Panjang,	$L_T = 600$	mm
Kekauan geser,	$K_T = 2,700$	kN/mm
Beban maksimum,	$P_T = 900,00$	kN
Deformasi geser,	$V_T = 60$	+/- mm

5.2.2 Data Struktur Bawah

Dimensi awal abutment diasumsikan seperti pada Gambar 5. 1 dengan rincian dimensi dimensi seperti pada



Gambar 5. 1 Asumsi awal dimensi *abutment*

Tabel 5. 3 Dimensi *abutment*

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)
h_1	0,85	b_1	0,3
h_2	1,2	b_2	0,5
h_3	0,65	b_3	0,6
h_4	0,55	b_4	0,7
h_5	0,5	b_5	0,45
h_6	0,45	b_6	1,7
h_7	4	b_7	1,9
h_8	0,6	B_x	4,3
h_9	0,6	b_8	0,8
h_{10}	0,6	c	1,7
h_{11}	0,6	d	1,3
Panjang abutment		B_y	9
Tebal Wing-wall		h_w	0,6

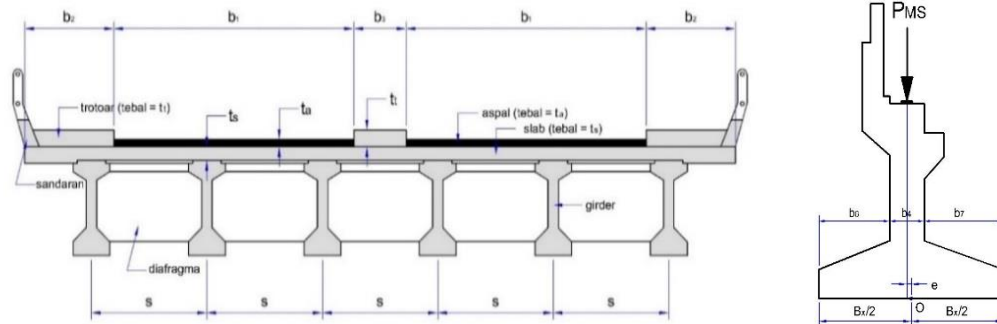
Keterangan : Tinggi $h_1 + h_2$ diambil sebesar tinggi balok I-Girder + tebal slab + tebal tumpuan. Lebar $b_3 - b_1$ diambil sebesar 20 cm sebagai tumpuan plat injak.

1. Analisis Pembebanan pada Fondasi

a. Berat sendiri (MS)

- Berat sendiri struktur atas

Berat sendiri struktur atas terdiri dari berat lantai jembatan (*slab*), *deck slab*, trotoar, balok I-Girder, dan diafragma. Perhitungan berat sendiri struktur atas ditunjukkan pada Tabel 5. 4.



Gambar 5. 2 Skema pembeban akibat berat sendiri struktur atas

Tabel 5. 4 Berat sendiri struktur atas

No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Slab	9	0,2	30,6	1	25	kN/m ³	1377
2	Deck slab*	1,21	0,07	30,6	4	25	kN/m ³	259,182
3	Trotoar (slab, railing, dll)			30,6	2	0,8	kN/m	48,96
4	Balok prategang**			30,6	5	16,81	kN/m	2738,7
5	Difragma			0,41	20	25	kN/m	205
Total berat sendiri struktur atas, $W_{MS} =$								4628,84

Keterangan :

* lebar *deck slab* berdasarkan WIKA BETON Bridge Concrete Products berupa PC I H-170 dengan S = 185 cm

** berat balok girder berdasarkan WIKA BETON Bridge Concrete Products berupa PC I H-170 A-Class

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} = 0,5 \times W_{MS}$$

$$= 2231,04 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

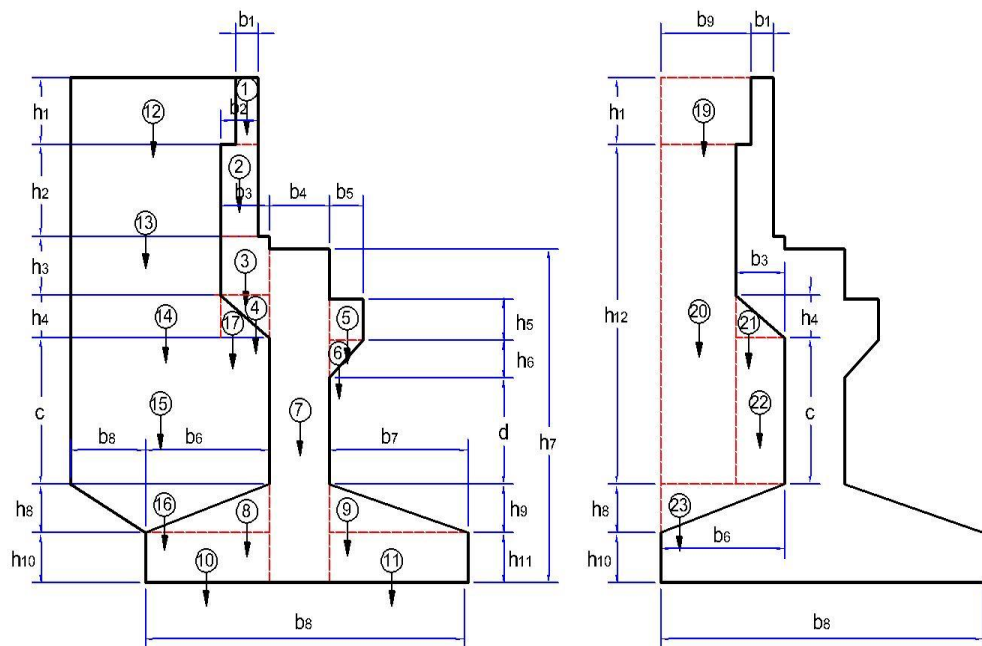
$$\begin{aligned} e &= -B_x/2 + b_6 + b_4/2 \\ &= -0,10 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$\begin{aligned} M_{MS} &= P_{MS} \times e \\ &= -223,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- **Berat sendiri struktur bawah**

Berat sendiri struktur bawah adalah berat seluruh bagian abutment, wingwall, dan berat tanah timbunan di atas pile cap.



Gambar 5. 3 Skema pembebanan berat sendiri struktur bawah dan mome

Perhitungan berat sendiri struktur bawah dan momen terhadap titik pusat *pile cap* ditunjukkan pada Tabel 5. 5.

Tabel 5. 5 Perhitungan berat sendiri struktur bawah bawah

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT	LENGAN	MOMEN
	b (m)	h (m)	FB	M. Direc	(kN)	(m)	(kNm)
ABUTMENT							
1	0,3	0,85	1	-1	57,375	0,700	-40,16
2	0,5	1,1	1	-1	123,75	0,800	-99,00
3	0,6	0,65	1	-1	87,75	0,750	-65,81
4	0,6	0,55	0,5	-1	37,125	0,650	-24,13
5	0,45	0,5	1	1	50,625	0,475	24,05
6	0,45	0,45	0,5	1	22,781	0,400	9,11
7	0,7	4	1	-1	630,00	0,100	-63,00
8	1,7	0,6	0,5	-1	114,75	1,017	-116,66
9	1,9	0,6	0,5	1	128,25	0,883	113,29
10	1,7	0,6	1	-1	229,50	1,300	-298,35
11	1,9	0,6	1	1	256,50	1,200	307,80
WING WALL							
12	2,1	0,85	1	-1	53,55	1,900	-101,75
13	1,9	1,75	1	-1	99,75	2,000	-199,50
14	1,9	0,55	1	-1	31,35	2,000	-62,70
15	2,5	1,7	1	-1	127,50	1,700	-216,75
16	2,5	0,6	0,5	-1	22,50	1,850	-41,63
17	0,6	0,55	0,5	-1	4,95	0,850	-4,21
18	Lateral Stopper, n = Dimensi 30 x 30 x 25		10 0,0225	-1	5,63	0,000	0,00
TANAH							
19	1,3	0,85	1	-1	155,14	1,500	-232,71
20	1,1	4	1	-1	617,76	1,600	-988,42
21	0,6	0,55	0,5	-1	23,17	0,850	-19,69
22	0,6	1,7	1	-1	143,21	0,750	-107,41
23	1,7	0,6	0,5	-1	71,60	1,583	-113,37
P _{MS} =					3094,51	M _{MS} =	-2341,00

Beban total akibat berat sendiri struktur atas dan struktur bawah ditunjukkan seperti pada Tabel 5. 6.

Tabel 5. 6 Beban total akibat berat sendiri

No	Berat Sendiri	P _{MS} (kN)	M _{MS} (kNm)
1	Struktur atas	2231,04	-223,10
2	Struktur bawah	3094,51	-2341,00
		5325,55	-2564,10

b. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan berupa lapisan aspal + overlay, railing, lampu penerangan jalan, instalasi ME (Mechanical Engineering), dan genangan air hujan. Skema pembebanan akibat beban mati tambahan seperti pada gambar . Perhitungan beban mati tambahan ditunjukkan pada Tabel 5. 7.

Tabel 5. 7 Beban total akibat beban mati tambahan (MA)

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	w kN/m ³	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + Overlay	0,1	7	30,6	1	22	471,24
2	Railing, lights, dll	w =	0,5	30,6	2		30,6
3	Instalasi ME	w =	0,1	30,6	2		6,12
4	Genangan air hujan	0,05	7	30,6	1	9	96,39
W _{MA} =							604,35

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 1/2 \times W_{MA}$$

$$= 302,18 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. Fondasi,

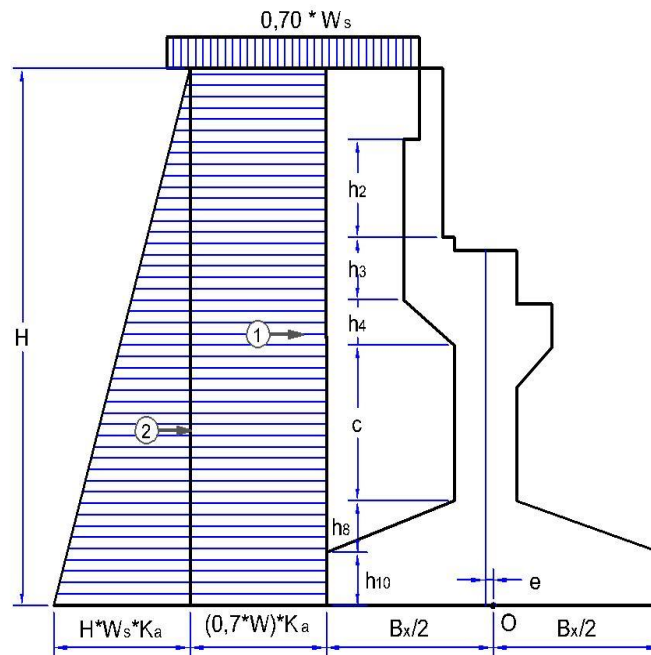
$$e = -B_x/2 + b_6 + b_4/2 = -0,10 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MA} = P_{MA} * e = -30,22 \text{ kNm}$$

c. Tekanan tanah aktif (TA)

Skema pembebanan akibat tekanan tanah aktif ditunjukkan seperti pada .



Gambar 5. 4 Skema pembebanan akibat tekanan tanah aktif

Faktor reduksi, $K_{\varphi}^R = 0,70$; $K_c^R = 0,50$ (BMS 1992, halaman 2-7)

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$c = 0 \text{ kPa}$$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

$$0,7 \times W_s = 12,60 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = \tan^{-1}(K_{\varphi}^R \times \tan \varphi)$$

$$= 0,456 \text{ radian}$$

$$= 26,12^\circ$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi'/2)$$

$$= 0,389$$

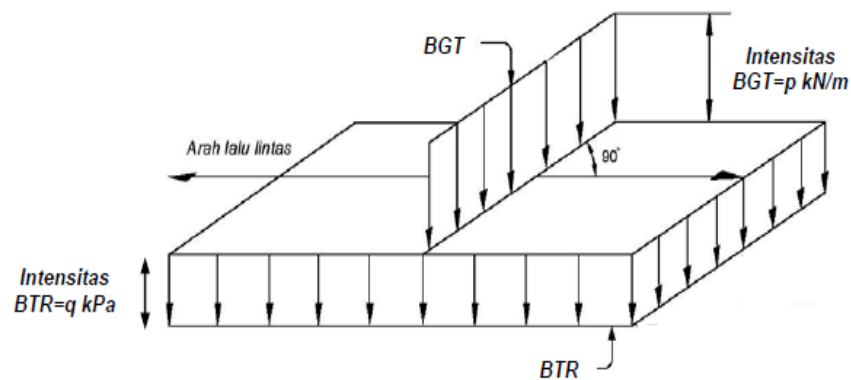
Perhitungan beban akibat tekanan tanah aktif ditunjukkan pada Tabel 5. 8.

Tabel 5. 8 Beban akibat tekanan tanah aktif (TA)

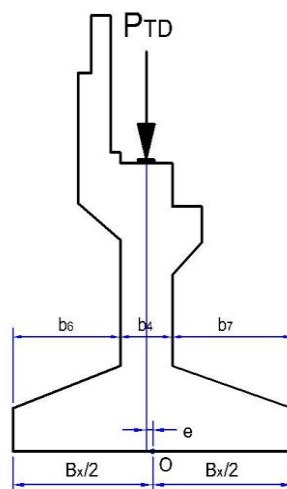
No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$P_{TA,1} = (0,7 \cdot W_s) \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	266,725	$y = H / 2$	3,025	806,844
2	$P_{TA,2} = 1/2 \cdot W_s \cdot H^2 \cdot K_a \cdot B_y$	1152,63	$y = H / 3$	2,01667	2324,48
		1419,36		$M_{TA} =$	3131,32

d. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (BTR) yang bekerja di sepanjang lajur jalan dan beban garis (BGT) seperti ditunjukkan pada Gambar 5. 5. Skema pembebanan beban lajur “D” pada fondasi seperti pada Gambar 5. 6.



Gambar 5. 5 Beban lajur “D” (SNI 1725:2016)



Gambar 5. 6 Skema pembebanan lajur “D”

Panjang bentang jembatan,	L	$=$	30,6 m
BTR,	q	$=$	8,91 kPa
BGT,	p	$=$	49 kN/m
Lebar ruas jalan,	b_1	$=$	7 m
Faktor beban dinamis,	FBD	$=$	0,4

Beban lajur “D” dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W_{TD} &= q \times L \times b_1 + p \times (1 + FBD) \times b_1 \\
 &= 8,91 \times 30,9 \times 7 + 49 \times (1 + 0,4) \times 7 \\
 &= 2389,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban pada abutment akibat beban lajur “D” sebagai berikut :

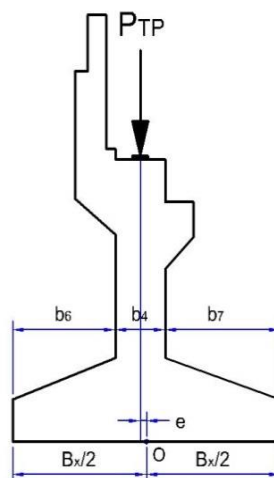
$$\begin{aligned}
 P_{TD} &= 0,50 \times W_{TD} \\
 &= 1194,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat beban lajur “D”

$$\begin{aligned}
 M_{TD} &= P_{TD} \times e \\
 &= -119,46 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e. Beban Pedestrian / Pejalan kaki (TP)

Beban trotoar dihitung berdasarkan luas bidang trotar. Untuk trotoar diatas 600 mm digunakan beban merata rencana yang bekerja pada bidang trotoar sebesar 5 kPa. Skema pembebanan akibat beban pejalan kaki ditunjukkan pada Gambar 5. 1.



Gambar 5. 7 Skema pembebanan akibat beban pejalan kaki

Dengan panjang bentang jembatan ($L = 30,6$ m), lebar trotoar ($b_2 = 1$ m) dan jumlah trotoar ($n = 2$), maka :

Luas bidang trotoar yang didukung abutment (A) :

$$\begin{aligned} A &= b_2 \times \frac{1}{2} L \times n \\ &= 1 \times 15,3 \times 2 \\ &= 30,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban pada abutment akibat pejalan kaki,

$$\begin{aligned} P_{TP} &= A \times q \\ &= 30,6 \times 5 \\ &= 153 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat beban pejalan kaki,

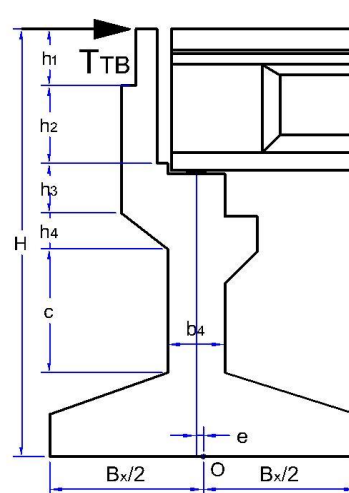
$$\begin{aligned} M_{TP} &= P_{TP} \times e \\ &= 153 \times -0,1 \\ &= -15,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Gaya Rem (TB)

Besarnya gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi merata

Skema pembebanan akibat gaya rem ditunjukkan pada Gambar 5. 8.



Gambar 5. 8 Skema pembebanan akibat gaya rem (TB)

Dengan :

Berat truk rencana,	W_{TB}	=	500	kN
Berat gandar truk rencana,	W_{TBG}	=	225	kN
Jumlah lajur rencana searah,	n	=	2	buah
Beban lajur terbagi merata (BTR),	q	=	8,91	kPa
Panjang bentang jembatan,	L	=	30,6	m
Lebar total lajur rencana yang searah,	B	=	7	m

Maka besarnya gaya rem dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 0,25 \times W_{TBG} \times n \\ &= 0,25 \times 225 \times 2 \\ &= 112,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 0,05 \times (W_{TBG} + q \times L \times B) \\ &= 0,05 \times (225 + 8,91 \times 30,6 \times 7) \\ &= 120,445 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diambil gaya rem terbesar yaitu, $T_{TB} = 120,45 \text{ kN}$

Lengan terhadap fondasi yaitu, $Y_{TB} = h_7 = 6,05 \text{ m}$

Momen terhadap fondasi akibat gaya rem dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{TB} &= T_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 120,45 \times 6,05 \\ &= 728,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

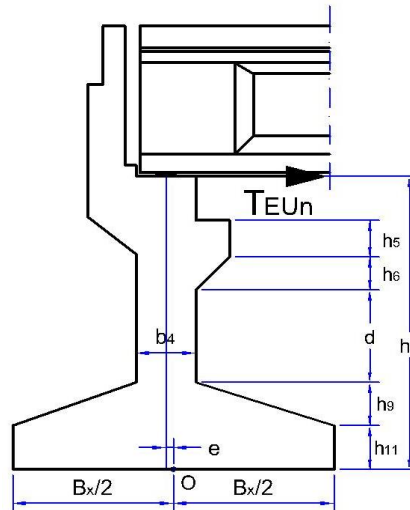
Lengan terhadap breastwall yaitu, $Y'_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,85 \text{ m}$

Momen pada breastwall dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M'_{TB} &= T_{TB} \times Y'_{TB} \\ &= 120,45 \times 4,85 \\ &= 584,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

g. Pengaruh Temperatur (EU_n)

Skema pembebanan akibat pengaruh temperatur seragam dapat dilihat pada Gambar 5. 9.



Gambar 5. 9 Skema pembebanan akibat pengaruh temperatur seragam (T_{EU_n})

Dengan :

Temperatur maksimum rata-rata,	$T_{\max} = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$
Temperatur minimum rata-rata,	$T_{\min} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$
Koefisien muai temperatur,	$\alpha = 0,00001\text{ mm/mm/}^{\circ}\text{C}$
Kekakuan geser untuk tumpuan elastomer,	$K_T = 2,7\text{ kN/mm}$
Panjang bentang girder,	$L = 30\text{ m}$
Jumlah tumpuan,	$n = 5\text{ buah}$

Maka besaran rentang simpangan dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \Delta_T &= \alpha \times L \times (T_{\max} - T_{\min}) \\
 &= 0,00001 \times 30 \times (40 - 15) \\
 &= 7,5\text{ mm}
 \end{aligned}$$

Gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_{EU_n} &= \Delta_T/2 \times K_T \times n \\
 &= 7,5/2 \times 2,7 \times 5 \\
 &= 50,625\text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi yaitu, $Y_{EU_n} = h_7 = 4\text{ m}$

Momen pada fondasi akibat pengaruh temperatur,

$$\begin{aligned}
 M_{EU_n} &= T_{EU_n} \times Y_{EU_n} \\
 &= 50,625 \times 4 \\
 &= 202,5\text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap breastwall yaitu, $Y'_{EU_n} = h_7 - h_9 - h_{11} = 2,8 \text{ m}$

Momen pada breastwall akibat pengaruh temperatur,

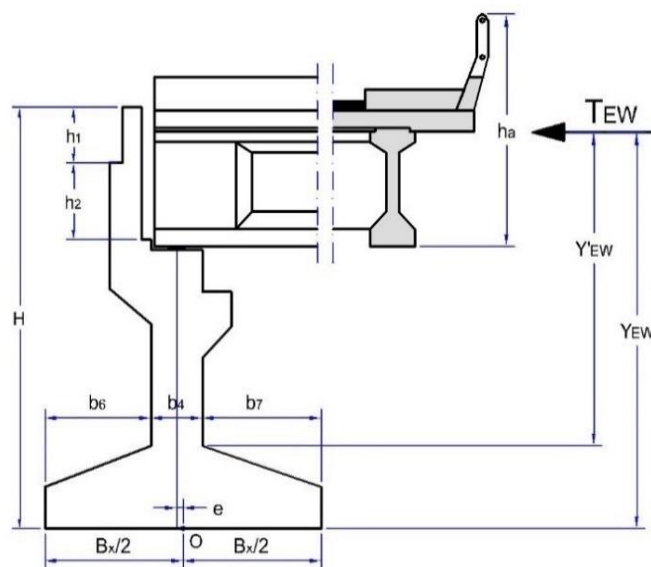
$$\begin{aligned} M'_{EU_n} &= T_{EU_n} \times Y'_{EU_n} \\ &= 50,625 \times 2,8 \\ &= 141,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

h. Beban Angin (EW)

- Angin yang Meniup Bidang Samping Jembatan (EWs)

Besarnya gaya angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung berdasarkan tekanan angin rencana yang dihitung menurut persamaan (7).

Skema pembebanan akibat beban angin yang meniup bidang samping jembatan ditunjukkan pada Gambar 5. 10.



Gambar 5. 10 Skema pembebanan akibat beban angin pada struktur atas (EWs)

Beban angin dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_b &= L/2 \times h_a \\ &= 30,6 / 2 \times 3,20 \\ &= 48,96 \text{ m}^2 \\ V_{DZ} &= 30 \text{ km/jam} \\ V_B &= 90 \text{ km/jam} \\ P_B &= 0,0024 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_D &= P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\
 &= 0,0024 \times (30/90)^2 \\
 &= 0,00027 \text{ MPa} \\
 T_{EWs} &= P_D \times A_b \times 1000 \\
 &= 0,00027 \times 48,96 \times 1000 \\
 &= 13,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas tidak boleh diambil lebih kecil dari 4,4 kN/m yang dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 T_{EWs,min} &= 4,4 \times L/2 \\
 &= 67,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Sehingga beban angin yang digunakan yaitu, $T_{EWs} = 67,32 \text{ kN}$

Lengan terhadap fondasi yaitu, $Y_{EWs} = h_7 + h_a/2 = 5,6 \text{ m}$

Momen pada fondasi akibat beban angin pada struktur atas yaitu,

$$\begin{aligned}
 M_{EWs} &= T_{EWs} * Y_{EWs} \\
 &= 73,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

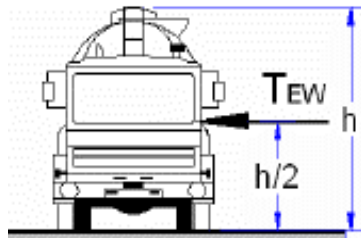
Lengan terhadap breastwall yaitu, $Y'_{EWs} = h_7 - h_9 - h_{11} + h_a/2 = 4,4 \text{ m}$

Momen pada breastwall akibat beban angin pada struktur yaitu,,

$$\begin{aligned}
 M'_{EWs} &= T_{EWs} * Y'_{EWs} \\
 &= 57,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Angin yang Meniup Kendaraan (EW_L)

Gaya angin yang meniup kendaraan dianggap sebagai beban merata sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus, dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Skema pembebanan dapat ditunjukkan pada Gambar 5. 11.



Gambar 5. 11 Skema beban angin yang meniup kendaraan

Dengan panjang bidang kendaraan yang tertiuip angin dianggap bekerja sepanjang jembatan ($L = 30,6$ m). Maka gaya angin yang meniup kendaraan dihitung sebagai berikut,

$$\begin{aligned} T_{EWL} &= 1,46 \times L/2 \\ &= 22,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi yaitu, $Y_{EWL} = H = 6,05$ m

Momen pada fondasi akibat beban angin pada kendaraan yaitu,

$$\begin{aligned} M_{EWL} &= T_{EWL} \times Y_{EWL} \\ &= 135,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

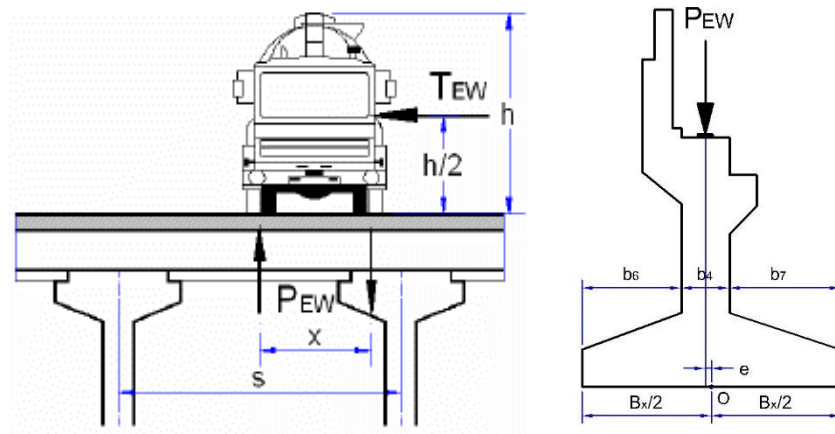
Lengan terhadap breastwall yaitu, $Y'_{EWL} = Y_{EWL} - h_9 - h_{11} = 4,85$ m

Momen pada breastwall akibat beban angin pada kendaraan yaitu,

$$\begin{aligned} M'_{EWL} &= T_{EWL} \times Y'_{EWL} \\ &= 108,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Transfer Beban Angin ke Lantai Jembatan (EW_L)

Skema transfer beban angin ke lantai jembatan ditunjukkan pada Gambar 5. 12.



Gambar 5. 12 Skema transfer beban angin ke lantai jembatan

Dengan beban angin yang meniup kendaraan $T_{EW} = 22,34$ kN, yang bekerja pada jarak 1800 mm dari permukaan jalan, dan jarak antar roda kendaraan $X = 1,75$ m.

$$\begin{aligned} P_{EWL} &= 2 \times (1,8 / x \times T_{EWL}) \\ &= 2 \times (1,8 / 1,75 \times 22,34) \end{aligned}$$

$$= 45,95 \text{ kN}$$

Momen pada fondasi akibat transfer beban angin kendaraan,

$$\begin{aligned} M_{EWL} &= T_{EWL} \times e \\ &= 45,95 \times -0,10 \\ &= -4,60 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rekap Beban Angin Total pada Abutment

Rekapitulasi dari keseluruhan beban angin ditunjukkan pada Tabel 5. 9.

Tabel 5. 9 Rekap beban angin total pada abutment

NO	AKSI/BEBAN	P_{EW} (kN)	T_{EWx} (kN)	T_{EWy} (kN)	M_{EWx} (kNm)	M_{EWy} (kNm)	M'_{EWx} (kNm)	M'_{EWy} (kNm)
1	STRUKTUR (EW_s)			67,32		60,3075		46,8435
2	KENDARAAN (EW_L)	45,9525		22,338	-4,5952	135,145		108,339

i. Beban Gempa (EQ)

Berdasarkan peta gempa dan lokasi jembatan rencana didapatkan untuk lokasi Yogyakarta :

$$\text{Percepatan puncak horizontal di batuan dasar, } PGA = 0,50 \text{ g}$$

$$\text{Percepatan horizontal periode getar 0,2 detik, } S_s = 1,20 \text{ g}$$

$$\text{Percepatan horizontal periode getar 1 detik, } S_1 = 0,60 \text{ g}$$

Untuk jenis tanah di dasar fondasi berupa Tanah Keras (Kelas situs SC) maka faktor amplifikasi menurut SNI 2833:2016 sebagai berikut :

$$\text{Faktor amplifikasi untuk PGA, } F_{PGA} = 1,00 \text{ g}$$

$$\text{Faktor amplifikasi untuk 0,2 detik, } F_a = 1,05 \text{ g}$$

$$\text{Faktor amplifikasi untuk 1 detik, } F_v = 1,30 \text{ g}$$

Nilai untuk perumusan respon spektra dihitung sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA = 0,50 \text{ g}$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s = 1,26 \text{ g}$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 = 0,78 \text{ g}$$

Koefisien respon gempa elastik dibuat mengikut persamaan berikut :

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \text{untuk } T < T_0$$

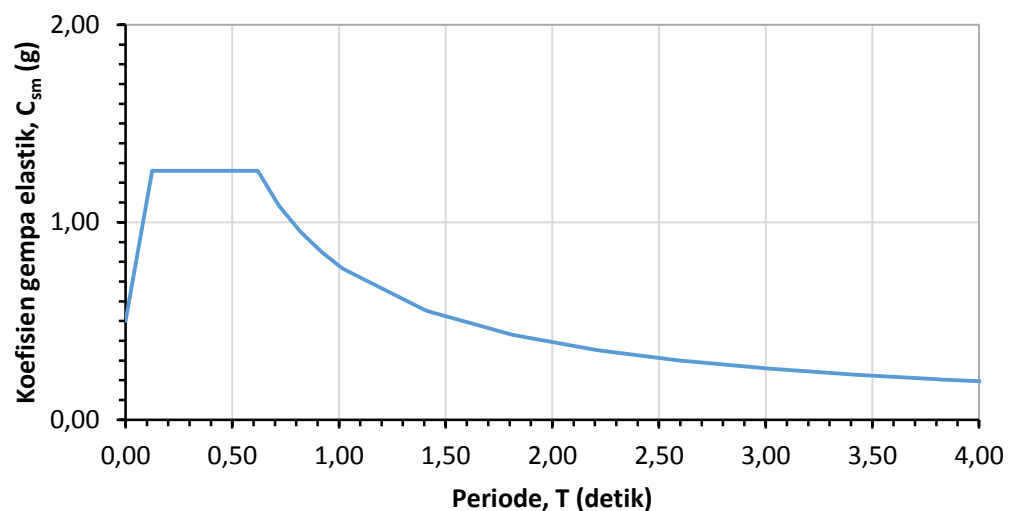
$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{untuk } T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{untuk } T > T_s$$

$$\begin{aligned} T_s &= S_{D1} / S_{DS} \\ &= 0,62 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,12 \text{ detik} \end{aligned}$$

Perhitungan koefisien respon elastik untuk setiap periode ditunjukkan pada Tabel 5. 10. Kurva respon elastik didapatkan dari membuat grafik koefisien respon elastik terhadap periode seperti ditunjukkan pada Gambar 5. 13.



Gambar 5. 13 Kurva respon elastik

Tabel 5. 10 Perhitungan koefisien respon elastik (C_{SM})

	T (detik)	C_{SM} (g)		T (detik)	C_{SM} (g)
$T_{(T=0)} =$	0,00	0,50	$T_{S+2,0} =$	4,22	0,18
$T_0 =$	0,12	1,26	$T_{S+2,1} =$	4,32	0,18
$T_S =$	0,62	1,26	$T_{S+2,2} =$	4,42	0,18
$T_{S+0,1} =$	0,72	1,08	$T_{S+2,3} =$	4,52	0,17
$T_{S+0,2} =$	0,82	0,95	$T_{S+2,4} =$	4,62	0,17
$T_{S+0,3} =$	0,92	0,85	$T_{S+2,5} =$	4,72	0,17
$T_{(T=1)} =$	1,00	0,78	$T_{S+2,6} =$	4,82	0,16
$T_{S+0,4} =$	1,02	0,77	$T_{S+2,7} =$	4,92	0,16
$T_{S+0,5} =$	1,40	0,56	$T_{S+2,8} =$	5,02	0,16
$T_{S+0,6} =$	1,42	0,55	$T_{S+2,9} =$	5,12	0,15
$T_{S+0,7} =$	1,80	0,43	$T_{S+3,0} =$	5,22	0,15
$T_{S+0,8} =$	1,82	0,43	$T_{S+3,1} =$	5,32	0,15
$T_{S+0,9} =$	2,20	0,35	$T_{S+3,2} =$	5,42	0,14
$T_{S+1,0} =$	2,22	0,35	$T_{S+3,3} =$	5,52	0,14
$T_{S+1,1} =$	2,60	0,30	$T_{S+3,4} =$	5,62	0,14
$T_{S+1,2} =$	2,62	0,30	$T_{S+3,5} =$	5,72	0,14
$T_{S+1,3} =$	3,00	0,26	$T_{S+3,6} =$	5,82	0,13
$T_{S+1,4} =$	3,02	0,26	$T_{S+3,7} =$	5,92	0,13
$T_{S+1,5} =$	3,40	0,23	$T_{S+3,8} =$	6,02	0,13
$T_{S+1,6} =$	3,42	0,23	$T_{S+3,9} =$	6,12	0,13
$T_{S+1,7} =$	3,80	0,21	$T_{S+4,0} =$	6,22	0,13
$T_{S+1,8} =$	3,82	0,20	$T_{S+4,1} =$	6,32	0,12
$T_{S+1,9} =$	4,20	0,19	$T_{S+4,2} =$	6,42	0,12
$T_{S+2,0} =$	4,22	0,18	$T_{S+4,3} =$	6,52	0,12

- **Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)**

1. Beban Gempa dari Struktur Atas

$$\begin{aligned} \text{Tinggi breastwall } (L_b) &= h_3 + h_4 + c \\ &= 2,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Ukuran penampang breastwall } b \times h = 9 \times 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Inersia penampang breastwall } (I_x) = 1/12 \times b \times h^3$$

$$\begin{aligned}
&= 0,2573 \text{ m}^4 \\
\text{Mutu beton breastwall (} f_c' \text{)} &= 25 \text{ MPa} \\
\text{Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} &= 4700 \times f_c'^{0,5} \\
&= 23500 \text{ MPa} \\
&= 2,35 \times 10^7 \text{ kPa} \\
\text{Nilai kekakuan breastwall (} K_p \text{)} &= 3 \times E_c \times I_x / L_b^3 \\
&= 743619,05 \text{ kN/m} \\
\text{Nilai kekakuan tumpuan total (} K_{T,\text{total}} \text{)} &= K_T \times n \\
&= 13500 \text{ kN/m} \\
\text{Nilai kekakuan total (} K_x \text{)} &= 2 \times (K_p \times K_T) / (K_p + K_T) \\
&= 26518,57 \text{ kN} \\
\text{Berat sendiri struktur atas (} P_{MS} \text{)} &= 4462,07 \text{ kN} \\
\text{Beban mati tambahan (} P_{MA} \text{)} &= 302,18 \text{ kN} \\
\text{Total beban tetap bangunan atas (} W_{TP} \text{)} &= P_{MS} + P_{MA} \\
&= 4764,25 \text{ kN} \\
\text{Panjang bentang jembatan (} L \text{)} &= 30,6 \text{ m} \\
\text{Lendutan arah memanjang (} V_{s,x} \text{)} &= P_0 \times L / K_x \\
&= 1 \times 30,6 / 26518,57 \\
&= 0,0012 \text{ m}
\end{aligned}$$

Periode alami struktur dihitung menggunakan persamaan (8), (9), (10), dan (11) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
W_P &= W_{TP} / L \\
&= 155,69 \text{ kN/m}^2 \\
\alpha &= \int v_s(x) dx &= V_{s,x} \times L \\
&= 0,0012 \times 30,6 \\
&= 0,0353 \text{ m}^2 \\
\beta &= \int w(x) v_s(x) dx &= W_P \times V_{s,x} \times L \\
&= 155,69 \times 0,0012 \times 30,6 \\
&= 5,498 \text{ kNm} \\
\gamma &= \int w(x) v_s^2(x) dx &= W_P \times (V_{s,x})^2 \times L \\
&= 155,69 \times (0,0012)^2 \times 30,6 \\
&= 0,0063 \text{ kNm}^2
\end{aligned}$$

Periode alami dihitung menggunakan persamaan (11) :

$$\begin{aligned}
 T_f &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{0,0063}{1 \times 9,81 \times 0,0353}} \\
 &= 0,85 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan kurva respon elastik (Gambar 5. 13) dan nilai periode alami ($T_f = 0,85$ detik) didapatkan koefisien respon elastik $C_{SM} = 0,917$ g.

Gaya gempa statik ekuivalen dihitung menggunakan persamaan (15) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_e(x) &= \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x) \\
 &= \frac{5,498 \times 0,917}{0,0063} \times 155,69 \times 0,0012 \\
 &= 142,82 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan faktor modifikasi respon, $R = 3$ (SNI 2833:2016) maka gaya geser gempa pada abutment dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_{EQx} &= P_e(x) \times L / (2 \times R) \\
 &= 142,82 \times 30,6 / (2 \times 3) \\
 &= 728,40 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

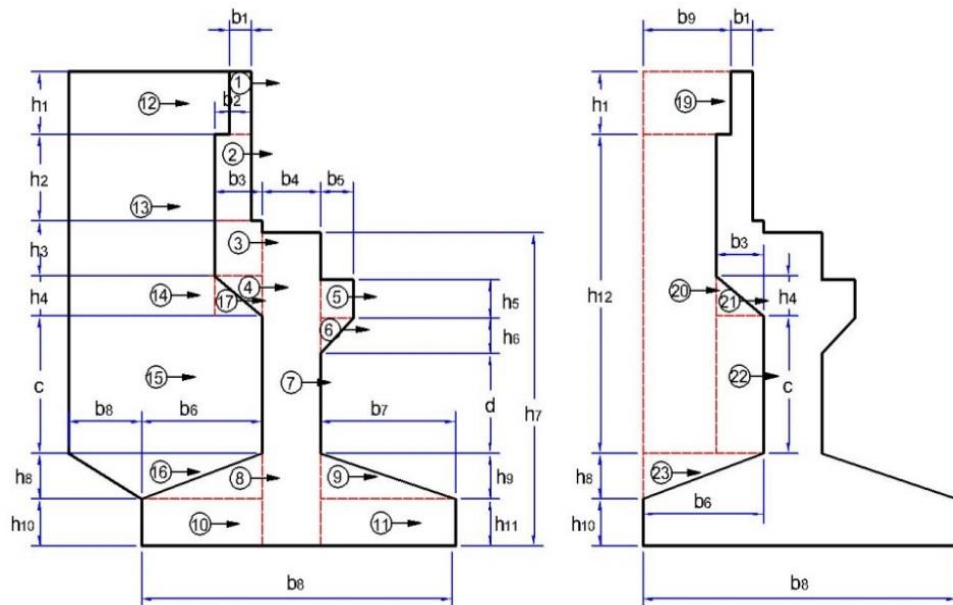
2. Beban Gempa pada Struktur Bawah

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah timbunan } (W_{\text{Tanah}}) &= 1010,88 \text{ kN} \\
 \text{Berat sendiri struktur bawah } (P_{\text{MS (str bawah)}}) &= 3094,51 \text{ kN} \\
 \text{Berat sendiri abutment tanpa tanah } (W_A) &= P_{\text{MS (str bawah)}} - W_{\text{Tanah}} \\
 &= 2083,63 \text{ kN} \\
 \text{Periode alami struktur bawah } (T_f) &= 2\pi \sqrt{\frac{W_A}{g K_p}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{2083,63}{9,81 \times 743619,05}} \\
 &= 0,11 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan kurva respon elastik (Gambar 5. 13) dan nilai periode alami ($T_f = 0,0965$ detik) didapatkan koefisien respon elastik $C_{SM} = 1,15$ g. Dengan faktor modifikasi respon $R = 3$. Gaya statik ekuivalen abutment dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{EQx} &= C_{SM} / R \times W_t \\ &= 1,15 / 3 \times W_t \\ &= 0,384 \times W_t \end{aligned}$$

Distribusi dan total beban gempa ditampilkan pada Tabel 5. 11. Skema pembebanan akibat gempa arah memanjang jembatan ditunjukkan pada Gambar 5. 14.



Gambar 5. 14 Skema pembebanan akibat gempa arah memanjang

Tabel 5. 11 Distribusi beban gempa arah memanjang jembatan

NO	Berat W _t (kN)	T _{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M _{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P _{MS}	2231,04	728,40	y = H - (h ₁ + h ₂)/2	5,075	3696,63
P _{MA}	302,175				
ABUTMENT					
1	57,375	22,03	y ₁ = H - h ₁ /2	6,825	150,347
2	123,750	47,51	y ₂ = H - h ₁ - h ₂ /2	5,500	261,323
3	87,750	33,69	y ₃ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ /2	4,500	151,611
4	37,125	14,25	y ₄ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ - h ₄ /3	3,900	3,900
5	50,625	19,44	y ₅ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ - h ₄ /2	3,775	3,775
6	22,781	8,75	y ₆ = h ₁₁ + h ₉ + d + h ₆ *2/3	3,133	3,133
7	630,000	241,89	y ₇ = h ₇ /2	568,432	577,712
8	114,750	44,06	y ₈ = h ₁₀ + h ₈ /3	1,400	61,681
9	128,250	49,24	y ₉ = h ₁₁ + h ₉ /3	1,400	68,9375
10	229,500	88,12	y ₁₀ = h ₁₀ /2	52,8694	50,1503
11	256,500	98,48	y ₁₁ = h ₁₁ /2	59,0893	50,1503
WING WALL					
12	53,55	20,56	y ₁₂ = y ₁	6,825	140,324
13	99,75	38,30	y ₁₃ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ + (h ₃ + h ₂)/2	4,275	164,181
14	31,35	12,04	y ₁₄ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /2	3,075	3,075
15	127,50	48,95	y ₁₅ = h ₁₀ + h ₈ + c/2	2,000	2,000
16	22,50	8,64	y ₁₆ = h ₁₀ + h ₈ *2/3	1,000	1,000
17	4,95	1,90	y ₁₇ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /3	2,983	2,983
18	5,63	2,16	y ₁₈ = h ₇	4,000	8,63879
TANAH					
19	155,14	59,57	y ₁₉ = H - h ₁ /2	5,625	335,06
20	617,76	237,19	y ₂₀ = h ₁₀ + h ₈ + h ₁₂ /2	3,200	758,997
21	23,17	8,89	y ₂₁ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /3	2,983	26,5353
22	143,21	54,98	y ₂₂ = h ₁₀ + h ₈ + c/2	2,000	109,968
23	71,60	27,49	y ₂₃ = h ₁₀ + h ₈ *2/3	1,000	27,4921
T _{EQx} =		1916,53	M _{EQx} =		6945,35

- **Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)**

1. Beban Gempa dari Struktur Atas

$$\begin{aligned}
 \text{Inersia penampang melintang jembatan } (I_y) &= 1/12 \times h_a \times B^3 \\
 (\text{Perhitungan ditampilkan dalam lampiran A}) &= 4829,09 \text{ m}^4 \\
 E_c I_y &= 1,135 \times 10^{11} \\
 \text{Inersia penampang breastwall } (I_y) &= 1/12 \times h \times b^3 \\
 &= 42,525 \text{ m}^4 \\
 \text{Nilai kekakuan breastwall } (K_p) &= 3 \times E_c \times I_y / L_b^3 \\
 &= 122924781,7 \text{ kN/m} \\
 \text{Lendutan arah melintang pada abutment } (V_{s,y}) &= P_0 \times \frac{1}{2} \times L / K_p \\
 &= 1,2447 \times 10^{-7} \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lendutan yang terjadi di sepanjang bentang didapatkan menggunakan rumus berikut :

$$V_s(x) = \frac{P_0}{24EI} (x^4 - 2Lx^3 + L^3x)$$

Tabel 5. 12 Tabel perhitungan gaya gempa arah melintang

Jarak	Defleksi		Defleksi^2		Statik Ekuivalen	Gaya Gempa
x	$V_s(x)$	$V_s(x)$	$V_s^2(x)$	$V_s^2(x)$	$P_e(x)$	T_{EQ}
(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(kN/m)	(kN)
0	0	1,2E-07	0	1,5E-14	97,47	186,41
3,825	3,9E-08	1,2E-07	1,5E-15	1,5E-14	128,05	489,81
7,65	7,2E-08	1,2E-07	5,1E-15	1,5E-14	153,59	587,50
11,475	9,3E-08	1,2E-07	8,7E-15	1,5E-14	170,40	651,77
15,3	1E-07	1,2E-07	1E-14	1,5E-14	176,24	674,13
19,125	9,3E-08	1,2E-07	8,7E-15	1,5E-14	170,40	651,77
22,95	7,2E-08	1,2E-07	5,1E-15	1,5E-14	153,59	587,50
26,775	3,9E-08	1,2E-07	1,5E-15	1,5E-14	128,05	489,81
30,6	0	1,2E-07	0	1,5E-14	97,47	186,41
Jumlah	5,1E-07		4,1E-14	1,4E-13		4505,09

$$\begin{aligned}
 W_P &= W_{TP} / L \\
 &= 155,69 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\alpha &= \int v_s(x) dx &= 5,1 \times 10^{-7} \times 3,825 + 1,2 \times 10^{-7} \times 30,6 \\
&&= 5,753 \times 10^{-6} \text{ m}^2 \\
\beta &= \int w(x) v_s(x) dx &= 155,69 \times 5,5 \times 10^{-6} \\
&&= 8,895 \times 10^{-4} \text{ kNm} \\
\gamma &= \int w(x) v_s^2(x) dx &= 161,14 \times (4,1 \times 3,825 + 1,3 \times 30,6) \times 10^{-14} \\
&&= 9,81 \times 10^{-11} \text{ kNm}^2
\end{aligned}$$

Periode alami dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
T_f &= 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \\
&= 2\pi \sqrt{\frac{9,81 \times 10^{-11}}{1 \times 9,81 \times 5,753 \times 10^{-6}}} \\
&= 0,0083 \text{ detik}
\end{aligned}$$

Berdasarkan kurva respon elastik (Gambar 5. 13) dan nilai periode alami ($T_f = 0,0083$ detik) didapatkan koefisien respon elastik $C_{SM} = 0,551$ g.

Gaya gempa statik ekivalen dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
T_{EQ} &= \int_0^L P_e(x) dx = \frac{\beta C_{sm} W_p V_t}{\gamma} \\
P_e(x) &= \frac{8,895 \times 10^{-4} \times 0,551 \times 155,69}{9,81 \times 10^{-11}} \times V_t \\
P_e(x) &= 7,831 \times 10^8 \times V_t
\end{aligned}$$

Gaya gempa pada tiap titik didapatkan dari perkalian $P_e(x)$ dengan lendutan pada tiap titik (V_t). Gaya gempa total (ΣT_{EQ}) arah melintang jembatan didapatkan dengan menjumlahkan seluruh gaya pada tiap titik seperti ditunjukkan pada Tabel 5. 12. Didapatkan gaya gempa total sebesar $\Sigma T_{EQ} = 4505,09$ kN. Dengan faktor modifikasi respon $R = 2$, maka gaya gempa pada abutment dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
T_{EQy} &= \Sigma T_{EQ} / (2 \times R) \\
&= 4505,09 / (2 \times 2) \\
&= 1126,27 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2. Beban Gempa pada Struktur Bawah

$$\text{Berat tanah timbunan } (W_{\text{Tanah}}) = 1010,88 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah } (P_{\text{MS (str bawah)}}) = 3094,51 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri abutment tanpa tanah } (W_A) &= P_{\text{MS (str bawah)}} - W_{\text{Tanah}} \\ &= 2083,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Periode alami struktur bawah } (T_f) &= 2\pi \sqrt{\frac{W_A}{gK_p}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{2083,63}{9,81 \times 743619,05}} \\ &= 0,0083 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan kurva respon elastik (Gambar 5. 13) dan nilai periode alami ($T_f = 0,0083$ detik) didapatkan koefisien respon elastik $C_{SM} = 0,551$ g. Dengan faktor modifikasi respon $R = 2$. Gaya statik ekuivalen abutment dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{EQy} &= C_{SM} / R \times W_t \\ &= 0,551 / 2 \times W_t \\ &= 0,275 \times W_t \end{aligned}$$

Distribusi dan total beban gempa ditampilkan pada Tabel 5. 13.

Tabel 5. 13 Distribusi beban gempa arah melintang jembatan

NO	Berat W _t (kN)	T _{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M _{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P _{MS}	2314,42	1126,27	y = H - (h ₁ + h ₂)/2	5,075	5715,83
P _{MA}	302,175				
ABUTMENT					
1	57,375	15,80	y ₁ = H - h ₁ /2	6,825	107,822
2	123,750	34,07	y ₂ = H - h ₁ - h ₂ /2	5,500	187,41
3	87,750	24,16	y ₃ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ /2	4,500	108,729
4	37,125	10,22	y ₄ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ - h ₄ /3	3,900	39,8671
5	50,625	13,94	y ₅ = H - h ₁ - h ₂ - h ₃ - h ₄ /2	3,775	52,6218
6	22,781	6,27	y ₆ = h ₁₁ + h ₉ + d + h ₆ *2/3	3,133	19,65
7	630,000	173,47	y ₇ = h ₇ /2	2,350	407,65
8	114,750	31,60	y ₈ = h ₁₀ + h ₈ /3	1,400	44,23
9	128,250	35,31	y ₉ = h ₁₁ + h ₉ /3	1,400	49,44
10	229,500	63,19	y ₁₀ = h ₁₀ /2	0,600	37,92
11	256,500	70,63	y ₁₁ = h ₁₁ /2	0,600	42,38
WING WALL					
12	59,85	16,44	y ₁₂ = y ₁	6,825	100,63
13	105,45	28,97	y ₁₃ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ + (h ₃ + h ₂)/2	4,225	116,04
14	31,35	8,61	y ₁₄ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /2	3,075	26,54
15	127,50	35,02	y ₁₅ = h ₁₀ + h ₈ + c/2	2,000	70,21
16	22,50	6,18	y ₁₆ = h ₁₀ + h ₈ *2/3	1,000	6,20
17	4,95	1,36	y ₁₇ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /3	2,983	4,07
18	5,63	1,55	y ₁₈ = h ₇	4,000	6,20
TANAH					
19	173,39	47,63	y ₁₉ = H - h ₁ /2	5,625	240,29
20	633,20	173,94	y ₂₀ = h ₁₀ + h ₈ + h ₁₂ /2	3,200	544,32
21	23,17	6,36	y ₂₁ = h ₁₀ + h ₈ + c + h ₄ /3	2,983	19,03
22	143,21	39,34	y ₂₂ = h ₁₀ + h ₈ + c/2	2,000	78,86
23	71,60	19,67	y ₂₃ = h ₁₀ + h ₈ *2/3	1,000	19,72
T _{EQy} =		1978,34	M _{EQy} =		8045,67

j. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Skema pembebanan akibat tekanan tanah aktif dinamis dapat dilihat pada Gambar 5. 12 .Perhitungan tekanan tanah dinamis menggunakan koefisien tekanan tanah aktif Mononobe-Okabe dengan data tanah di belakang dinding sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Sudut geser internal tanah tereduksi, } \phi &= 26,112^\circ \\
 \text{Sudut geser di antara tanah dan abutment, } \delta &= 0^\circ \\
 \text{Koefisien percepatan horizontal, } K_h &= 0,5 \times A_s \\
 &= 0,5 \times 0,5 \\
 &= 0,25 \\
 \text{Koefisien percepatan vertikal, } K_v &= 0 \\
 \text{Kemiringan dinding thd. Bidang vertikal, } \beta_a &= 0^\circ \\
 \text{Sudut kemiringan timbunan, } i &= 0^\circ \\
 \theta &= \arctan(K_h/(1-K_v)) \\
 &= \arctan(0,25/(1-0)) \\
 &= 14,0362^\circ
 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif Mononobe-Okabe :

$$\begin{aligned}
 K_{AE} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^2 \\
 &= \frac{\cos^2(26,112 - 14,037 - 0)}{\cos 14,037 \cos^2 0 \cos(0 + 14,037 + 0)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(0 + 26,112) \sin(26,112 - 14,037 - 0)}{\cos(0 + 14,037 + 0) \cos(0 - 0)}} \right)^2 \\
 &= 0,5938
 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah dari Mononobe-Okabe merupakan resultan dari tekanan tanah aktif statis dan dinamis. Untuk menghitung tekanan tanah aktif dinamis saja maka perlu menghitung koefisien tekanan tanah dinamis sebagai berikut :

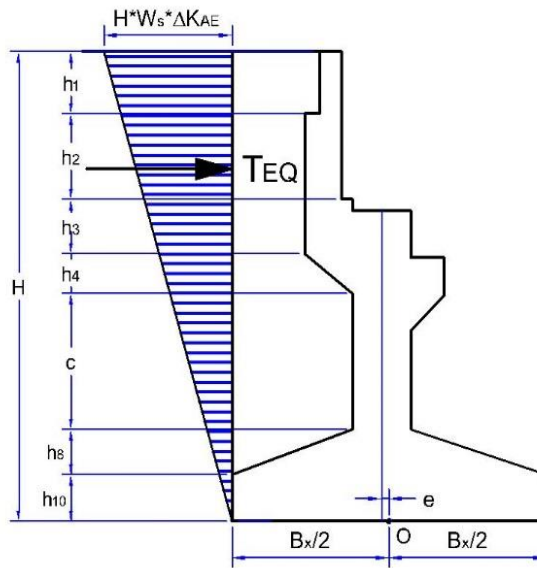
$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah akibat gempa, } K_{AE} &= 0,5938 \\
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif (statis) } K_a &= 0,3888 \\
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif (dinamis), } \Delta K_{AE} &= K_{AE} - K_a \\
 &= 0,5938 - 0,388 \\
 \Delta K_{AE} &= 0,2050
 \end{aligned}$$

Dengan tinggi tanah timbunan $H_t = 6,05$ m, lebar abutment $B_y = 9$ m, dan berat jenis tanah timbunan $W_s = 18$ kN/m³, maka gaya gempa lateral (T_{EQ}) dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= \frac{1}{2} \times H_t^2 \times W_s \times \Delta K_{AE} \times B_y \\ &= \frac{1}{2} \times 6,05^2 \times 18 \times 0,250 \times 9 \\ &= 607,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi yaitu, $Y_{EQ} = 2/3 \times H = 4,033$ m

Momen akibat gempa, $M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 2451,6$ kNm



Gambar 5. 15 Skema pembebanan akibat tekanan tanah aktif dinamis

k. Rekapitulasi Beban – Beban yang Bekerja pada Abutment

Rekapitulasi beban-beban yang bekerja pada abutment ditunjukkan pada Tabel 5. 14.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi bebam-beban yang bekerja pada abutment

JENIS BEBAN			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5325,55			-2564,10	
2	Beb. mati tambahan	MA	302,18			-30,22	
3	Tekanan tanah	TA		1419,36		3131,32	
B	Beban Lalu-Lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1194,55			-119,46	
5	Beban pedestrian	TP	153			-15,3	
6	Gaya rem	TB		120,45		728,69	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ER		50,63		141,75	
8	Angin struktur	EW _s			185,13		60,31
9	Angin kendaraan	EW _L	45,95		22,34	-4,60	135,145
10	Beban gempa	EQ		1916,53	1978,34	6945,35	8045,67
11	Tek. tanah dinamis	EQ		607,84		2451,62	
D	Aksi Lainnya						
12	Gesekan						

I. Kombinasi Beban Kerja pada Abutment

Kombinasi beban yang bekerja pada abutment ditunjukkan berturut-turut pada Tabel 5. 15 sampai dengan Tabel 5. 25.

Tabel 5. 15 Kombinasi Kuat I

Kombinasi Kuat I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"	1,8	2150,19	0,00	0,00	-215,02	0,00
5	Beban pedestrian	1,8	275,40	0,00	0,00	-27,54	0,00
6	Gaya rem	1,8	0,00	216,80	0,00	1311,65	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			9953,15	2051,75	0,00	1759,57	0,00

Tabel 5. 16 Kombinasi Kuat II

Kombinasi Kuat II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"	1,4	1672,37	0,00	0,00	-167,24	0,00
5	Beban pedestrian	1,4	214,20	0,00	0,00	-21,42	0,00
6	Gaya rem	1,4	0,00	168,62	0,00	1020,17	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			9414,13	2003,57	0,00	1522,00	0,00

Tabel 5. 17 Kombinasi Kuat III

Kombinasi Kuat III			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	1,4	0,00	0,00	259,18	0,00	84,43
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7527,56	1834,95	259,18	690,49	84,43

Tabel 5. 18 Kombinasi Kuat IV

Kombinasi Kuat IV			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7527,56	1834,95	0,00	690,49	0,00

Tabel 5. 19 Kombinasi Kuat V

Kombinasi Kuat V			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,4	0,00	0,00	74,05	0,00	24,12
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	-4,60	135,14
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7573,51	1834,95	96,39	685,89	159,27

Tabel 5. 20 Kombinasi Ekstrem I

Kombinasi Ekstrem I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	1	0,00	1916,53	1978,34	6945,35	8045,67
11	Tek. tanah dinamis	1	0,00	607,84	0,00	2451,62	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7527,56	4298,57	1978,34	9917,36	8045,67

Tabel 5. 21 Kombinasi Ekstrem II

Kombinasi Ekstrem II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	6923,21	0,00	0,00	-3333,33	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1774,20	0,00	3914,15	0,00
4	Beban lajur "D"	0,5	597,28	0,00	0,00	-59,73	0,00
5	Beban pedestrian	0,5	76,50	0,00	0,00	-7,65	0,00
6	Gaya rem	0,5	0,00	60,22	0,00	364,35	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			8201,34	1895,17	0,00	987,46	0,00

Tabel 5. 22 Kombinasi Daya Layan I

Kombinasi Daya Layan I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	5325,55	0,00	0,00	-2564,10	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	-30,22	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	1419,36	0,00	3131,32	0,00
4	Beban lajur "D"	1	1194,55	0,00	0,00	-119,46	0,00
5	Beban pedestrian	1	153,00	0,00	0,00	-15,30	0,00
6	Gaya rem	1	0,00	120,45	0,00	728,69	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,3	0,00	0,00	55,54	0,00	18,09
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	-4,60	135,14
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7021,22	1600,55	77,88	1296,45	153,24

Tabel 5. 23 Kombinasi Daya Layan II

Kombinasi Daya Layan II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	5325,55	0,00	0,00	-2564,10	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	-30,22	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	1419,36	0,00	3131,32	0,00
4	Beban lajur "D"	1,3	1552,92	0,00	0,00	-155,29	0,00
5	Beban pedestrian	1,3	198,90	0,00	0,00	-19,89	0,00
6	Gaya rem	1,3	0,00	156,58	0,00	947,30	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7379,54	1636,69	0,00	1479,22	0,00

Tabel 5. 24 Kombinasi Daya Layan III

Kombinasi Daya Layan III			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	5325,55	0,00	0,00	-2564,10	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	-30,22	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	1419,36	0,00	3131,32	0,00
4	Beban lajur "D"	0,8	955,64	0,00	0,00	-95,56	0,00
5	Beban pedestrian	0,8	122,40	0,00	0,00	-12,24	0,00
6	Gaya rem	0,8	0,00	96,36	0,00	582,95	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,3	0,00	0,00	55,54	0,00	18,09
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	-4,60	135,14
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			6751,71	1576,47	77,88	1177,66	153,24

Tabel 5. 25 Kombinasi Daya Layan IV

Kombinasi Daya Layan IV			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	5325,55	0,00	0,00	-2564,10	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	-30,22	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	1419,36	0,00	3131,32	0,00
4	Beban lajur "D"		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,7	0,00	0,00	129,59	0,00	42,22
9	Beban angin kendaraan		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			5627,72	1480,11	129,59	707,10	42,22

Rekapitulasi dari kombinasi beban kerja ditunjukkan pada Tabel 5. 26.

Tabel 5. 26 Rekapitulasi kombinasi beban

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Kuat I	9953,15	2051,75	0,00	1759,57	0,00
2	Kuat II	9414,13	2003,57	0,00	1522,00	0,00
3	Kuat III	7527,56	1834,95	259,18	690,49	84,43
4	Kuat IV	7527,56	1834,95	0,00	690,49	0,00
5	Kuat V	7573,51	1834,95	96,39	685,89	159,27
6	Ekstrem I	7527,56	4298,57	1978,34	9917,36	8045,67
7	Ekstrem II	8201,34	1895,17	0,00	987,46	0,00
8	Daya Layan I	7021,22	1600,55	77,88	1296,45	153,24
9	Daya Layan II	7379,54	1636,69	0,00	1479,22	0,00
10	Daya Layan III	6751,71	1576,47	77,88	1177,66	153,24
11	Daya Layan IV	5627,72	1480,11	129,59	707,10	42,22

5.2.3 Kontrol Tumpuan Elastomer

Beban-beban yang bekerja pada tumpuan elastomer ditunjukkan pada Tabel 5. 27. Kombinasi beban pada tumpuan menggunakan kombinasi Daya Layan II dan Ekstrem seperti ditunjukkan pada

Tabel 5. 27 Beban-beban yang bekerja pada tumpuan elastomer

REKAP BEBAN KERJA		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	2231,04			-223,10	
2	Beb. mati tambahan	MA	302,18			-30,22	
3	Tekanan tanah	TA					
B	Beban Lalu-Lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1194,55			-119,46	
5	Beban pedestrian	TP	153,00			-15,30	
6	Gaya rem	TB		120,45		728,69	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ER		50,63		141,75	
8	Beban angin struktur	EW _s			185,13		60,31
9	Beban angin kendaraan	EW _L	45,95		22,34	-4,60	135,14
10	Beban gempa	EQ		742,28	1126,27	6945,35	8045,67
11	Tek. tanah dinamis	EQ					
D	Aksi Lainnya						
12	Gesekan	FB					

Tabel 5. 28 Kombinasi Daya Layan II pada Tumpuan Elastomer

Kombinasi Daya Layan II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	2231,04	0,00	0,00	-223,10	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	-30,22	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban lajur "D"	1,3	1552,92	0,00	0,00	-155,29	0,00
5	Beban pedestrian	1,3	198,90	0,00	0,00	-19,89	0,00
6	Gaya rem	1,3	0,00	156,58	0,00	947,30	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4285,03	217,33	0,00	688,90	0,00

Tabel 5. 29 Kombinasi Ekstrem I pada Tumpuan Elastomer

Kombinasi Ekstrem I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	2900,35	0,00	0,00	-290,03	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	-60,44	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	1	0,00	728,40	1126,27	6945,35	8045,67
11	Tek. tanah dinamis	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			3504,70	728,40	1126,27	6594,88	8045,67

Tabel 5. 30 Rekap kombinasi beban pada elastomer

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Daya Layan II	4285,03	217,33	0,00	688,90	0,00
2	Ekstrem I	3504,70	728,40	1126,27	6594,88	8045,67
Maksimum :		4285,03	728,40	1126,27	6594,88	8045,67

- **Kontrol Gesekan pada Perletakan**

Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung menggunakan nilai rata-rata dari koefisien gesek (atau kekauan geser apabila menggunakan perletakan elastomer) sebagai berikut :

Kekauan geser tumpuan elastomer, $K_T = 2,7 \text{ kN/mm}$

Deformasi geser maksimum elastomer, $V_T = 60 \text{ +/- mm}$

Jumlah tumpuan elastomer, $N = 5 \text{ buah}$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati. Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas, $P_{MS} = 2231,04 \text{ kN}$

Beban matit tambahan, $P_{MA} = 302,18 \text{ kN}$

Beban tetap, $P_T = P_{MS} + P_{MA}$
 $= 2533,21 \text{ kN}$

Gaya gesek pada perletakan yaitu,

$$\begin{aligned} T_{BF} &= K_T / V_T \times n \\ &= 2,7 / 60 \times 5 \\ &= 810 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5. 30 menunjukkan gaya geser maksimum pada tumpuan $T_x = 728,40 \text{ kN}$ masih lebih kecil dari pada gaya geser maksimum elastomer $T_{BF} = 810 \text{ kN}$ maka tumpuan elastomer menahan seluruh gaya geser (tidak ada gaya sisa).

- **Kontrol Beban Aksial Tumpuan**

Beban aksial yang bekerja pada elastomer tidak boleh melebihi batas tegangan aksial untuk elastomer sesuai sifat teknis elastomer sebagai berikut :

Kapasistas beban elastomer, $P_T = 900 \text{ kN}$

Jumlah elastomer, $n = 5 \text{ buah}$

Kapasistas beban elastomer, $P_{\max} = P_T \times n$
 $= 4500 \text{ kN}$

Tabel 5. 30 menunjukkan beban aksial yang terjadi pada tumpuan $P = 4285,03 \text{ kN}$ masih lebih kecil dari pada gaya aksial maksimum elastomer $P_{\max} = 4500 \text{ kN}$ maka tumpuan elastomer mampu menopang seluruh gaya aksial dari struktur atas jembatan.

- Kontrol Panjang Perletakan

Panjang perletakan harus mampu mengakomodasi panjang tumpuan (elastomer) dan deformasi geser pada elastomer sebagai berikut :

$$\text{Panjang elastomer, } P_T = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Deformasi maksimum elastomer, } V_T = 60 \text{ +/- mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang perletakan minimum, } N &= L_T + V_T \\ &= 0,66 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang perletakan, } b_4 = 0,7 \text{ m}$$

Panjang perletakan $b_4 = 0,7 > N = 0,66 \text{ m}$ maka panjang perletakan mencukupi.

- Kontrol Jarak Bebas

Jarak bebas adalah jarak antara tepi girder dengan tepi backwall yang perlu disediakan untuk mengakomodasi terjadinya deformasi jembatan.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi backwall ke pusat tumpuan, } a &= b_4 / 2 + b_3 - b_2 \\ &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi girder ke pusat tumpuan, } b &= (L - L_1) / 2 \\ &= 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak ruang bebas, } a - b &= 0,475 - 0,30 \\ &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak ruang bebas $0,15 \text{ m} > V_T = 0,06 \text{ m}$ sehingga jarak bebas mencukupi.

5.2.4 Kontrol Stabilitas

Stabilitas abutment terhadap guling dan geser menggunakan kombinasi beban daya layan I yang dikalikan dengan faktor beban terkurangi pada aksi-aksi yang mengurangi pengaruh dari aksi lainnya sehingga meningkatkan keamanan. Fondasi dibawah pile cap tidak diperhitungkan dalam analisis

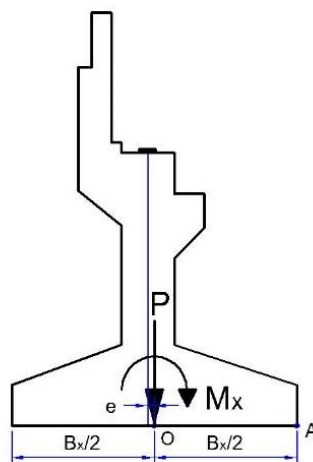
stabilitas terhadap guling. Angka aman (SF) harus diambil lebih besar dari 1,1 untuk keadaan batas ultimit menurut RSNI T-02-2005.

Tabel 5. 31 Kombinasi Daya Layan I untuk stabilitas

Kombinasi Daya Layan I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	Berat sendiri	0,75	3994,16	0,00	0,00	-1923,08	0,00
2	Beb. mati tambahan	0,7	211,52	0,00	0,00	-21,15	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	1419,36	0,00	3131,32	0,00
4	Beban lajur "D"	1	1194,55	0,00	0,00	-119,46	0,00
5	Beban pedestrian	1	153,00	0,00	0,00	-15,30	0,00
6	Gaya rem	1	0,00	120,45	0,00	728,69	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,3	0,00	0,00	55,54	0,00	18,09
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	-4,60	135,14
10	Beban gempa		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			5599,19	1600,55	77,88	1946,54	153,24

- Kontrol stabilitas Guling

Skema guling dapat dilihat pada Gambar 5. 16.



Gambar 5. 16 Skema guling pada abutment

Dari Tabel 5. 31 didapatkan nilai :

$$P = 5599,19 \text{ kN}$$

$$M_x = 1946,54 \text{ kN}$$

Letak titik guling (A) terhadap pusat abutment,

$$B_x / 2 = 2,15 \text{ m}$$

Momen penahan guling,

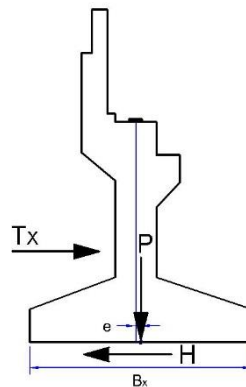
$$\begin{aligned} M_{px} &= P \times (B_x / 2) \\ &= 12038,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor aman (SF),

$$\begin{aligned} SF &= M_{px} / M_x \\ &= 6,18 > 1,1 \text{ Oke!} \end{aligned}$$

- Kontrol stabilitas Geser Arah X

Skema geser arah memanjang jembatan pada abutment ditunjukkan pada Gambar 5. 17. Dari tabel Tabel 5. 31 didapat gaya penyebab geser arah x, $T_x = 1600,55 \text{ kN}$.



Gambar 5. 17 Skema geser arah x pada abutment

Dengan parameter tanah di dasar pile cap sebagai berikut :

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35° ; kohesi (c) = 0 kPa.

Ukuran dasar pile cap :

Lebar (B_x) = 4,3 m; Panjang (B_y) = 9 m

Gaya penahan geser,

$$\begin{aligned} H &= c \times B_x \times B_y + P \times \tan \phi \\ &= 3920,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

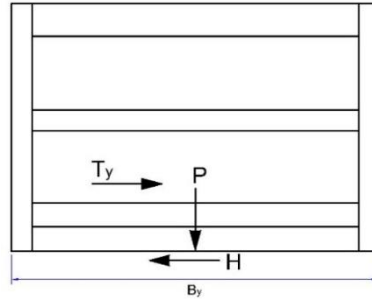
Faktor aman (SF),

$$\begin{aligned} SF &= H / T_x \\ &= 2,45 > 1,1 \text{ Oke!} \end{aligned}$$

- **Kontrol stabilitas Geser Arah Y**

Skema geser arah melintang jembatan pada abutment ditunjukkan pada Gambar

5. 18. Dari Tabel 5. 31 didapat gaya penyebab geser arah y, $T_y = 77,88$ kN.



Gambar 5. 18 Skema geser arah y pada abutment

Angka aman (SF),

$$\begin{aligned} SF &= H / T_y \\ &= 50,34 > 1,1 \text{ Oke!} \end{aligned}$$

5.2.5 Analisis Beban pada Breastwall

a. Berat Sendiri Breastwall

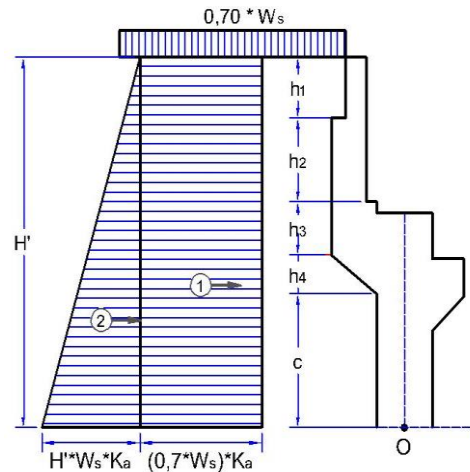
Berat sendiri breastwall ditunjukkan pada Tabel 5. 32 berikut ini.

Tabel 5. 32 Perhitungan berat sendiri breastwall

NO	PARAMETER		BERAT (kN)
	b (m)	h (m)	
1	0,3	0,85	57,375
2	0,5	1,1	123,750
3	0,6	0,65	87,750
4	0,6	0,55	37,125
5	0,45	0,5	50,625
6	0,45	0,45	22,781
7	0,7	2,8	441,000
18	Lateral stoper		5,63
Struktur atas (slab, girder, dll)			2231,04
P _{MS} =			3057,07

b. Tekanan Tanah

Skema tekanan tanah aktif pada breastwall ditunjukkan pada Gambar 5. 19.



Gambar 5. 19 Skema tekanan tanah aktif pada breastwall

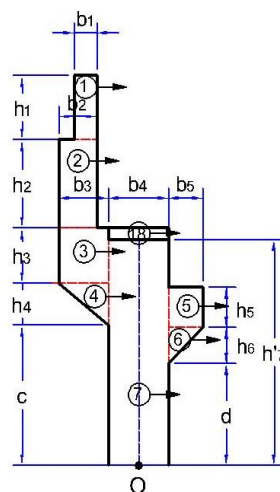
Dengan tinggi breastwall (H') = 4,85 m dan koefisien tekanan tanah (K_a) = 0,3888 maka tekanan tanah (T_{TA}) dihitung seperti ditampilkan pada Tabel 5. 33.

Tabel 5. 33 Perhitungan tekanan tanah pada breastwall

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,7 * W_s) * H' * K_a * B_y$	213,82	$y = H' / 2$	2,43	518,52
2	$T_{TA} = 1/2 * H'^2 * W_s * K_a * B_y$	740,74	$y = H' / 3$	1,62	1197,53
$T_{TA} =$		954,56	$M_{TA} =$		1716,04

c. Beban Gempa

Skema beban gempa arah memanjang jembatan pada breastwall ditunjukkan pada Gambar 5. 20.



Gambar 5. 20 Skema beban gempa arah X pada breastwall

Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x) dihitung dengan formula,

$$\begin{aligned} T_{EQx} &= C_{SM} / R \times W_t \\ &= 0,384 \times W_t \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang jembatan (arah y) dihitung dengan formula,

$$\begin{aligned} T_{EQy} &= C_{SM} / R \times W_t \\ &= 0,275 \times W_t \end{aligned}$$

Perhitungan beban gempa pada breastwall ditunjukkan pada Tabel 5. 34 dan Tabel 5. 35.

Tabel 5. 34 Perhitungan beban gempa arah X pada breastwall

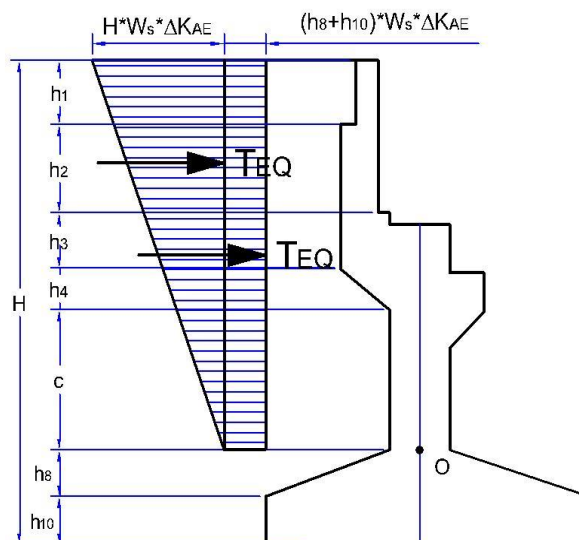
No	Berat W _t (kN)	T _{EQ} (kN)	Uraian lengan thd. titik O	Besar y (m)	M _{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P _{MS}	2231,04	728,40	y = H'	4,850	3532,742
P _{MA}	302,18				
BREAST WALL					
1	57,375	22,03	y ₁ = c+h ₄ +h ₃ +h ₂ +h ₁ /2	4,425	97,48
2	123,750	47,51	y ₂ = c+h ₄ +h ₃ +h ₂ /2	3,45	163,92
3	87,750	33,69	y ₃ = c+h ₄ +h ₃ /2	2,575	86,76
4	37,125	14,25	y ₄ = c+h ₄ *2/3	2,067	29,46
5	50,625	19,44	y ₅ = d+h ₆ +h ₅ /2	2	38,87
6	22,781	8,75	y ₆ = d+h ₆ *2/3	1,6	13,99
7	441,000	169,32	y ₇ = h' ₇ /2	1,4	237,05
18	5,625	2,16	y ₁₈ = h' ₇	2,8	6,05
T _{EQx} =		1045,55	M _{EQx} =		4206,32

Tabel 5. 35 Perhitungan beban gempa arah Y pada breastwall

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian lengan thd. titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	2231,04	1126,27	$y = H'$	4,850	5462,42
P_{MA}	302,18				
BREAST WALL					
1	57,375	15,80	$y_1 = c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	4,425	69,91
2	123,750	34,07	$y_2 = c+h_4+h_3+h_2/2$	3,45	117,56
3	87,750	24,16	$y_3 = c+h_4+h_3/2$	2,575	62,22
4	37,125	10,22	$y_4 = c+h_4*2/3$	2,067	21,13
5	50,625	13,94	$y_5 = d+h_6+h_5/2$	2	27,88
6	22,781	6,27	$y_6 = d+h_6*2/3$	1,6	10,04
7	441,000	121,43	$y_7 = h'_7/2$	1,4	170,00
18	5,625	2,16	$y_{18} = h'_7$	2,8	6,05
$T_{EQy} =$		1354,33	$M_{EQy} =$		5947,19

d. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Skema tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall ditunjukkan pada Gambar 5. 21.



Gambar 5. 21 Skema tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall

Dengan parameter sebagai berikut :

$$\begin{aligned} H' &= 4,85 \text{ m} \\ h_8 + h_{10} &= 1,20 \text{ m} \\ W_s &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \Delta K_{AE} &= 0,2050 \\ B_y &= 9 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall ditunjuka pada Tabel 5. 36.

Tabel 5. 36 Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa pada breastwall

No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$1/2 * H'^2 * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	390,63	$y = H' / 2$	2,425	947,27
2	$(h_8 + h_{10}) * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	39,86	$y = H' / 3$	1,617	64,43
		$T_{TA} =$ 430,48	$M_{TA} =$ 1011,70		

e. Rekapitulasi beban pada breastwall

Berikut ini adalah rekapitulasi beban pada breastwall yang ditampilkan pada Tabel 5. 37.

Tabel 5. 37 Rakipitulasi beban-beban yang bekerja pada breastwall

REKAP BEBAN KERJA BREAST WALL		Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	Berat sendiri	3057,07				
2	Beb. mati tambahan	302,18				
3	Tekanan tanah		954,56		1716,04	
4	Beban lajur "D"	1194,55				
5	Beban pedestrian	153,00				
6	Gaya rem		120,45		584,16	
7	Temperatur		50,63		141,75	
8	Beban angin struktur			185,13		46,84
9	Beban angin kendaraan	45,95		22,34		108,34
10	Beban gempa		1045,55	1354,33	4206,32	5947,19
11	Tek. tanah dinamis		430,48		1011,70	
12	Gesekan		0,00		0,00	

f. Kombinasi beban pada breastwall

Kombinasi beban yang bekerja pada breastwall ditunjukkan berturut-turut pada Tabel 5. 38,Tabel 5. 39,Tabel 5. 40,Tabel 5. 41,Tabel 5. 42,Tabel 5. 43,Tabel 5. 44,Tabel 5. 45,Tabel 5. 46,Tabel 5. 47, dan Tabel 5. 48.

Tabel 5. 38 Kombinasi Kuat I pada breastwall

Kombinasi Kuat I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	1,8	2150,19	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	1,8	275,40	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	1,8	0,00	216,80	0,00	1051,48	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			7004,13	1470,75	0,00	3366,64	0,00

Tabel 5. 39 Kombinasi Kuat II pada breastwall

Kombinasi Kuat II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	1,4	1672,37	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	1,4	214,20	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	1,4	0,00	168,62	0,00	817,82	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			6465,11	1422,57	0,00	3132,97	0,00

Tabel 5. 40 Kombinasi Kuat III pada bresatwall

Kombinasi Kuat III			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	1,4	0,00	0,00	259,18	0,00	65,58
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4578,54	1253,95	259,18	2315,15	65,58

Tabel 5. 41 Kombinasi Kuat IV pada breastwall

Kombinasi Kuat IV			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4578,54	1253,95	0,00	2315,15	0,00

Tabel 5. 42 Kombinasi Kuat V pada breastwall

Kombinasi Kuat V			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,4	0,00	0,00	74,05	0,00	18,74
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	0,00	108,34
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4624,49	1253,95	96,39	2315,15	127,08

Tabel 5. 43 Kombinasi Ekstrem I pada breastwall

Kombinasi Ekstrem I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	1	0,00	1045,55	1354,33	4206,32	5947,19
11	Tek. tanah dinamis	1	0,00	430,48	0,00	1011,70	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4578,54	2669,23	1354,33	7363,07	5947,19

Tabel 5. 44 Kombinasi Ekstrem II pada breastwall

Kombinasi Ekstrem II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	3974,19	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	2	604,35	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1,25	0,00	1193,20	0,00	2145,05	0,00
4	Beban lajur "D"	0,5	597,28	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0,5	76,50	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0,5	0,00	60,22	0,00	292,08	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			5252,31	1314,17	0,00	2607,23	0,00

Tabel 5. 45 Kombinasi Daya Layan I pada breastwall

Kombinasi Daya Layan I			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	3057,07	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	954,56	0,00	1716,04	0,00
4	Beban lajur "D"	1	1194,55	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	1	153,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	1	0,00	120,45	0,00	584,16	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,3	0,00	0,00	55,54	0,00	14,05
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	0,00	108,34
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4752,74	1135,75	77,88	2470,30	122,39

Tabel 5. 46 Kombinasi Daya Layan II pada breastwall

Kombinasi Daya Layan II			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	3057,07	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	954,56	0,00	1716,04	0,00
4	Beban lajur "D"	1,3	1552,92	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	1,3	198,90	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	1,3	0,00	156,58	0,00	759,41	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			5111,06	1171,89	0,00	2645,55	0,00

Tabel 5. 47 Kombinasi Daya Layan III pada breastwall

Kombinasi Daya Layan III			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	3057,07	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	954,56	0,00	1716,04	0,00
4	Beban lajur "D"	0,8	955,64	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0,8	122,40	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0,8	0,00	96,36	0,00	467,33	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,3	0,00	0,00	55,54	0,00	14,05
9	Beban angin kendaraan	1	45,95	0,00	22,34	0,00	108,34
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			4483,23	1111,66	77,88	2353,47	122,39

Tabel 5. 48 Kombinasi Daya Layan IV pada breastwall

Kombinasi Daya Layan IV			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1	3057,07	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb. mati tambahan	1	302,18	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan tanah	1	0,00	954,56	0,00	1716,04	0,00
4	Beban lajur "D"	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya rem	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	60,75	0,00	170,10	0,00
8	Beban angin struktur	0,7	0,00	0,00	129,59	0,00	32,79
9	Beban angin kendaraan	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	Beban gempa	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	Tek. tanah dinamis	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	Gesekan	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Jumlah			3359,24	1015,31	129,59	1886,14	32,79

Rekapitulasi dari seluruh kombinasi beban yang bekerja pada breastwall ditampilkan pada Tabel 5. 49.

Tabel 5. 49 Rekapitulasi kombinasi beban pada breast wall

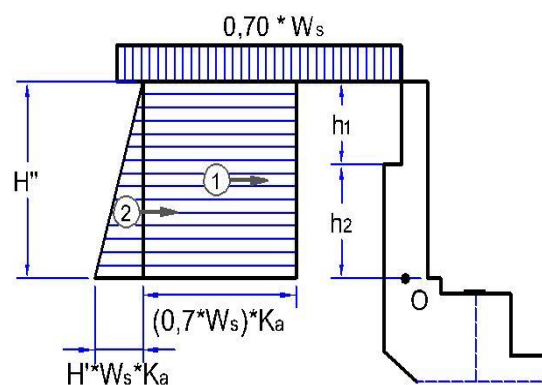
No	Kombinasi Beban	P	T_x	T_y	M_x	M_y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kuat I	7004,13	1470,75	0,00	3366,64	0,00
2	Kuat II	6465,11	1422,57	0,00	3132,97	0,00
3	Kuat III	4578,54	1253,95	259,18	2315,15	65,58
4	Kuat IV	4578,54	1253,95	0,00	2315,15	0,00
5	Kuat V	4624,49	1253,95	96,39	2315,15	127,08
6	Ekstrem I	4578,54	2669,23	1354,33	7363,07	5947,19
7	Ekstrem II	5252,31	1314,17	0,00	2607,23	0,00
8	Daya Layan I	4752,74	1135,75	77,88	2470,30	122,39
9	Daya Layan II	5111,06	1171,89	0,00	2645,55	0,00
10	Daya Layan III	4483,23	1111,66	77,88	2353,47	122,39
11	Daya Layan IV	3359,24	1015,31	129,59	1886,14	32,79

5.2.6 Analisis Beban pada Backwall Bawah

Berat sendiri backwall bawah dianggap ditopang oleh breastwall sehingga tidak diperhitungkan sebagai beban backwall.

a. Tekanan Tanah Aktif

Skema tekanan tanah aktif pada backwall bawah seperti pada Gambar 5. 22.



Gambar 5. 22 Skema tekanan tanah aktif pada backwall bawah

Dengan paramater sebagai berikut :

$$H'' = h_1 + h_2$$

$$= 1,95 \text{ m}$$

$$K_a = 0,3888$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

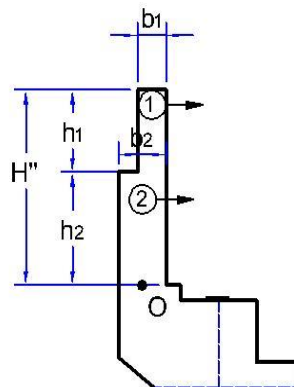
Perhitungan tekanan tanah ditunjukkan pada Tabel 5. 50.

Tabel 5. 50 Perhitungan tekanan tanah aktif pada backwall bawah

No	Tekanan Tanah Aktif	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,7 * W_s) * H'' * K_a * B_y =$	85,97	$y = H'' / 2$	0,975	83,82
2	$T_{TA} = 0,5 * (H'')^2 * W_s * K_a * B_y =$	119,74	$y = H'' / 3$	0,650	77,83
$T_{TA} =$		205,71		$M_{TA} =$	161,65

b. Beban Gempa

Skema beban gemp pada backwall bawah ditunjukkan pada Gambar 5. 23.



Gambar 5. 23 Skema beban gempa arah X pada backwall bawah

Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x) dihitung dengan formula,

$$T_{EQx} = C_{SM} / R \times W_t$$

$$= 0,384 \times W_t$$

Beban gempa arah melintang jembatan (arah y) dihitung dengan formula,

$$T_{EQy} = C_{SM} / R \times W_t$$

$$= 0,275 \times W_t$$

Perhitungan beban gempa arah memanjang dan melintang jembatan pada backwall bawah berturut-turut ditunjukkan pada Tabel 5. 51 dan Tabel 5. 52.

Tabel 5. 51 Perhitungan beban gempa arah X pada backwall bawah

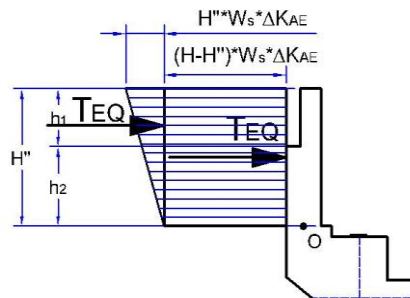
No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	57,375	22,03	$y = H''/2$	0,975	21,48
2	123,750	47,51	$y = H''/3$	0,650	30,88
$T_{TAx} =$		69,54	$M_{TAx} =$		52,36

Tabel 5. 52 Perhitungan beban gempa arah Y pada backwall bawah

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	57,375	15,80	$y = H''/2$	0,975	15,40
2	123,750	34,07	$y = H''/3$	0,650	22,15
$T_{TAy} =$		49,87	$M_{TAy} =$		37,55

c. Tekanan Tanah Dinamis akibat Gempa

Skema tekanan tanah dinamis akibat gempa pada backwall bawah ditunjukkan pada Gambar 5. 24.



Gambar 5. 24 Skema tekanan tanah dinamis pada backwall bawah

Dengan parameter sebagai berikut :

$$H = 6,05 \text{ m}$$

$$H'' = 1,95 \text{ m}$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_{AE} = 0,2050$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa pada backwall bawah ditunjukkan pada Tabel 5. 53.

Tabel 5. 53 Perhitungan tekanan tanah dinamis pada backwall bawah

No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$1/2 * (H'')^2 * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	63,15	$y = H' * 2/3$	4,033	254,69
2	$(H - H'') * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	136,17	$y = H'/2$	2,017	274,62
		$T_{TA} =$ 199,32			$M_{TA} =$ 529,31

d. Gaya Gempa Sisa

Berdasarkan perhitungan sebelumnya tidak terdapat gaya sisa pada tumpuan elastomer. Sehingga gaya sisa yang ditahan backwall ($T_{x,s}$) = 0 kN.

e. Beban Ultimit pada Backwall Bawah

Rekapitulasi beban-beban yang bekerja pada backwall bawah ditunjukkan pada Tabel 5. 54. Perhitungan beban ultimit yang bekerja pada backwall bawah ditunjukkan pada Tabel 5. 55.

Tabel 5. 54 Rekap beban kerja pada backwall bawah

REKAP BEBAN KERJA BACK WALL		Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	Berat sendiri*					
2	Tekanan tanah		205,71		161,65	
3	Gaya gempa (+)		69,54	49,87	52,36	37,55
4	Gaya gempa (-)		-69,54		-52,362	
5	Tek. tanah dinamis (+)		199,32		529,31	
6	Tek. tanah dinamis (-)			-49,87		-37,55

Catatan: *ditopang oleh breastwall

Tabel 5. 55 Perhitungan beban ultimit pada backwall bawah

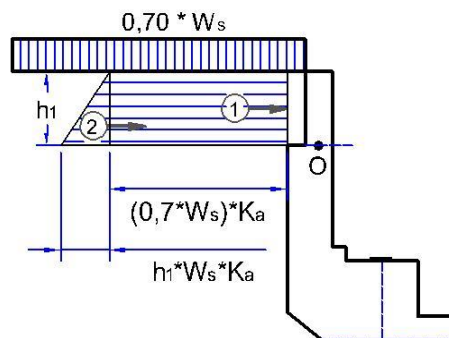
KOMBINASI BEBAN BACK WALL BAWAH			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Tekanan tanah	1,25	0,00	257,14	0,00	202,07	0,00
3	Gaya gempa (+)	1	0,00	69,54	49,87	52,36	37,55
4	Gaya gempa (-)	1	0,00	-69,54	0,00	-52,36	0,00
5	Tek. tanah dinamis (+)	1	0,00	199,32	0,00	529,31	0,00
6	Tek. tanah dinamis (-)	1	0,00	0,00	-49,87	0,00	-37,55
Gaya gempa (+) :			0,00	526,00	49,87	783,73	37,55
Gaya gempa (-) :			0,00	187,60	-49,87	149,70	-37,55

5.2.7 Anallisis Beban pada Backwall Atas

Berat sendiri backwall atas dianggap ditopang oleh breastwall sehingga tidak diperhitungkan sebagai beban backwall.

a. Tekanan Tanah Aktif

Skema tekanan tanah aktif pada backwall bawah seperti pada Gambar 5. 25.



Gambar 5. 25 Skema tekanant anah aktif pada backwall bawah

Dengan paramater sebagai berikut :

$$h_1 = 0,85 \text{ m}$$

$$K_a = 0,3888$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

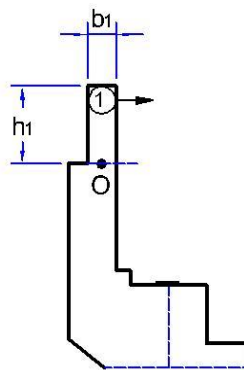
Perhitungan tekanan tanah ditunjukkan pada Tabel 5. 56.

Tabel 5. 56 Perhitungan tekanan tanah aktif pada backwall atas

No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0,7 \cdot W_s) \cdot h_1 \cdot K_a \cdot B_y =$	37,47	$y = h_1 / 2$	0,425	15,93
2	$T_{TA} = 0,5 \cdot (h_1)^2 \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y =$	22,75	$y = h_1 / 3$	0,283	6,45
$T_{TA} =$		60,23		$M_{TA} =$	22,37

b. Beban Gempa

Skema beban gemp pada backwall bawah ditunjukkan pada Gambar 5. 26.



Gambar 5. 26 Skema beban gempa arah Y pada backwall atas

Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x) dihitung dengan formula,

$$T_{EQx} = C_{SM} / R \times W_t$$

$$= 0,384 \times W_t$$

Beban gempa arah melintang jembatan (arah y) dihitung dengan formula,

$$T_{EQy} = C_{SM} / R \times W_t$$

$$= 0,275 \times W_t$$

Perhitungan beban gempa arah memanjang dan melintang jembatan pada backwall bawah berturut-turut ditunjukkan pada dan .

Tabel 5. 57 Perhitungan beban gempa arah X pada backwall atas

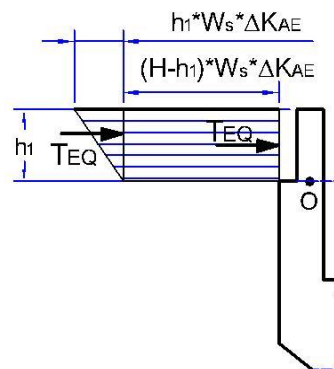
No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	57,375	22,03	$y = h_1/2$	0,425	9,36
$T_{TA} =$		22,03		$M_{TA} =$	9,36

Tabel 5. 58 Perhitungan beban gempa arah Y pada backwall atas

No	Berat W_t (kN)	T_{EQ} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{EQ} (kNm)
1	57,375	15,80	$y = h_1/2$	0,425	6,71
$T_{TA} =$		15,80	$M_{TA} =$		6,71

c. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

Skema tekanan tanah dinamis akibat gempa pada backwall bawah ditunjukkan pada Gambar 5. 27.



Gambar 5. 27 Skema tekanan tanah dinamis pada backwall atas

Dengan parameter sebagai berikut :

$$H = 6,05 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,85 \text{ m}$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_{AE} = 0,2050$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa pada backwall atas ditunjukkan pada Tabel 5. 59.

Tabel 5. 59 Perhitungan tekanan tanah dinamis pada backwall atas

No	Tekanan Tanah Dinamis	T_{TA} (kN)	lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$1/2 * (h_1)^2 * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	12,00	$y = h_1 * 2/3$	0,567	6,80
2	$(H - h_1) * W_s * \Delta K_{AE} * B_y =$	172,71	$y = h_1 / 2$	0,425	73,40
$T_{TA} =$		184,71	$M_{TA} =$		80,20

d. Beban Ultimit pada Backwall Atas

Rekapitulasi beban-beban yang bekerja pada backwall bawah ditunjukkan pada Tabel 5. 60. Perhitungan beban ultimit yang bekerja pada backwall bawah ditunjukkan pada Tabel 5. 61.

Tabel 5. 60 Rekap beban kerja pada backwall atas

REKAP BEBAN KERJA BACK WALL		Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri*					
2	Tekanan tanah		60,23		22,37	
3	Gaya gempa (+)		22,03	15,80	9,36	6,71
4	Gaya gempa (-)		-22,03	-15,80	-9,36	-6,71
5	Tek. tanah dinamis (+)		184,71		80,20	
6	Tek. tanah dinamis (-)					

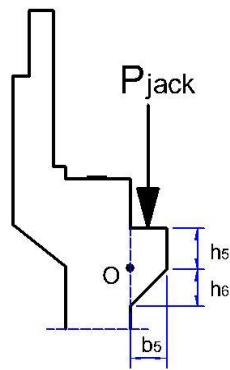
Catatan: *ditopang oleh breastwall

Tabel 5. 61 Kombinasi beban kerja pada backwall atas

KOMBINASI BEBAN BACK WALL ATAS			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Tekanan tanah	1,25	0,00	75,28	0,00	27,97	0,00
3	Gaya gempa (+)	1	0,00	22,03	15,80	9,36	6,71
4	Gaya gempa (-)	1	0,00	-22,03	-15,80	-9,36	-6,71
5	Tek. tanah dinamis (+)	1	0,00	184,71	0,00	80,20	0,00
6	Tek. tanah dinamis (-)	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Gaya gempa (+) :			0,00	282,02	15,80	117,53	6,71
Gaya gempa (-) :			0,00	53,25	-15,80	18,60	-6,71

5.2.8 Analisis Beban pada Corbel

Corbel direncanakan mampu menahan beban berupa berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas pada saat perbaikan/penggantian bearing pad. Skema pembebanan pada corbel ditunjukkan pada Gambar 5. 28.



Gambar 5. 28 Skema pembebanan pada corbel

Gaya geser pada corbel, $P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$

Eksentrisitas beban, $e = b_5 / 2 = 0,23 \text{ m}$

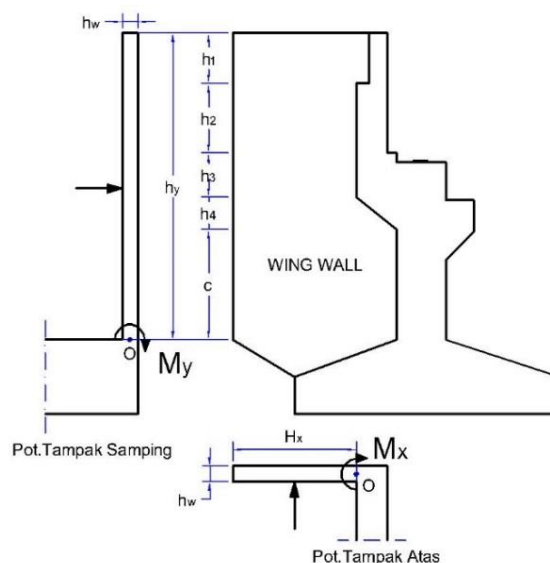
Gaya geser dan momen ultimit pada corbel ditunjukkan pada Tabel 5. 62.

Tabel 5. 62 Perhitung gaya geser dan momen ultimit pada corbel

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P (kN)	V_u (kN)	e (m)	M_u (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	2231,04	2900,35	0,23	652,58
2	Beban mati tambahan.	2	302,18	604,35	0,23	135,98
3	Beban lajur "D"	2	1194,55	2389,10	0,23	537,55
Total :				5893,80		1326,10

5.2.9 Anallisis Beban pada Wingwall

Wingwall dianggap sebagai sebuah one way slab dengan tumpuan pada dinding abutment. Sehingga hanya terdapat momen M_x pada tumpuan.



Gambar 5. 29 Momen pada tumpuan jepit wingwall

Ukuran wingwall :

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c$$

$$= 4,85 \text{ m}$$

$$H_x = b_6 + b_8$$

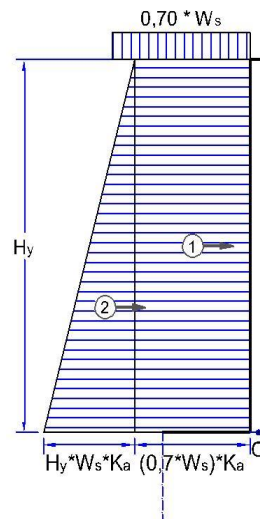
$$= 2,50 \text{ m}$$

$$h_w = 0,60 \text{ m}$$

$$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

a. Tekanan Tanah Aktif

Skema tekanan tanah aktif pada wingwall ditunjukkan pada Gambar 5. 30.



Gambar 5. 30 Skema tekanan tanah pada wingwall

Dengan parameter sebagai berikut :

$$K_a = 0,3888$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$B_y = 9 \text{ m}$$

Perhitung gaya lateral akibat tekanan tanah dan momen yang terjadi pada wingwall ditunjukkan pada Tabel 5. 63 dan Tabel 5. 64.

Tabel 5. 63 Perhitungan gaya lateral akibat tekanan tanah pada wingwall

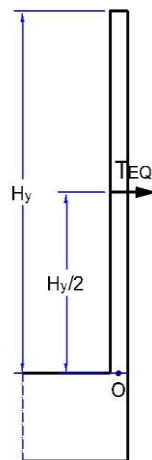
No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)
1	$T_{TA} = (0,7 * W_s) * H_x * H_y * K_a$	59,39
2	$T_{TA} = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * W_s * K_a$	205,76

Tabel 5. 64 Perhitungan momen akibat tekanan tanah pada wingwall

No	T _{TA} (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
1	59,39	$y = H_y / 2$	0	$x = H_x / 2$	1,25	0	74,24
2	205,76	$y = H_y / 3$	0	$x = H_x / 2$	1,25	0	257,20
	265,16					0	331,44

b. Beban Gempa

Skema beban gempa pada wingwall ditunjukkan pada Gambar 5. 31.



Gambar 5. 31 Skema beban gempa pada wingwall

Beban gempa arah melintang jembatan (arah y) dihitung dengan formula,

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= C_{SM} / R \times W_t \\
 &= 0,275 \times W_t
 \end{aligned}$$

Berat wingwall,

$$\begin{aligned}
 W_t &= H_y \times H_x \times h_w \times W_c \\
 &= 4,85 \times 2,50 \times 0,60 \times 25 \\
 &= 181,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya lateral gempa,

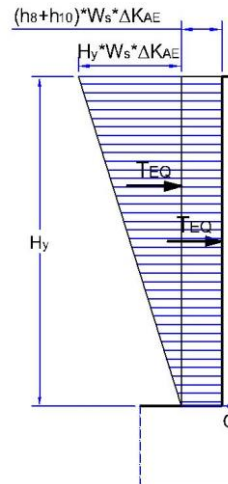
$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= 0,275 \times 181,88 \\
 &= 50,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gempa,

$$\begin{aligned}
 M_{EQ} &= T_{EQ} \times H_x / 2 \\
 &= 62,60 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Tekanan Tanah Dinamis akibat Gempa

Skema tekanan tanah dinamis pada wingwall ditunjukkan pada Gambar 5. 32.



Gambar 5. 32 Skema tekanan tanah dinamis pada wingwall

Dengan parameter sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 H_y &= 4,85 \text{ m} \\
 h_8 + h_{10} &= 0,85 \text{ m} \\
 W_s &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \Delta K_{AE} &= 0,2050 \\
 H_x &= 2,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis seperti pada Tabel 5. 65 dan Tabel 5. 66.

Tabel 5. 65 Gaya lateral akibat tekanan tanah dinamis pada wingwall

No	Tekanan tanah dinamis	$T_{EQ}(\text{kNm})$
1	$T_{EQ} = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * W_s * \Delta K_{AE}$	108,51
2	$T_{EQ} = (h_8+h_{10}) * H_x * W_s * \Delta K_{AE}$	11,07

Tabel 5. 66 Momen akibat tekanan tanah dinamis pada wingwall

No	T_{TA} (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	M_y (kNm)	M_x (kNm)	$-M_y$ (kNm)	$-M_x$ (kNm)
1	108,51	$y = H_y * 2/3$	0	$x = H_x/2$	1,25	0	135,63	0	-135,63
2	11,07	$y = H_y / 2$	0	$x = H_x/2$	1,25	0	13,84	0	-13,84
	119,58					0	149,47	0	-149,47

d. Beban Ultimit pada Wingwall

Perhitungan beban ultimit pada wingwall ditunjukkan pada Tabel 5. 67.

Tabel 5. 67 Beban ultimit pada wingwall

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	T (kN)	M _y (kNm)	M _x (kNm)	V _u (kNm)	M _{uy} (kNm)	M _{ux} (kNm)
1	Tekanan tanah	1,25	265,16	0,00	331,44	331,44	0,00	414,30
2	Gaya gempa (+)	1	50,08	0,00	62,60	50,08	0,00	62,60
3	Gaya gempa (-)	1	-50,08	0,00	-62,60	-50,08	0,00	-62,60
4	Tek. Tanah dinamis (+)	1	119,58	0,00	149,47	119,58	0,00	149,47
5	Tek. Tanah dinamis (-)	1	-59,79	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Gaya gempa (+) :						501,10	0,00	626,38
Gaya gempa (-) :						281,36	0,00	351,71

5.2.10 Penulangan Breastwall

a. Tulangan Breastwall Arah Melintang

Data breastwall :

Kuat tekan beton, $f_c' = 25 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas baja, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Dimensi breast wall, $B_y = 9 \text{ m}$

$b_4 = 0,7 \text{ m}$

Tinggi breast wall, $l = h_3 + h_4 + c = 2,8 \text{ m}$

Batas eksentrisitas penampang terkedali tekan penuh : $e_y \leq B_y/6 = 1,5 \text{ m}$

Tabel 5. 68 Cek tekanan yang terjadi pada penampang breastwall arah melintang

No	KOMBINASI BEBAN	ANALISIS BEBAN						
		P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)	$e_y = M_y/P$ (m)	$e_y \leq B_y/6$ (m)
1	Kuat I	7004,13	1470,75	0,00	3366,64	0,00	0,00	OKE
2	Kuat II	6465,11	1422,57	0,00	3132,97	0,00	0,00	OKE
3	Kuat III	4578,54	1253,95	259,18	2315,15	65,58	0,01	OKE
4	Kuat IV	4578,54	1253,95	0,00	2315,15	0,00	0,00	OKE
5	Kuat V	4624,49	1253,95	96,39	2315,15	127,08	0,03	OKE
6	Ekstrem I	4578,54	2669,23	1354,33	7363,07	5947,19	1,36	OKE
7	Ekstrem II	5252,31	1314,17	0,00	2607,23	0,00	0,00	OKE
8	Daya Layan I	4752,74	1135,75	77,88	2470,30	122,39	0,03	OKE
9	Daya Layan II	5111,06	1171,89	0,00	2645,55	0,00	0,00	OKE
10	Daya Layan III	4483,23	1111,66	77,88	2353,47	122,39	0,03	OKE
11	Daya Layan IV	3359,24	1015,31	129,59	1886,14	32,79	0,01	OKE
Maksimum :		7004,13	2669,23	1354,33	7363,07	5947,19		

Dimensi penampang yang ditinjau :

Lebar breastwall, $b = 1000 \text{ mm}$

Tebal breastwall, $h = 700 \text{ mm}$

Jarak tulangan dari tepi beton, $d' = 135 \text{ mm}$

Tabel 5. 69 Beban per 1 meter breastwall

No	Kombinasi Beban	BEBAN PER 1 M				
		P_u (kN)	T_{ux} (kN)	T_{uy} (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1	Kuat I	778,24	163,42	0,00	374,07	0,00
2	Kuat II	718,35	158,06	0,00	348,11	0,00
3	Kuat III	508,73	139,33	28,80	257,24	7,29
4	Kuat IV	508,73	139,33	0,00	257,24	0,00
5	Kuat V	513,83	139,33	10,71	257,24	14,12
6	Ekstrem I	508,73	296,58	150,48	818,12	660,80
7	Ekstrem II	583,59	146,02	0,00	289,69	0,00
8	Daya Layan I	528,08	126,19	8,65	274,48	13,60
9	Daya Layan II	567,90	130,21	0,00	293,95	0,00
10	Daya Layan III	498,14	123,52	8,65	261,50	13,60
11	Daya Layan IV	373,25	112,81	14,40	209,57	3,64
Maksimum :		778,24	296,58	150,48	818,12	660,80

Luas penampang yang ditinjau, $A_g = 700000 \text{ mm}^2$

Gaya aksial maksimum, $N_u = 778,24 \text{ kN}$

Tinggi efektif pilar, $l_e = 2,8 \text{ m}$

Cek syarat analisis kolom untuk dinding sebagai berikut :

$N_u = 778,24 \text{ kN} < 0,10 \times f_c' \times A_g = 1750 \text{ kN}$ Oke!

Rasio tinggi efektif pilar dan tebal, $l_e / b = 2,8$

Untuk, $N_u = 778,24 \text{ kN} < 0,05 \times f_c' \times A_g = 875 \text{ kN}$,

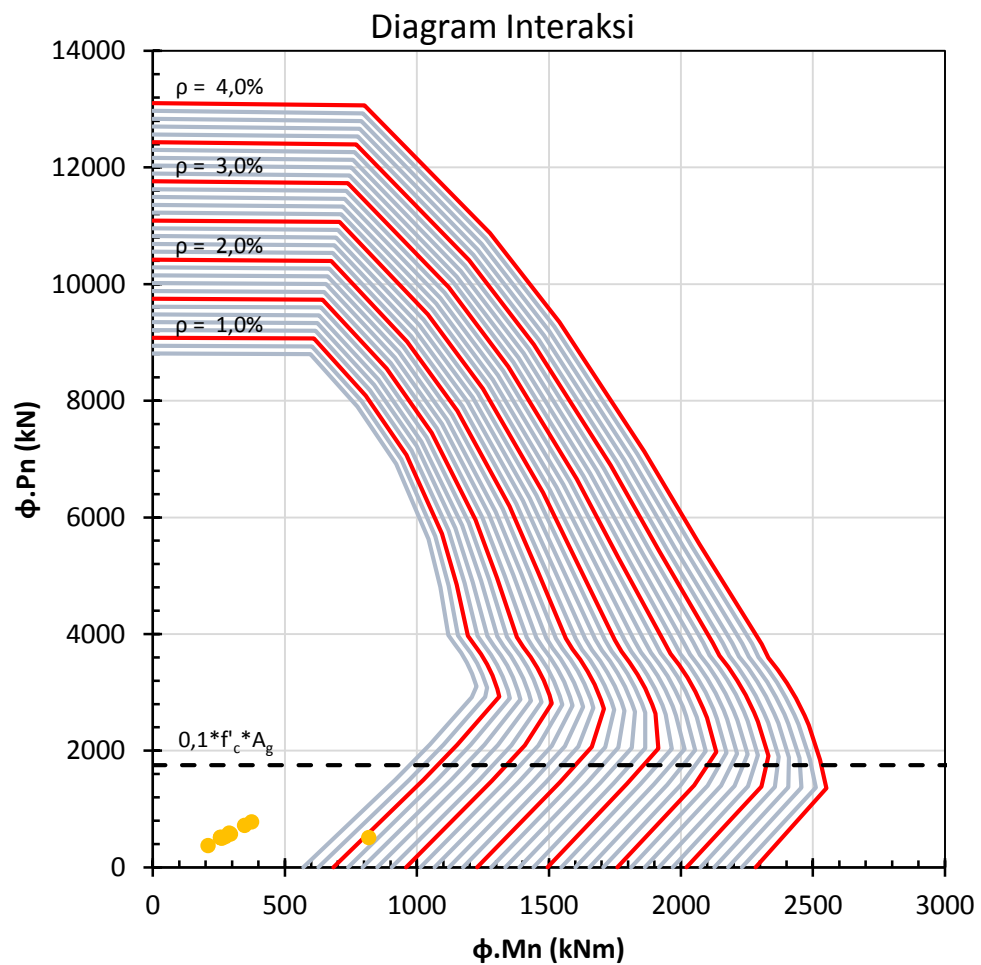
maka $l_e / b = 2,8 < 50$ Oke!

Berdasarkan Tabel 5. 58, seluruh bagian penampang arah melintang memenuhi syarat penampang mengalami tegangan tekan penuh untuk beban arah melintang, kemudian berdasarkan syarat rasio tinggi efektif pilar dan tebal (l_e/b) serta syarat gaya aksial maksimum (N_u) juga telah memenuhi.

Maka penampang breastwall untuk arah sumbu lemah dapat dianalisis sebagai kolom. Dengan tinggi efektif penampang,

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 565 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perencanaan tulangan breastwall menggunakan diagram interaksi seperti ditunjukkan pada Gambar 5. 33.



Gambar 5. 33 Diagram interaksi breastwall

Berdasarkan hasil diagram interaksi, diambil nilai rasio tulangan yang diperlukan $\rho = 1,1 \%$, sehingga luas tulangan yang dibutuhkan adalah,

$$\begin{aligned} A_{s,\text{total}} &= \rho \times b \times h \\ &= 1,1\% \times 1000 \times 700 \\ &= 7700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 dengan luas tulangan tekan dan luas tulangan tarik dibuat sama.

$$\begin{aligned} A_{s,tekan} &= A_{s,tarik} \\ &= \frac{1}{2} \times A_{s,total} \\ &= 3850 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan maksimum yang diperlukan untuk 2 lapis tulangan adalah,

$$\begin{aligned} s &= 2 \times \pi/4 \times D^2 \times b / A_{s,tekan} \\ &= 2 \times \pi/4 \times 22^2 \times 1000 / 3850 \\ &= 255,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pokok breastwall D22 – 250.

Untuk tulangan bagi diambil sebesar 35% dari tulangan pokok, digunakan tulangan D13,

$$\begin{aligned} A_s &= 35\% \times A_{s,tekan} \\ &= 1347,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan bagi bagi maksimum yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \pi/4 \times D^2 \times b / A_s \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 1000 / 1347,5 \\ &= 149,211 \text{ mm} \\ s &= \pi/4 \times D^2 \times b / 500 \\ &= 402,124 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D16 – 150.

b. Tulangan Geser Breastwall – Beban Tegak Lurus Bidang

Perhitungan tulangan geser pada breast wall berdasarkan gaya aksial dan gaya geser ultimit dari kombinasi beban pada breast wall diambil yang terbesar.

Gaya geser ultimit, $V_u = 296,58 \text{ kN}$

Gaya aksial ultimit, $P_u = 778,24 \text{ kN}$

Kuat tekan beton,

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 565 / 1000 \\ &= 507,71 \text{ kN} \\ V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \\ &= \left(1 + \frac{797,43}{14 \cdot 700000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 565 / 1000 \\ &= 548,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan $V_c = 507,71 \text{ kN}$. Dengan faktor reduksi geser, $\phi = 0,70$, maka,

$$\phi V_c = 355,40 \text{ kN}$$

Karena $\frac{1}{2} \phi V_c = 177,70 \text{ kN} < V_u = 296,58 \text{ kN} < \phi V_c = 355,40 \text{ kN}$, maka diperlukan tulangan geser minimum. Digunakan D13 dengan jarak antar tulangan geser arah melintang $S_y = 500 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} A_{sv} &= \pi/4 \times D^2 \times b / S_y \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 500 \\ &= 265,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan maksimum,

$$\begin{aligned} S_x &= A_{sv} \times 3 \times f_y / b \\ &= 265,47 \times 3 \times 390 / 1000 \\ &= 310,59 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= d/2 \\ &= 304,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_x = 600 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser arah sumbu lemah D13 – 300/500.

c. Tulangan Geser Breastwall – Beban Searah Bidang

Perhitungan tulangan geser pada breastwall untuk beban searah bidang dinding menggunakan analisis geser pada dinding.

Gaya geser nominal maksimum,

$$\begin{aligned} V_{n,\max} &= 0,2 \times f_c' \times (0,8 \times B_y \times h) \\ &= 0,2 \times 25 \times (0,8 \times 9000 \times 700) \\ &= 25200 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$l / B_y = 0,311$$

Untuk $l / B_y = 0,322 \leq 1$ maka kuat tekan penampang beton,

$$\begin{aligned} V_c &= (0,66 \times \sqrt{f_c'} \times -0,21 \times l / B_y \times \sqrt{f_c'}) \times (0,8 \times B_y \times h) \\ &= (0,66 \times \sqrt{25} \times -0,21 \times 0,311 \times \sqrt{25}) \times (0,8 \times 9000 \times 700) \\ &= 14985,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c,\max} &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times (0,8 \times B_y \times h) \\ &= 1/6 \times \sqrt{25} \times (0,8 \times 9000 \times 700) \\ &= 4200 \text{ kN} \end{aligned}$$

Digunakan $V_c = V_{c,\max} = 4200 \text{ kN}$.

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,70 \times 4200 \\ &= 2940 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit,

$$V_u = 1354,33 \text{ kN} < V_{n,\max} = 2940 \text{ kN} \text{ Oke!}$$

$$V_u = 1354,33 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 1470 \text{ kN} \text{ (Tidak perlu tulangan geser).}$$

5.2.11 Penulangan Backwall Bawah

Dimensi backwall bawah :

$$\text{Tebal, } h = b_2 = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar, } B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = 783,73 \text{ kNm}$$

$$\text{Geser ultimit, } V_u = 526,00 \text{ kN}$$

Ditinjau untuk lebar 1 meter, maka

$$M_u = 87,08 \text{ kNm}$$

$$V_u = 58,44 \text{ kN}$$

a. Tulangan Lentur

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton, } h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus baja, } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 83 \text{ mm}$$

Rasio tulangan seimbang,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \times 0,85 \times 25 / 390 \times 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= (0,003 + f_y / E_s) / 0,008 \times \rho_b \\ &= (0,003 + 390 / 200000) / 0,008 \times 0,0281 \\ &= 0,0174 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,90$.

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif, } d &= h - d' \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 96,76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen rencana,

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \times 10^6 / (b \times d^2) \\ &= 96,76 \times 10^6 / (1000 \times 417^2) \\ &= 0,556 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

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

$$= 0,85 \times 25/390 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,556 / (0,85 \times 25)}]$$

$$= 0,001145$$

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

$$= 0,00359$$

Digunakan rasio tulangan minimum 0,00359 (< 0,0174 Oke!).

Luas tulangan yang dibutuhkan,

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,00359 \times 1000 \times 417$$

$$= 1469,92 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16.

Jarak tulangan maksimum yang dibutuhkan,

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

$$= \pi/4 \times 16^2 \times 1000 / 1469,92$$

$$= 134,32 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16 - 130.

Tulangan bagi diambil sebesar 35% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 35\% \times A_s$$

$$= 523,92 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan yang diperlukan,

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

$$= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 523,92$$

$$= 253,34 \text{ mm}$$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / 500$$

$$= 265,47 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D13 – 250.

b. Tulangan Geser

Tebal efektif, $d = h - d' = 417 \text{ mm}$.

Kuat geser beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 417 \\
 &= 347,5 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,70 \times 347,5 \\
 &= 243,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit,

$$V_u = 58,44 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 121,63 \text{ kN} \text{ (Tidak perlu tulangan geser).}$$

5.2.12 Penulangan Backwall Atas

Dimensi backwall atas :

$$\text{Tebal, } h = b_2 = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Lebar, } B_y = 9,00 \text{ m}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = 117,53 \text{ kNm}$$

$$\text{Geser ultimit, } V_u = 282,02 \text{ kN}$$

Ditinjau untuk lebar 1 meter, maka

$$M_u = 13,06 \text{ kNm}$$

$$V_u = 31,34 \text{ kN}$$

a. Tulangan Lentur

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton, } h = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus baja, } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 82 \text{ mm}$$

Rasio tulangan seimbang,

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\
 &= 0,85 \times 0,85 \times 25 / 390 \times 600 / (600 + 390) \\
 &= 0,0281
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= (0,003 + f_y/E_s) / 0,008 \times \rho_b \\ &= (0,003 + 390/200000) / 0,008 \times 0,0281 \\ &= 0,0174\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,90$.

$$\begin{aligned}\text{Tebal efektif, } d &= h - d' \\ &= 218 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 14,51 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen rencana,

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times 10^6 / (b \times d^2) \\ &= 14,51 \times 10^6 / (1000 \times 218^2) \\ &= 0,305\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times f_c' / f_y \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')}] \\ &= 0,85 \times 25/390 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,365 / (0,85 \times 25)}] \\ &= 0,00079 \\ \rho_{min} &= 1,4 / f_y \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

Digunakan rasio tulangan minimum 0,00359 ($< 0,0174$ Oke!).

Luas tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 1000 \times 218 \\ &= 782,56 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan maksimum yang dibutuhkan,

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

$$= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 1469,92$$

$$= 169,61 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D13 - 150.

Tulangan bagi diambil sebesar 35% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 35\% \times A_s$$

$$= 273,90 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan yang diperlukan,

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

$$= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 273,90$$

$$= 253,34 \text{ mm}$$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / 500$$

$$= 265,47 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D13 – 250.

b. Tulangan Geser

Tebal efektif, $d = h - d' = 218 \text{ mm}$.

Kuat geser beton,

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 218$$

$$= 182,67 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,70 \times 182,67$$

$$= 127,67 \text{ kN}$$

Gaya geser ultimit,

$$V_u = 31,34 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 63,58 \text{ kN} \text{ (Tidak perlu tulangan geser).}$$

5.2.13 Penulangan Corbel

Dimensi corbel,

Tinggi, $h = h_5 + h_6 = 0,95 \text{ m}$

Lebar, $B_y = 9,00 \text{ m}$

Eksentrisitas beban, $e = b_5 / 2 = 0,23 \text{ m}$

Gaya geser ultimit, $V_u = 5893,80 \text{ kN}$

Gaya tarik ultimit,

$$\begin{aligned} N_u &= 0,2 \times V_u \\ &= 1178,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ditinjau selebar 1 meter, maka :

$$V_u = 654,87 \text{ kN}$$

$$N_u = 130,97 \text{ kN}$$

a. Kontrol Penampang Beton

Mutu beton, $f_c' = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Tebal beton, $h = 950 \text{ mm}$

Modulus baja, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Faktor bentuk, $\beta_1 = 0,85$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 70 \text{ mm}$

Faktor reduksi lentur, $\phi = 0,90$

Faktor reduksi geser, $\phi = 0,70$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif, } d &= h - d' \\ &= 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000 \text{ mm}$

Gaya geser maksimum pada penampang beton,

$$\begin{aligned} V_{n,\max} &= 0,2 \times f_c' \times b \times d \\ &= 0,2 \times 25 \times 1000 \times 880 \\ &= 4400 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{n,\max} &= 5,5 \times b \times d \\ &= 4840 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipilih $V_{n,\max} = 4400 \text{ kN}$.

Beban geser nominal, $V_n = V_u / \phi = 935,52 \text{ kN} < V_{n,\max} = 4400 \text{ kN}$ Oke!

b. Tulangan Geser Friksi

Koefisien friksi, $\mu = 1$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan geser friksi, } A_{vf} &= V_n / (\mu \times f_y) \\ &= 935,52 / (1 \times 390) \\ &= 2398,778 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

c. Tulangan Lentur

Rasio tulangan seimbang,

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \times 0,85 \times 25 / 390 \times 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0281\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\begin{aligned}\rho_{maks} &= (0,003 + f_y / E_s) / 0,008 \times \rho_b \\ &= (0,003 + 390 / 200000) / 0,008 \times 0,0281 \\ &= 0,0174\end{aligned}$$

Momen lentur ultimit,

$$\begin{aligned}M_u &= V_u \times e + N_u \times (h - d) \\ &= 666,91 \times 0,23 + 133,38 \times (950 - 880) \\ &= 156,51 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen lentur nominal,

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 173,90 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahan momen,

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times 10^6 / (b \times d^2) \\ &= 173,90 \times 10^6 / (1000 \times 880^2) \\ &= 0,225\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times f_c' / f_y \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')}] \\
 &= 0,85 \times 25 / 390 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,225 / (0,85 \times 25)}] \\
 &= 0,00058
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}
 A_f &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00058 \times 1000 \times 880 \\
 &= 509,418 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

d. Tulangan Tarik

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan tarik, } A_n &= N_u / (\phi \times f_y) \\
 &= 130,97 / (0,90 \times 390) \\
 &= 373,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

e. Tulangan Tarik Utama

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 0,04 \times f_c' / f_y \\
 &= 0,04 \times 25 / 390 \\
 &= 0,00256
 \end{aligned}$$

Luas tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
 A_{min} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,00256 \times 1000 \times 880 \\
 &= 2256,41 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan tarik utama,

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_f + A_n \\
 &= 509,418 + 373,14 \\
 &= 882,56 \text{ mm}^2 \\
 A_s &= 2/3 \times A_{vf} + A_n \\
 &= 2/3 \times 2398,778 + 373,14 \\
 &= 1972,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan luas tulangan tarik utama minimum, $A_s = A_{s,min} = 2256,41 \text{ mm}^2$.

Digunakan tulangan D22.

Jarak tulangan maksimum yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned} s &= \pi/4 \times D^2 \times b / A_s \\ &= \pi/4 \times 22^2 \times 1000 / 1972,33 \\ &= 168,47 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik utama D22 - 150.

f. Tulangan Pengikat Sejajar

Luas tulangan pengikat sejajar,

$$\begin{aligned} A_h &= 0,5 \times (A_s - A_n) \\ &= 0,5 \times (2256,41 - 373,14) \\ &= 1080,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 dengan jarak antar tulangan arah melintang, $S_y = 500$ mm. Jumlah tulangan pengikat sejajar,

$$\begin{aligned} n &= A_h \times S_y / (b \times \pi/4 \times D^2) \\ &= 107,11 \times 500 / (1000 \times \pi/4 \times 13^2) \\ &= 4,06 \sim 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Tulangan pengikat sejajar disebar merata sepanjang $2/3$ tinggi efektif,

$$\begin{aligned} L_s &= 2/3 \times (h - d') \\ &= 2/3 \times (950 - 70) \\ &= 286,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= L_s \times b / ((n-1) \times S_y) \\ &= 286,67 \times 1000 / ((4-1) \times 500) \\ &= 191,11 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan pengikat sejajar 4 D13 – 150.

g. Tulangan Bagi

Untuk luas tulangan bagi diambil syarat luas tulangan minimum untuk pengendalian retak, $N = 500 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Luas tulangan perlu,

$$\begin{aligned} A_s' &= N \times h \\ &= 500 \times 950 / 1000 \\ &= 475 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \pi/4 \times D^2 \times h / A_s' \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times 950 / 475 \\ &= 265,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D13 – 250.

h. Tulangan Geser

Tinggi efektif penampang di tumpuan,

$$\begin{aligned} d_1 = h - d' &= 950 - 70 \\ &= 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tinggi efektif penampang di ujung bebas,

$$\begin{aligned} d_2 = h_5 - d' &= 500 - 70 \\ &= 430 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= (d_1 - d_2) / b_5 \\ &= (880 - 430) / 450 \\ &= 1,00 \end{aligned}$$

Tinggi efektif penampang pada titik beban,

$$\begin{aligned} d_t = d_1 - e \times \tan \alpha &= 880 - 0,23 \times 10^3 \times 1,00 \\ &= 655 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan geser (τ_u) pada :

$$\text{Tumpuan, } \tau_u = [V_u/(\phi \times b \times d_1) - M_u/(\phi \times b \times d_1^2)] \times \tan \alpha$$

$$\begin{aligned}
 &= [654,87/(0,7 \times 1000 \times 880) - 156,51/(0,9 \times 1000 \times 880^2)] \times 1.00 \\
 &= 0,84 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Titik beban, } \tau_u &= [V_u/(\phi \times b \times d_t) - M_u/(\phi \times b \times d_t^2)] \times \tan \alpha \\
 &= [654,87/(0,7 \times 1000 \times 655) - 0/(0,9 \times 1000 \times 655^2)] \times 1.00 \\
 &= 1,43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Ujung bebas, } \tau_u = 0,00 \text{ MPa}$$

Tegangan geser akibat beban geser terbesar 1,43 MPa.

Tegangan geser oleh beton,

$$\begin{aligned}
 \tau_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \\
 &= 0,83 \text{ MPa} \\
 \phi \tau_c &= 0,58 \text{ MPa} \\
 \tau_{cl} &= 2 \times \tau_c \\
 &= 1,67 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan geser pada tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 \tau_s &= \tau_u - \tau_c \\
 &= 1,43 - 0,83 \\
 &= 0,59 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 dengan jarak antar tulangan arah melintang $S_y = 400$ mm.

Luas tulangan geser,

$$\begin{aligned}
 A_v &= \pi/4 \times D^2 \times b / S_y \\
 &= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 400 \\
 &= 331,83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $\tau_s < \tau_{cl}$ maka jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= A_v \times f_{yt} / (\tau_s \times b) \\
 &= 331,83 \times 390 / (0,59 \times 1000) \\
 &= 217,52 \text{ mm} \\
 s &= A_v \times 3 \times f_y / b \\
 &= 331,83 \times 3 \times 390 / 1000 \\
 &= 388,24 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = d/2$$

$$= 327,5 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan geser D13 – 200/400.

5.2.14 Penulangan Wingwall

Dimensi wingwall :

$$\text{Tebal, } h = h_w = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar, } H_x = b_6 + b_8 = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi, } H_y = H = 4,85 \text{ m}$$

Beban ultimit pada wingwall :

$$M_u = 626,38 \text{ kNm}$$

$$V_u = 501,10 \text{ kN}$$

Ditinjau setinggi 1 meter, maka :

$$M_u = 129,15 \text{ kNm}$$

$$V_u = 103,32 \text{ kN}$$

a. Tulangan Lentur

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton, } h = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus baja, } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 85 \text{ mm}$$

asio tulangan seimbang,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \times 0,85 \times 25 / 390 \times 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= (0,003 + f_y / E_s) / 0,008 \times \rho_b \\ &= (0,003 + 390 / 200000) / 0,008 \times 0,0281 \end{aligned}$$

$$= 0,0174$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,90$.

$$\begin{aligned}\text{Tebal efektif, } d &= h - d' \\ &= 515 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 143,50 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen rencana,

$$\begin{aligned}R_n &= M_n \times 10^6 / (b \times d^2) \\ &= 143,50 \times 10^6 / (1000 \times 515^2) \\ &= 0,541\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times f_c' / f_y \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')}] \\ &= 0,85 \times 25 / 390 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,541 / (0,85 \times 25)}] \\ &= 0,00141 \\ \rho_{min} &= 1,4 / f_y \\ &= 0,00359\end{aligned}$$

Digunakan rasio tulangan minimum 0,00359 ($< 0,0174$ Oke!).

Luas tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,00359 \times 1000 \times 515 \\ &= 1848,72 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19.

Jarak tulangan maksimum yang dibutuhkan,

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

$$\begin{aligned}
 &= \pi/4 \times 19^2 \times 1000 / 1848,72 \\
 &= 153,37 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D19 - 150.

Tulangan bagi diambil sebesar 35% dari tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 35\% \times A_s \\
 &= 647,05 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= \pi/4 \times D^2 \times b / A_s' \\
 &= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 647,05 \\
 &= 205,13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \pi/4 \times D^2 \times b / 500 \\
 &= 265,47 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D13 – 200.

b. Tulangan Geser

Tebal efektif, $d = h - d' = 515 \text{ mm}$.

Kuat geser beton,

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 515 \\
 &= 429,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,70 \times 347,5 \\
 &= 386,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit,

$$V_u = 103,32 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 193,125 \text{ kN} \text{ (Tidak perlu tulangan geser).}$$

5.2.15 Analisis Reaksi Fondasi Dalam

Notasi dimensi dan konfigurasi untuk analisis fondasi dalam ditunjukkan pada Gambar 5. 34.

Data material bor pile :

Mutu beton,	f_c'	=	25 MPa
Mutu baja,	f_y	=	390 MPa
Berat beton,	W_c	=	25 kN/m ³
Modulus beton,	E_c	=	23500 MPa
Modulus baja,	E_s	=	200000 MPa

Dimensi pile cap :

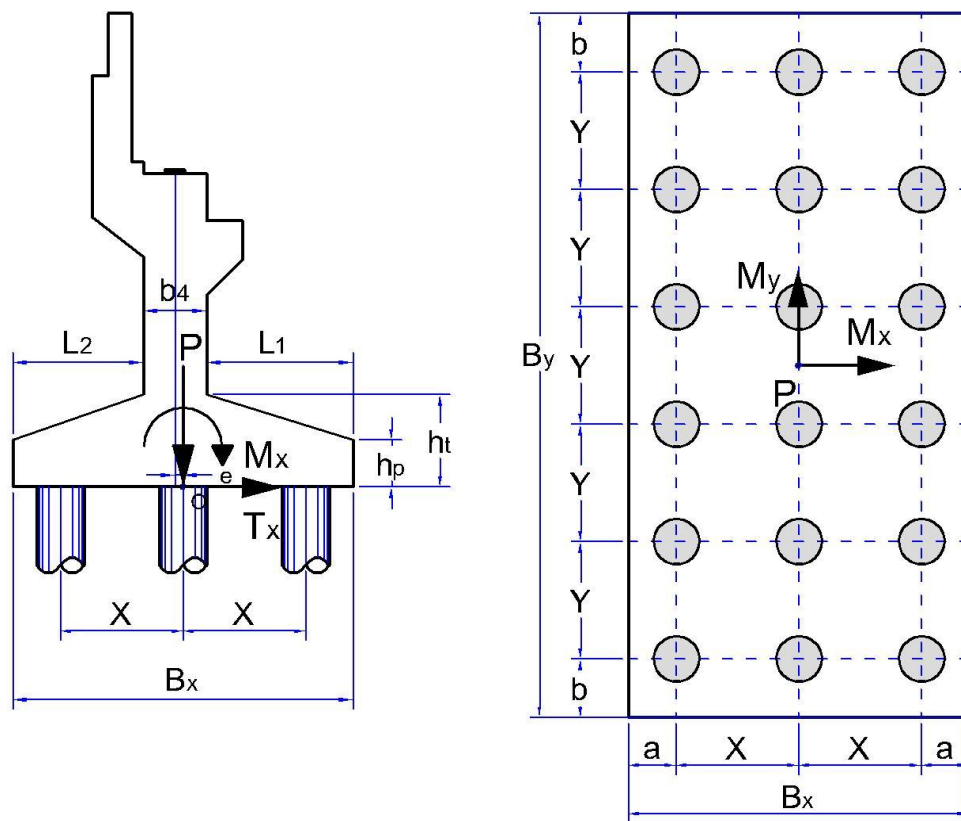
Lebar arah x,	B_x	=	4,3 m
Lebar arah y,	B_y	=	9 m
Kaki depan,	L_1	=	1,7 m
Kaki belakang,	L_2	=	1,7 m
Tebal :	$h_p = h_{11}$	=	0,6 m
	$h_t = h_9 + h_{11}$	=	1,2 m
	$h_p' = h_{10}$	=	0,6 m
	$h_t' = h_8 + h_{10}$	=	1,2 m

Jarak pusat tiang bor terhadap sisi luar pile cap :

a	=	0,8 m
b	=	0,8 m

Data susunan tiang bor :

Jumlah baris tiang bor,	n_y	=	5 buah
Jumlah tiang bor dalam satu baris,	n_x	=	2 buah
Jarak antara tiang bor arah X,	X	=	$(B_x - 2 \times a) \times n_x$
		=	$(4,15 - 2 \times 0,8) \times 2$
		=	2,70 m
Jarak antara tiang bor arah Y,	Y	=	$(B_y - 2 \times b) \times n_y$
		=	$(9 - 2 \times 0,8) \times 5$
		=	1,85 m



Gambar 5. 34 Skema fondasi dalam

Jumlah bor pile, $n = n_x \times n_y = 10$ buah.

Distribusi beban pada masing-masing tiang bor dipengaruhi oleh jarak setiap tiang bor terhadap pusat pile cap. Perhitungan parameter jarak ditunjukkan pada Tabel 5. 70.

Tabel 5. 70 Perhitungan parameter jarak tiang bor

No	$X_{\max} = 1,35$	m	$Y_{\max} = 3,70$	m
1	$X1 = 1,35$	$X1^2 = 9,11$	$Y1 = 3,70$	$Y1^2 = 27,38$
2	$X2 = -1,35$	$X2^2 = 9,11$	$Y2 = 1,85$	$Y2^2 = 6,85$
3			$Y3 = 0,00$	$Y3^2 = 0,00$
4			$Y4 = -3,70$	$Y5^2 = 27,38$
5			$Y5 = -3,70$	$Y6^2 = 27,38$
$n_y \sum X^2 = 18,23$			$n_x \sum Y^2 = 88,99$	

Gaya ultimit yang diterima satu tiang bor (Tinjauan arah X) :

$$P_{u,\max} = P_u/n + M_{ux} \times X_{\max} / n_y \sum X^2$$

$$P_{u,\min} = P_u/n - M_{ux} \times X_{\max} / n_y \sum X^2$$

Tabel 5. 71 Perhitungan gaya ultimit tiang bor arah X

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P _u	M _{ux}	P _u /n	M _{ux} X/n _y ΣX ²	P _{u,max}	P _{u,min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	9953,15	1759,57	995,32	130,34	1125,65	864,98
2	Kuat II	9414,13	1522,00	941,41	112,74	1054,15	828,67
3	Kuat III	7527,56	690,49	752,76	51,15	803,90	701,61
4	Kuat IV	7527,56	690,49	752,76	51,15	803,90	701,61
5	Kuat V	7573,51	685,89	757,35	50,81	808,16	706,54
6	Ekstrem I	7527,56	9917,36	752,76	734,62	1487,38	18,14
7	Ekstrem II	8201,34	987,46	820,13	73,14	893,28	746,99
8	Daya Layan I	7021,22	1296,45	702,12	96,03	798,16	606,09
9	Daya Layan II	7379,54	1479,22	737,95	109,57	847,53	628,38
10	Daya Layan III	6751,71	1177,66	675,17	87,23	762,41	587,94
11	Daya Layan IV	5627,72	707,10	562,77	52,38	615,15	510,39

Gaya ultimit yang diderita satu tiang bor (Tinjauan arah Y) :

$$P_{u,max} = P_u/n + M_{uy} \times X_{max} / n_x \Sigma Y^2$$

$$P_{u,min} = P_u/n - M_{uy} \times X_{max} / n_x \Sigma Y^2$$

Tabel 5. 72 Perhitungan gaya ultimit tiang bor arah Y

NO	KOMBINASI PEMBEBANAN	P _u	M _{uy}	P _u /n	M _{uy} Y/n _x ΣY ²	P _{u,max}	P _{u,min}
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	Kuat I	9953,15	0,00	995,32	0,00	995,32	995,32
2	Kuat II	9414,13	0,00	941,41	0,00	941,41	941,41
3	Kuat III	7527,56	84,43	752,76	3,51	756,27	749,25
4	Kuat IV	7527,56	0,00	752,76	0,00	752,76	752,76
5	Kuat V	7573,51	159,27	757,35	6,62	763,97	750,73
6	Ekstrem I	7527,56	8045,67	752,76	334,54	1087,30	418,22
7	Ekstrem II	8201,34	0,00	820,13	0,00	820,13	820,13
8	Daya Layan I	7021,22	153,24	702,12	6,37	708,49	695,75
9	Daya Layan II	7379,54	0,00	737,95	0,00	737,95	737,95
10	Daya Layan III	6751,71	153,24	675,17	6,37	681,54	668,80
11	Daya Layan IV	5627,72	42,22	562,77	1,76	564,53	561,02

Berat sendiri kaki depan pile cap ditunjukkan pada Tabel 5. 73.

Tabel 5. 73 Perhitungna berat sendiri kaki depan pile cap

NO	PARAMETER BAGIAN				BERAT	LENGAN	MOMEN
	b (m)	h (m)	panjang	FB	(kN)	(m)	(kNm)
1	1,9	0,6	9	0,5	128,25	0,63	81,225
2	1,9	0,6	9	1	256,5	0,95	243,675
$W_c =$					384,75	$M_c =$	324,900

Faktor beban ultimit, $K = 1,3$

Gaya geser ultimit akibat berat pile cap,

$$\begin{aligned}
 W_{uc} &= K \times W_c \\
 &= 1,3 \times 384,75 \\
 &= 500,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen ultimit akibat berat pile cap,

$$\begin{aligned}
 M_{uc} &= K \times M_c \\
 &= 1,3 \times 324,90 \\
 &= 422,37 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tebal breastwall, $b_4 = 0,70 \text{ m}$

Gaya ultimit tiang bor, $P_{u,max} = 1487,38 \text{ kN}$ (Nilai terbesar dari Tabel 5. 71 dan Tabel 5. 72).

Tabel 5. 74 Momen pada pile cap akibat reaksi tiang bor

Jarak tiang bor thd. Pusat $X \text{ (m)}$		Lengan thd. Sisi luar dinding $X_p \text{ (m)}$		$M = n_y * P_{u,max} * X_p$
$X_1 =$	1,28	$X_{p1} = X_1 - b_4 / 2 =$	0,9	7436,88
$X_2 =$	0,00	$X_{p2} = X_2 - b_4 / 2 =$	0	0,00
$X_3 =$	0,00	$X_{p3} = X_3 - b_4 / 2 =$	0	0,00

Momen maksimum pada pile cap akibat reaksi tiang bor, $M_p = 7436,88 \text{ kNm}$

Momen ultimit pile cap, $M_{ur} = M_p - M_{uc} = 7436,88 - 422,37 = 7014,51 \text{ kNm}$

Momen ultimit rencana per meter lebar, $M_u = M_{ur} / B_y = 7014,51/9 = 779,39 \text{ kNm}$

$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser pile cap, } V_{ur} &= n_y \times P_{u,\max} - W_{uc} \\
&= 5 \times 1487,38 - 500,18 \\
&= 6936,70 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Gaya geser ultimit per meter lebar, $V_u = V_{ur} / B_y = 6936,70/9 = 770,74 \text{ kN}$.

5.2.16 Analisis Pile Cap

a. Tulangan Lentur / Tulangan Pokok

Mutu beton, $f_c' = 25 \text{ MPa}$

Mutu baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Tebal beton, $h = 600 \text{ mm}$

Modulus baja, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Faktor bentuk, $\beta_1 = 0,85$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 105 \text{ mm}$

Rasio tulangan seimbang,

$$\begin{aligned}
\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) \\
&= 0,85 \times 0,85 \times 25 / 390 \times 600 / (600 + 390) \\
&= 0,0281
\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum,

$$\begin{aligned}
\rho_{maks} &= (0,003 + f_y / E_s) / 0,008 \times \rho_b \\
&= (0,003 + 390 / 200000) / 0,008 \times 0,0281 \\
&= 0,0174
\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,90$.

$$\begin{aligned}
\text{Tebal efektif, } d &= h - d' \\
&= 1095 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned}
M_n &= M_u / \phi \\
&= 865,99 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen rencana,

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

$$\begin{aligned}
 &= 865,99 \times 10^6 / (1000 \times 1095^2) \\
 &= 0,722
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times f_c' / f_y \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')}] \\
 &= 0,85 \times 25 / 390 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,722 / (0,85 \times 25)}] \\
 &= 0,00188
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 1,4 / f_y \\
 &= 0,00359
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{alt} &= 1,333 \times \rho \\
 &= 0,00251
 \end{aligned}$$

Digunakan rasio tulangan alternatif 0,00211 (< 0,0174 Oke!).

Luas tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00251 \times 1000 \times 1095 \\
 &= 2751,36 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25.

Jarak tulangan maksimum yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned}
 s &= \pi / 4 \times D^2 \times b / A_s \\
 &= \pi / 4 \times 22^2 \times 1000 / 2751,36 \\
 &= 178,41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur D15 – 170.

Tulangan bagi diambil sebesar 35% dari tulangan pokok,

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 35\% \times A_s \\
 &= 962,98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16.

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= \pi / 4 \times D^2 \times b / A_s' \\
 &= \pi / 4 \times 16^2 \times 1000 / 962,98 \\
 &= 208,79 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / 500$$

$$= 402,12 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D16 – 200.

Tulangan bagi atas arah X diambil 35% dari tulangan susut atas arah X,

$$A_s' = 35\% \times A_s$$

$$= 962,98 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16.

Jarak tulangan yang diperlukan,

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

$$= \pi/4 \times 16^2 \times 1000 / 962,98$$

$$= 208,79 \text{ mm}$$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / 500$$

$$= 402,12 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut atas arah X yaitu D16 – 200.

Tulangan susut atas arah X diambil sebesar 35% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 35\% \times 962,98$$

$$= 337,04 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13.

Jarak tulangan yang diperlukan,

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

$$= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 337,04$$

$$= 393,82 \text{ mm}$$

$$s = \pi/4 \times D^2 \times b / 500$$

$$= 265,47 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut atas arah X yaitu D13 – 250.

b. Tulangan Geser

Tebal efektif, $d = h - d' = 1095 \text{ mm}$.

Kuat geser beton,

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1095 \\ &= 912,50 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,70 \times 912,50 \\ &= 638,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 2 \times \phi V_c \\ &= 1825 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 4 \times \phi V_c \\ &= 3650 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit, $V_u = 770,74 \text{ kN}$

Gaya geser pada tulangan geser,

$$\begin{aligned} V_s &= (V_u - \phi V_c) / \phi \\ &= (770,74 - 638,75) / 0,70 \\ &= 155,29 \text{ kN} < V_{c2} = 3650 \text{ kN Oke!} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 dengan jarak antar tulangan arah melintang $S_y = 500 \text{ mm}$. Luas tulatang geser,

$$\begin{aligned} A_{sv} &= \pi/4 \times D^2 \times b / S_y \\ &= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 500 \\ &= 265,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $V_s < V_{c1}$, maka jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= A_{sv} \times f_y \times d / V_s \\ &= 265,47 \times 1095 / 155,29 \\ &= 730,04 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= A_{sv} \times 3 \times f_y / b \\ &= 265,47 \times 3 \times 390 / 1000 \\ &= 310,59 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s = d/2$$

$$= 547,5 \text{ mm}$$

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

Digunakan tulangan geser D13 – 300/500.

5.3 Basis Data

Basis data untuk analisis statistik didapatkan dari perhitungan volume beton dan volume baja tulangan untuk setiap variasi desain sesuai Lampiran A. Perhitungan volume beton ditunjukkan pada lampiran B. Perhitungan volume baja tulangan dilakukan dengan membuat BBS (*Bar Bending Schedule*) yang terdapat dalam Lampiran C. Reaksi perletakan pada setiap tumpuan untuk setiap variasi panjang bentang jembatan ditampilkan dalam lampiran E. Basis data untuk analisis statistik dan pemodelan estimasi volume *abutment* pada zona gempa 1, 2, 3, dan 4 berturut-turut ditunjukkan pada Tabel 5. 75, Tabel 5. 76, Tabel 5. 77, dan Tabel 5. 78.

Tabel 5. 75 Basis data zona gempa 1

No.	Zona Gempa	Ketinggian <i>Abutment</i> (m)	Bentang Jembatan (m)	Volume Beton (m ³)	Volume Baja Tulangan (kg)
1	1	4,00	20,00	120,50	11490,30
2	1	4,00	25,00	125,72	12171,59
3	1	4,00	30,00	129,90	12674,93
4	1	4,00	35,00	131,34	12700,62
5	1	4,00	40,00	138,40	13960,99
6	1	6,00	20,00	205,19	17809,14
7	1	6,00	25,00	213,01	18689,85
8	1	6,00	30,00	216,22	19176,09
9	1	6,00	35,00	216,22	19301,65
10	1	6,00	40,00	223,70	20609,49
11	1	8,00	20,00	313,94	27363,32
12	1	8,00	25,00	320,97	29391,51
13	1	8,00	30,00	325,64	30201,99
14	1	8,00	35,00	325,64	30225,37
15	1	8,00	40,00	341,08	31874,17

Tabel 5. 76 Basis data zona gempa 2

No.	Zona Gempa	Ketinggian <i>Abutment</i> (m)	Bentang Jembatan (m)	Volume Beton (m ³)	Volume Baja Tulangan (kg)
1	2	4,00	20,00	130,40	11675,84
2	2	4,00	25,00	137,85	12709,39
3	2	4,00	30,00	141,07	13304,27
4	2	4,00	35,00	141,07	13333,47
5	2	4,00	40,00	145,28	14269,98
6	2	6,00	20,00	212,78	18020,71
7	2	6,00	25,00	222,50	19137,89
8	2	6,00	30,00	224,70	19642,93
9	2	6,00	35,00	224,70	19666,32
10	2	6,00	40,00	234,15	21266,30
11	2	8,00	20,00	317,74	29890,24
12	2	8,00	25,00	332,15	31728,57
13	2	8,00	30,00	333,67	32653,18
14	2	8,00	35,00	333,67	33221,82
15	2	8,00	40,00	345,42	35717,21

Tabel 5. 77 Basis data zona gempa 3

No.	Zona Gempa	Ketinggian <i>Abutment</i> (m)	Bentang Jembatan (m)	Volume Beton (m ³)	Volume Baja Tulangan (kg)
1	3	4,00	20,00	141,88	12472,22
2	3	4,00	25,00	149,59	13629,05
3	3	4,00	30,00	148,79	13900,69
4	3	4,00	35,00	148,79	14152,10
5	3	4,00	40,00	158,96	15258,43
6	3	6,00	20,00	241,04	20500,79
7	3	6,00	25,00	254,76	22286,99
8	3	6,00	30,00	258,01	23602,81
9	3	6,00	35,00	258,01	23726,38
10	3	6,00	40,00	267,80	25907,54
11	3	8,00	20,00	362,63	39133,11
12	3	8,00	25,00	370,34	42429,64
13	3	8,00	30,00	372,43	43314,50
14	3	8,00	35,00	372,43	43777,38
15	3	8,00	40,00	389,13	47586,99

Tabel 5. 78 Basis data zona gempa 4

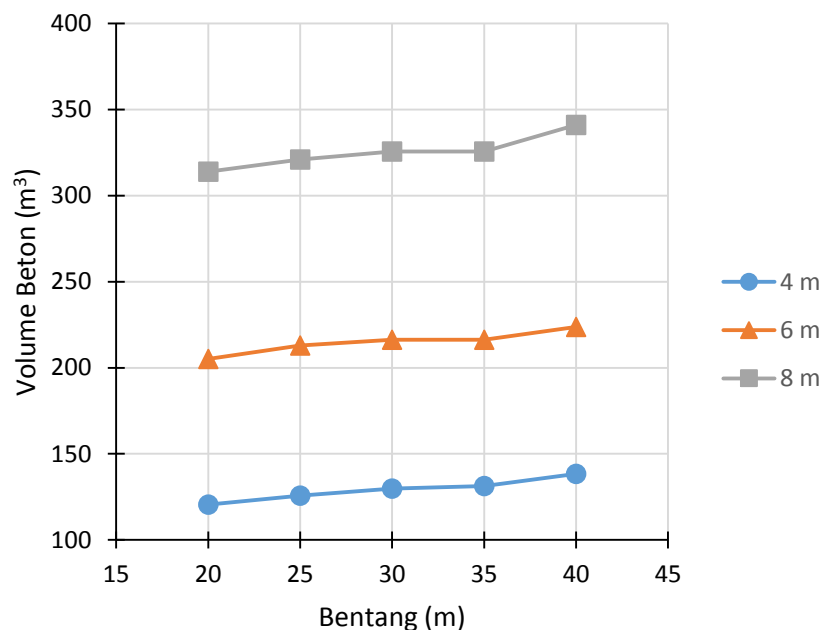
No.	Zona Gempa	Ketinggian <i>Abutment</i> (m)	Bentang Jembatan (m)	Volume Beton (m ³)	Volume Baja Tulangan (kg)
1	4	4,00	20,00	156,60	15050,12
2	4	4,00	25,00	163,35	16602,99
3	4	4,00	30,00	166,69	16964,22
4	4	4,00	35,00	166,69	17275,40
5	4	4,00	40,00	175,58	19713,91
6	4	6,00	20,00	277,58	27124,43
7	4	6,00	25,00	284,76	29808,53
8	4	6,00	30,00	288,13	31144,20
9	4	6,00	35,00	288,13	31768,11
10	4	6,00	40,00	302,07	34964,10
11	4	8,00	20,00	405,00	52839,80
12	4	8,00	25,00	429,25	58077,61
13	4	8,00	30,00	431,53	59174,65
14	4	8,00	35,00	431,53	59692,39
15	4	8,00	40,00	446,72	64971,23

Sebelum model regresi dibuat, data hasil desain *abutment* ditampilkan dalam bentuk grafik dengan koordinat kartesius. Grafik tersebut menampilkan hubungan antara variabel dependen dan variabel independen. Melalui grafik tersebut arah dan bentuk hubungan antar variabel dapat diketahui. Plot data pada grafik dilakukan dengan variabel dependen sebagai absis dan variabel independen sebagai ordinat. Pembuatan grafik dilakukan terpisah untuk setiap variabel independen.

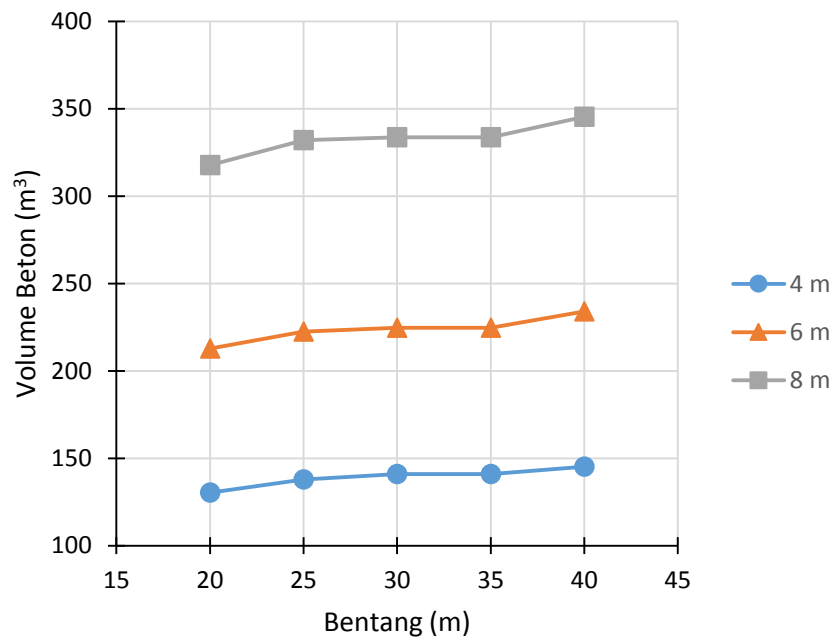
Untuk zona gempa 1, 2, 3 dan 4 pengaruh bentang jembatan (L) terhadap volume beton (Vc) ditunjukkan berturut-turut pada Gambar 5. 35, Gambar 5. 36, Gambar 5. 37, dan Gambar 5. 38. Terdapat 3 buah kurva pada setiap gambar. Satu buah kurva mewakili satu buah ketinggian *abutment*. Grafik tersebut menunjukkan hubungan yang positif dan linier. Hal tersebut disebabkan semakin besar panjang bentang jembatan maka semakin tinggi penampang I-Girder yang digunakan sehingga beban yang diterima elastomer semakin tinggi. Akibatnya panjang perletakan yang dibutuhkan semakin besar sehingga tebal breastwall meningkat. Selain itu, dimensi backwall yang dibutuhkan juga semakin tinggi sehingga volume beton meningkat. Grafik tersebut juga menunjukkan terdapat hubungan yang positif dan cukup linier antara ketinggian *abutment* terhadap volume beton. Hal tersebut ditunjukkan dari selisih volume beton antar ketinggian

abutment. Selisih volume beton antar ketinggian *abutment* tidak menunjukkan perubahan yang cukup ekstrem. Keseluruhan grafik ditunjukkan pada Gambar 5. 39.

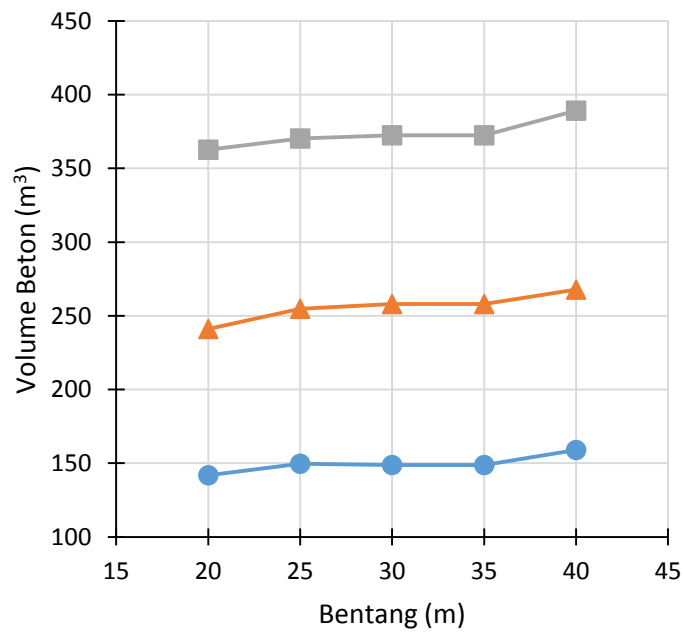
Kurva pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m menunjukkan volume beton hampir konstan. Hal ini disebabkan perubahan penampang girder pada bentang tersebut relatif kecil jika dibandingkan dengan bentang 20 m dan 40 m. Pada bentang 25 m penampang girder menggunakan PCI H-160 sedangkan pada bentang 30 m dan 35 m penampang girder menggunakan PCI H-170. Kedua penampang tersebut memiliki perubahan dimensi yang relatif kecil jika dibandingkan dengan dimensi girder pada bentang 20 m yaitu PCI H-125 dan pada bentang 40 m yaitu PCI H-210. Perubahan penampang girder yang relatif kecil ini membuat dimensi penampang beton hanya mengalami sedikit perubahan. Akibatnya perubahan volume beton yang terjadi relatif kecil.



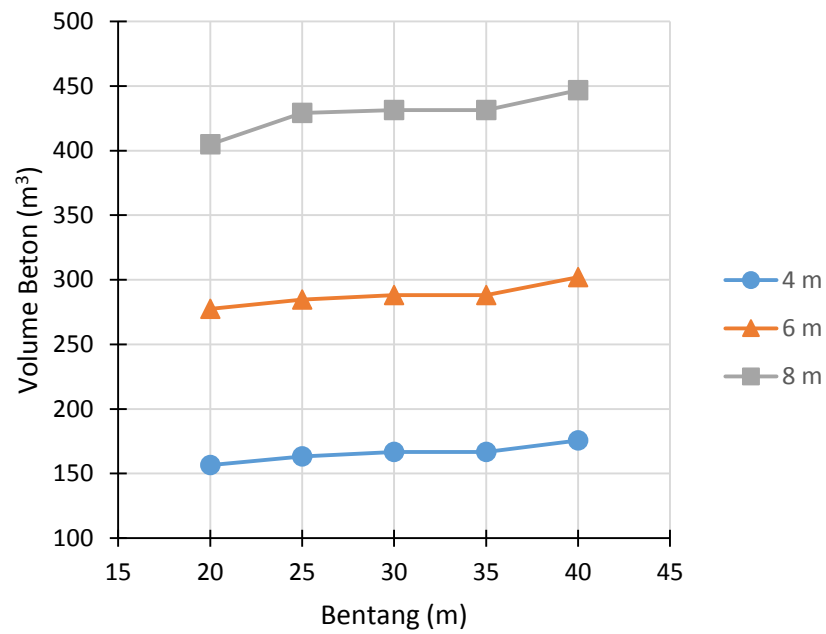
Gambar 5. 35 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 1



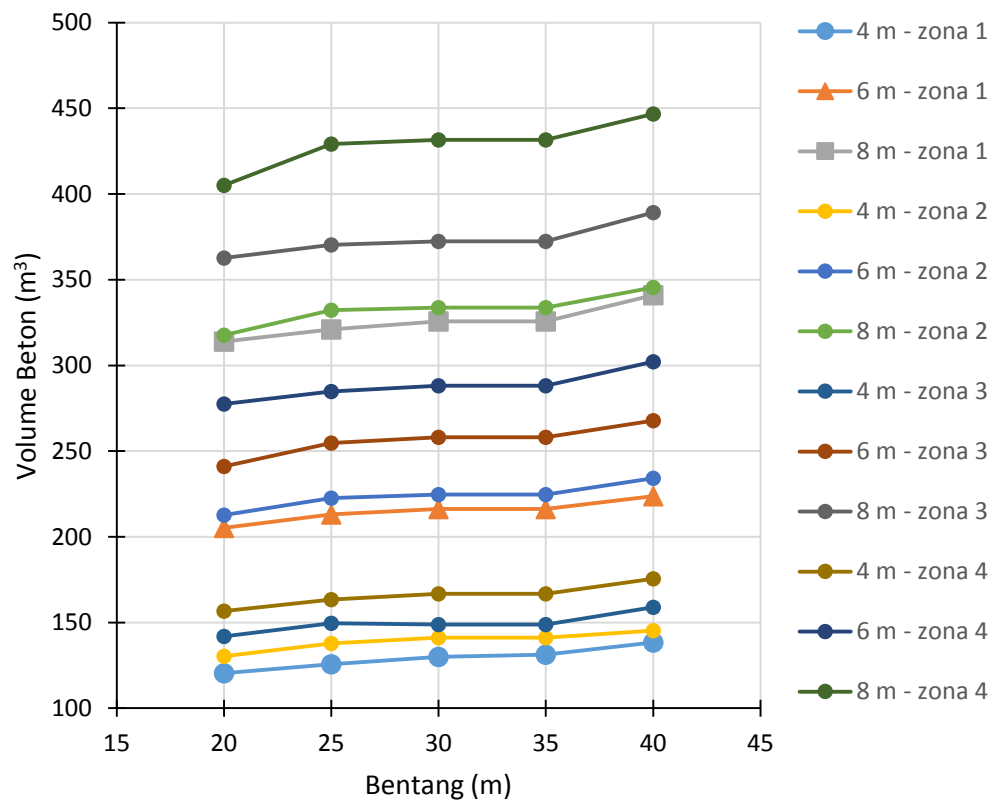
Gambar 5. 36 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 2



Gambar 5. 37 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 3

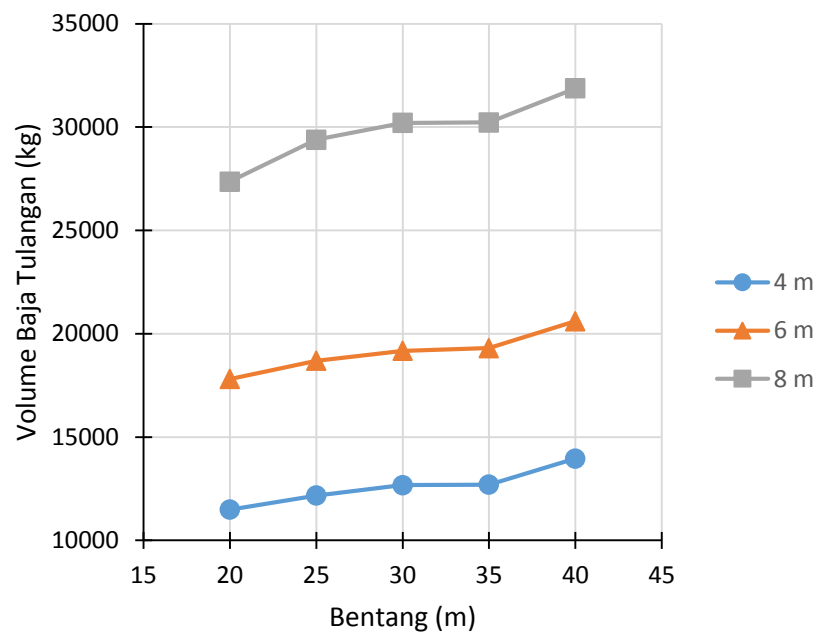


Gambar 5. 38 Grafik hubungan antara bentang dan volume beton untuk zona gempa 4

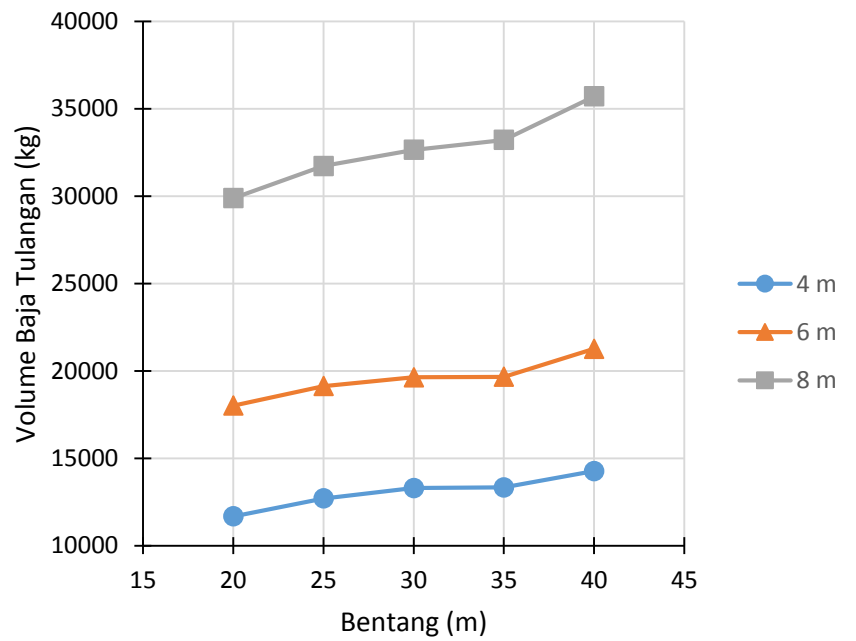


Gambar 5. 39 Keseluruhan grafik hubungan antara bentang dan volume beton

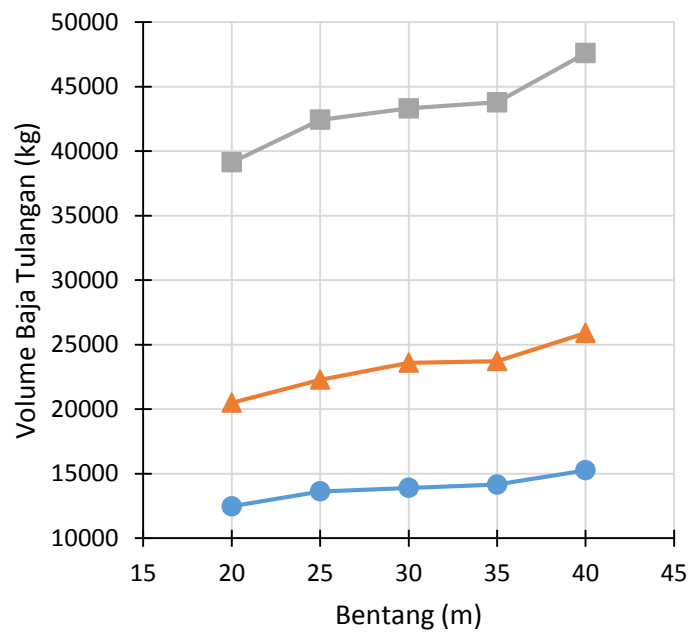
Untuk zona gempa 1, 2, 3 dan 4 pengaruh bentang jembatan (L) terhadap volume baja tulangan (V_s) ditunjukkan berturut-turut pada Gambar 5. 40, Gambar 5. 41, Gambar 5. 42, dan Gambar 5. 43. Grafik tersebut menunjukkan hubungan yang positif dan linier. Hal tersebut disebabkan semakin besar panjang bentang jembatan maka semakin tinggi penampang I-Girder yang digunakan sehingga beban yang diterima struktur *abutment* semakin tinggi. Semakin besar beban dari struktur atas yang diterima struktur *abutment* maka kapasitas penampang yang dibutuhkan akan semakin besar. Akibatnya volume baja tulangan semakin besar. Grafik tersebut juga menunjukkan terdapat hubungan yang positif dan non-linier antara ketinggian *abutment* terhadap volume baja tulangan. Hal tersebut ditunjukkan dari selisih volume baja tulangan antar ketinggian *abutment*. Selisih volume baja tulangan antar ketinggian *abutment* menunjukkan perubahan yang cukup ekstrem dan semakin meningkat seiring meningkatnya zona gempa. Keseluruhan grafik ditunjukkan pada Gambar 5. 44.



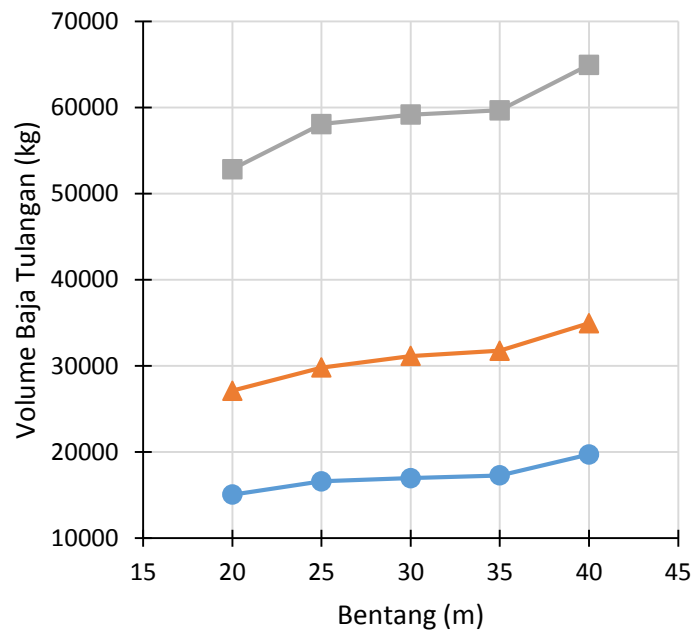
Gambar 5. 40 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 1



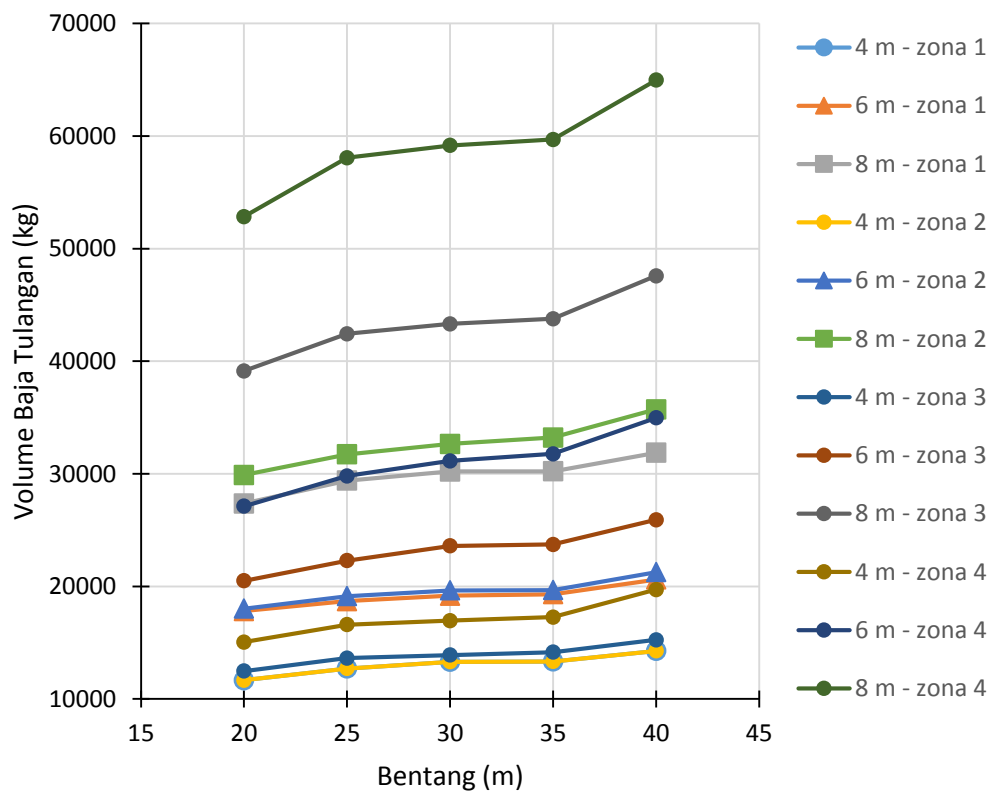
Gambar 5. 41 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 2



Gambar 5. 42 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 3



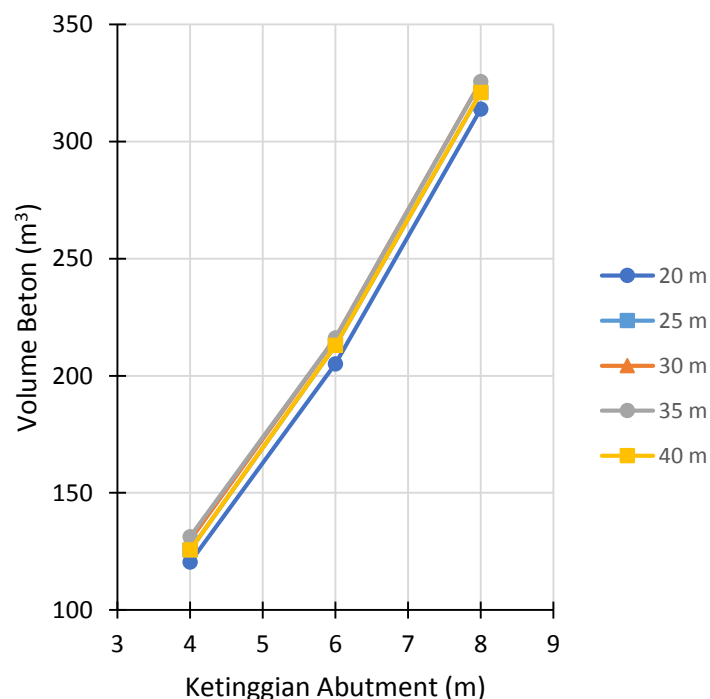
Gambar 5. 43 Grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan untuk zona gempa 4



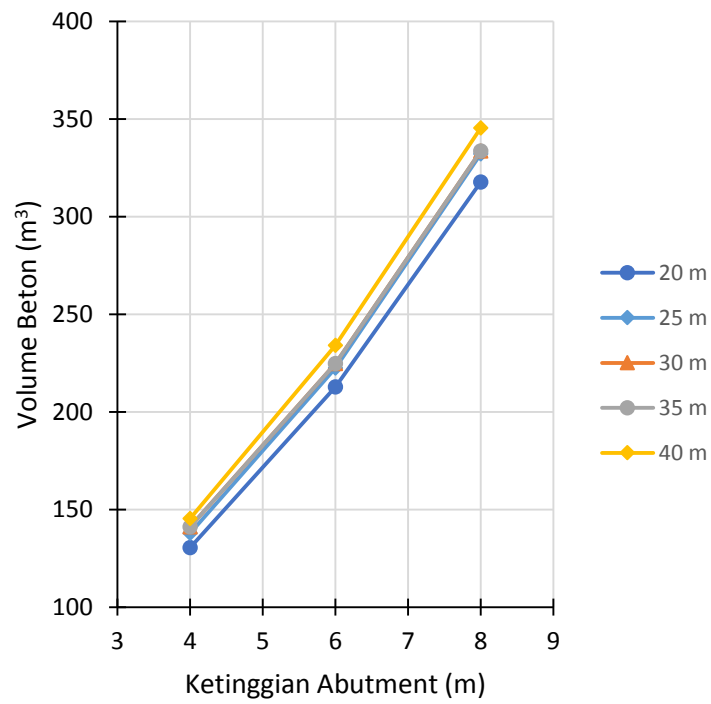
Gambar 5. 44 Keseluruhan grafik hubungan antara bentang dan volume baja tulangan

Pengaruh ketinggian *abutment* (H) terhadap volume beton (V_c) untuk setiap zona gempa berturut-turut ditunjukkan pada Gambar 5. 45, Gambar 5. 46, Gambar 5. 47, dan Gambar 5. 48. Terdapat 5 buah kurva pada setiap gambar. Satu buah kurva mewakili satu buah panjang bentang. Pengaruh ketinggian *abutment* terhadap volume beton menunjukkan hubungan yang positif dan linier. Hal tersebut disebabkan volume beton sebanding dengan ketinggian *abutment*. Semakin tinggi *abutment* maka semakin besar volume beton yang dibutuhkan.

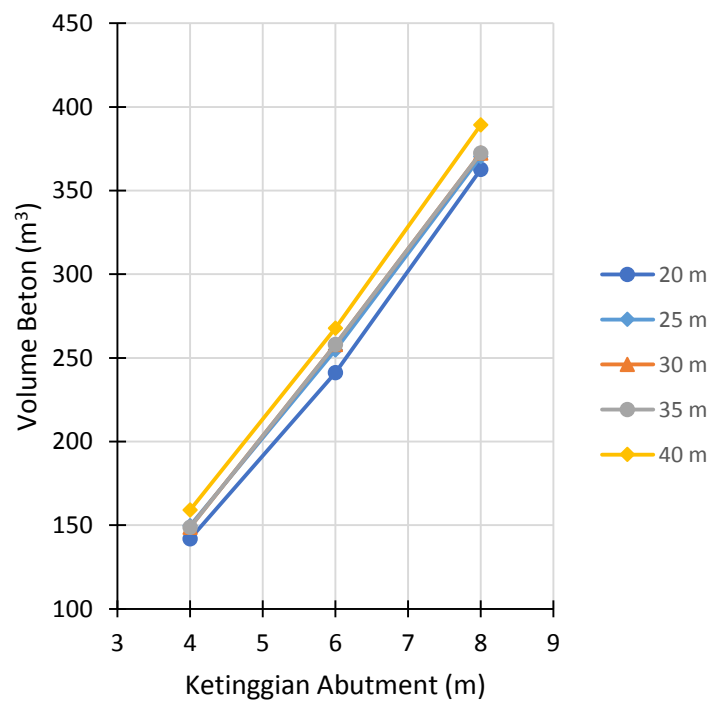
Kurva pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m selalu mendekati berimpit. Hal tersebut disebabkan tidak terjadi perubahan penampang girder yang relatif besar jika dibandingkan dengan bentang 20 m dan 40 m. Pada bentang 25 m penampang girder menggunakan PCI H-160 sedangkan pada bentang 30 m dan 35 m penampang girder menggunakan PCI H-170. Kedua penampang tersebut memiliki perubahan dimensi yang relatif kecil jika dibandingkan dengan dimensi girder lain yang digunakan dalam penelitian ini yaitu PCI H – 125 pada bentang 20 m dan PCI H – 210 pada bentang 40 m. Hal tersebut menyebabkan perubahan dimensi yang kecil pada *abutment*. Akibatnya volume beton antara bentang 25 m; 30 m; dan 35 m hampir sama sehingga kurva tersebut terlihat berimpit. Keseluruhan grafik ditunjukkan pada Gambar 5. 49.



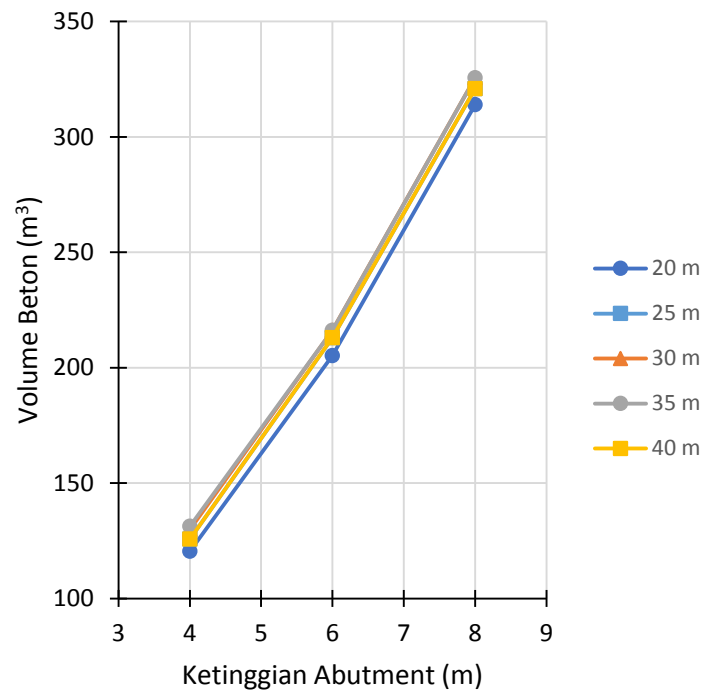
Gambar 5. 45 Volume beton (V_c) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 1



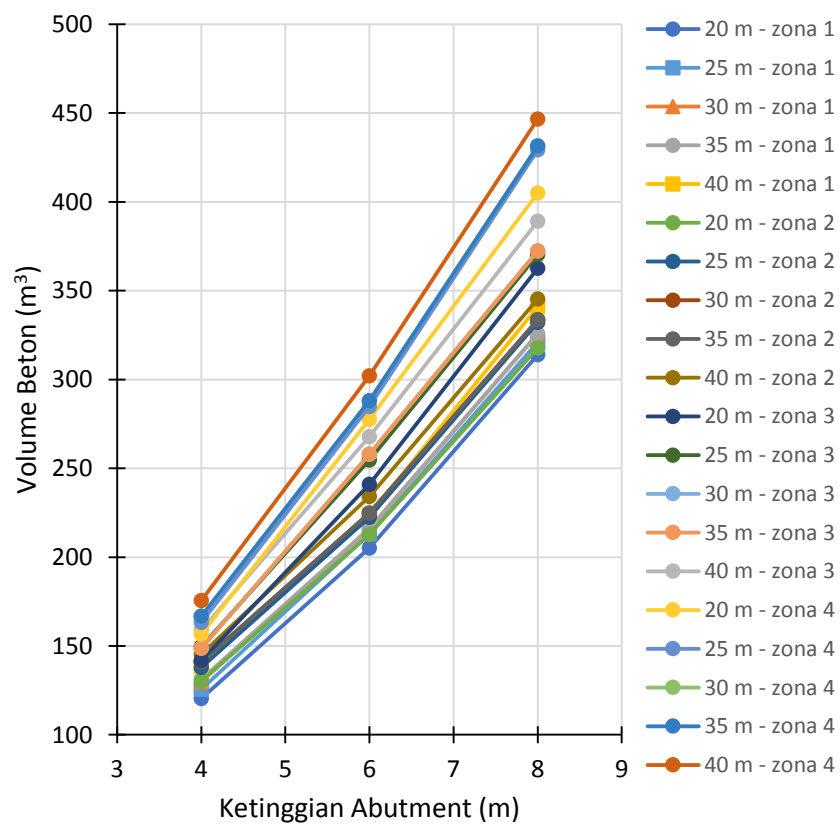
Gambar 5. 46 Volume beton (V_c) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 2



Gambar 5. 47 Volume beton (V_c) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 3



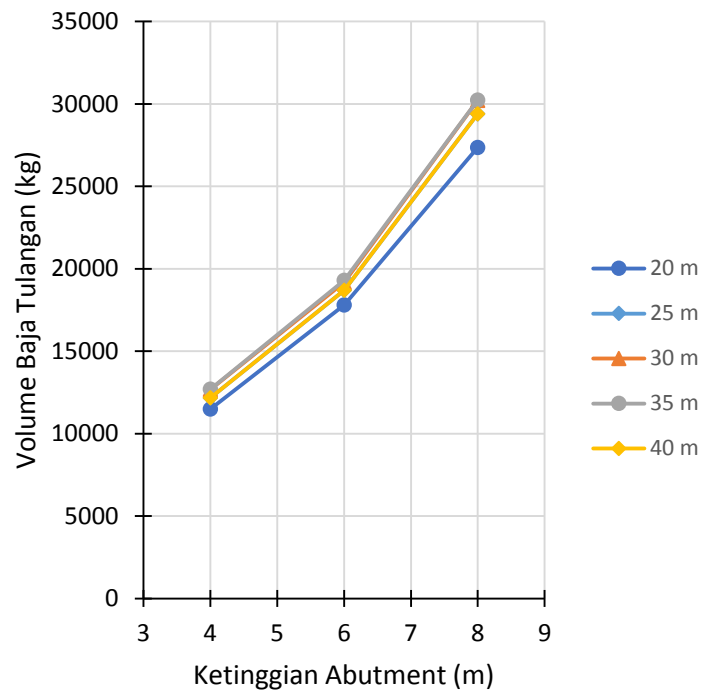
Gambar 5. 48 Volume beton (V_c) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 4



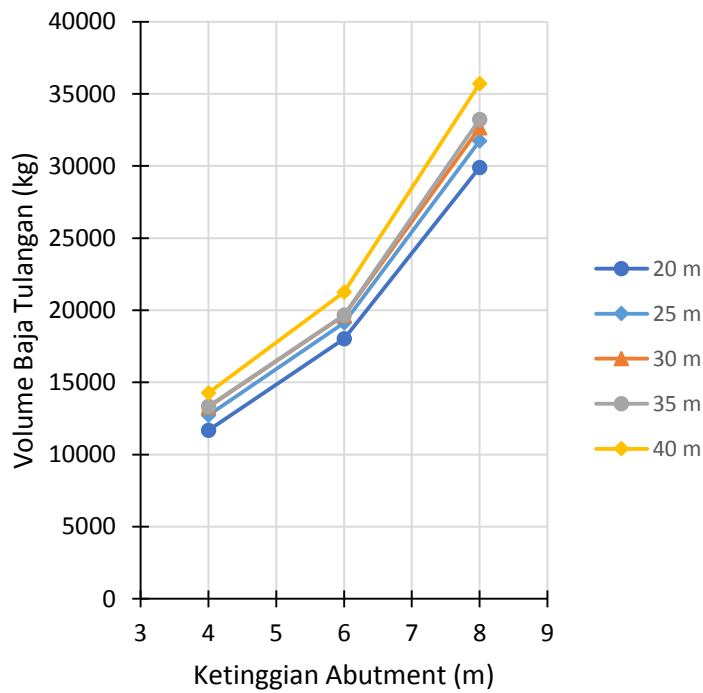
Gambar 5. 49 Keseluruhan grafik hubungan antara ketinggian *abutment* dan volume beton

Pengaruh ketinggian *abutment* (H) terhadap volume baja tulangan (V_s) untuk setiap zona gempa berturut-turut ditunjukkan pada Gambar 5. 50, Gambar 5. 51, Gambar 5. 52, dan Gambar 5. 53. Pengaruh ketinggian *abutment* terhadap volume baja tulangan menunjukkan hubungan yang positif. Bentuk hubungan cenderung semakin non-linier seiring meningkatnya zona gempa. Hal tersebut disebabkan semakin besar ketinggian *abutment* maka beberapa gaya-gaya yang bekerja pada *abutment* cenderung meningkat secara kuadratik. Akibatnya volume *abutment* meningkat secara non-linier. Selain itu meningkatnya zona gempa akan meningkatkan percepatan gempa. Akibatnya pertambahan gaya akibat kenaikan tinggi *abutment* akan semakin besar seiring meningkatnya zona gempa.

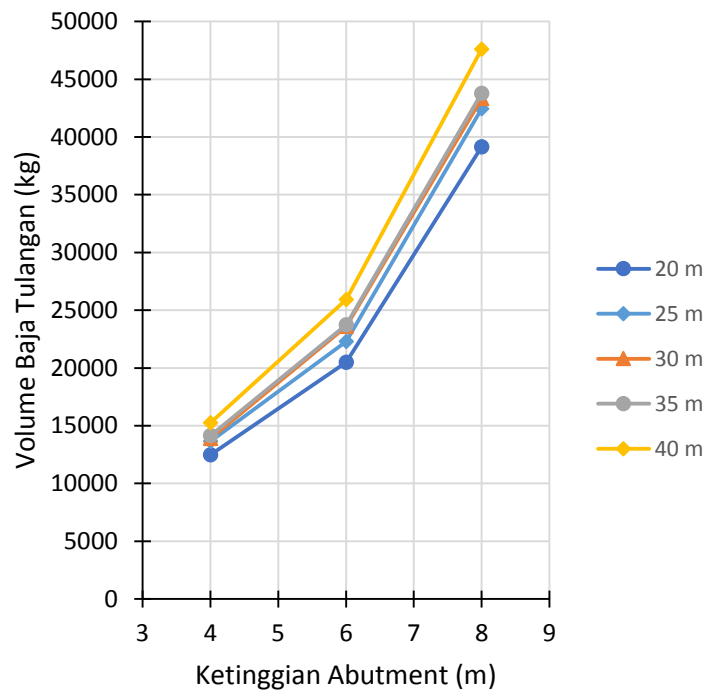
Gambar 5. 50 menunjukkan bahwa kurva pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m terlihat berimpit. Namun seiring meningkatnya zona gempa kurva tersebut semakin tidak berimpit. Hal tersebut disebabkan seiring meningkatnya zona gempa maka percepatan gempa juga meningkat. Sedangkankan peningkatan percepatan gempa tidak linier seperti ditunjukkan pada Tabel 5. 1. Akibatnya seiring meningkatnya zona gempa maka beberapa gaya yang bekerja pada struktur *abutment* meningkat secara non-liner. Hal tersebut membuat selisih volume baja tulangan semakin besar sehingga kurva pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m yang tadinya terlihat berimpit pada zona gempa 1 semakin renggang seiring meningkatnya zona gempa.



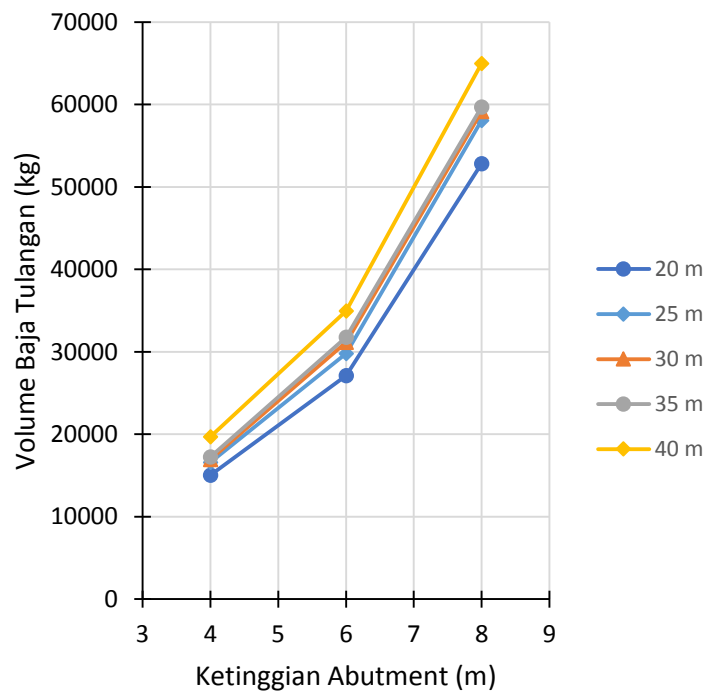
Gambar 5. 50 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 1



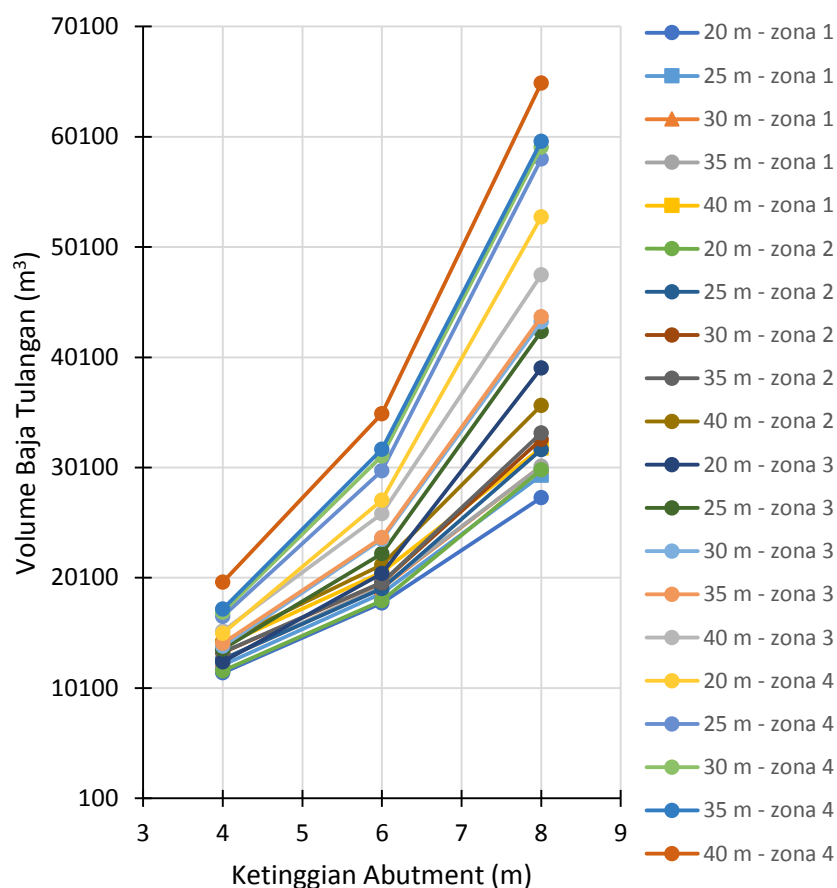
Gambar 5. 51 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 2



Gambar 5. 52 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 3



Gambar 5. 53 Volume baja tulangan (V_s) dan ketinggian *abutment* (H) zona gempa 4

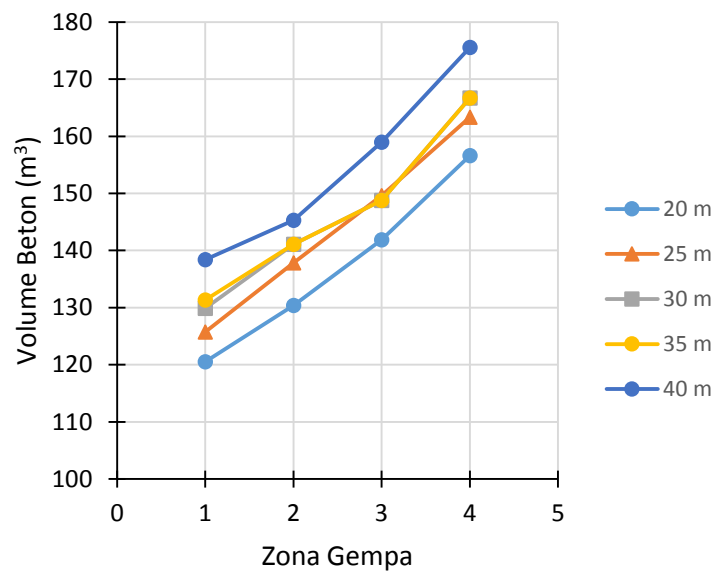


Gambar 5. 54 Keseluruhan grafik hubungan antara ketinggian *abutment* dan volume baja tulangan

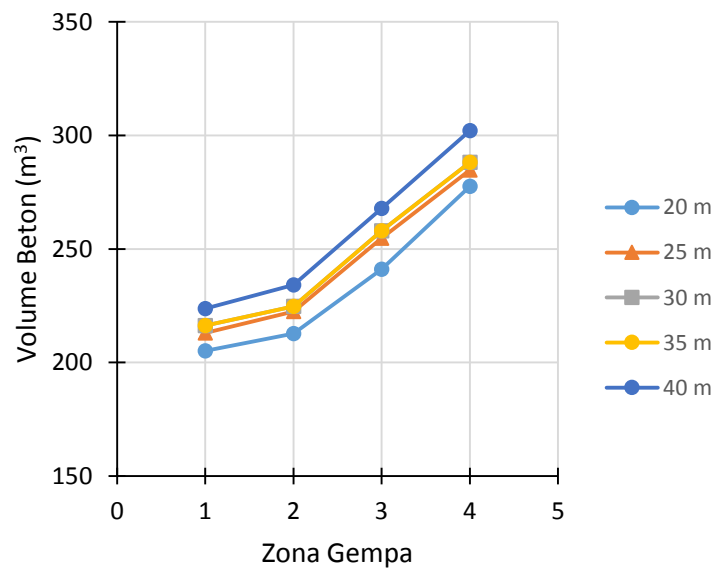
Pengaruh perbedaan zona gempa terhadap volume beton (V_c) berturut-turut ditunjukkan pada Gambar 5. 55, Gambar 5. 56, dan Gambar 5. 57. Terdapat 5 buah kurva pada setiap gambar. Satu buah kurva mewakili satu buah panjang bentang. Pengaruh zona gempa terhadap volume beton menunjukkan hubungan yang positif. Bentuk hubungan antara volume beton dan zona gempa menunjukkan hubungan yang cukup linier. Hal ini disebabkan meningkatnya zona gempa meningkatkan nilai percepatan gempa sehingga beban horizontal dan momen yang diterima struktur *abutment* bertambah besar. Akibatnya dimensi footing yang dibutuhkan agar tidak terjadi reaksi negatif pada bored pile semakin panjang. Keseluruhan grafik ditunjukkan pada Gambar 5. 58.

Kurva pada bentang 30 m dan 35 m menunjukkan volume beton yang hampir sama. Hal tersebut disebabkan kedua bentang tersebut menggunakan penampang girder yang sama yaitu PCI H-170. Pada Gambar 20 bentang 25 m; 30

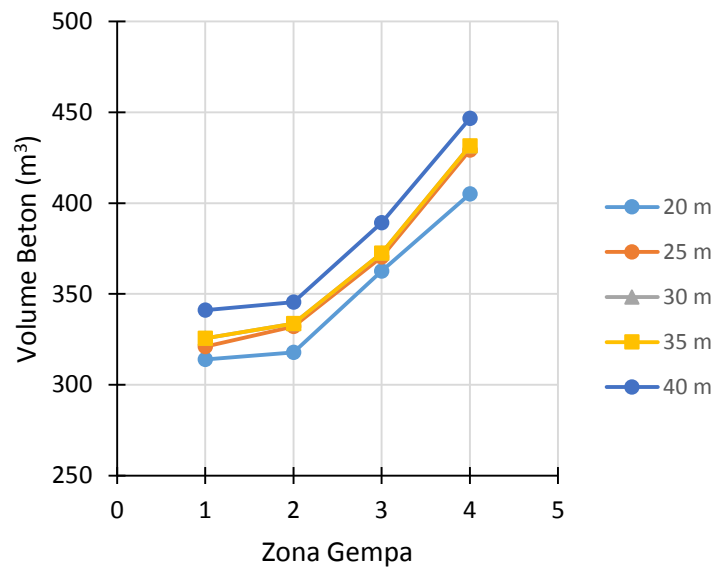
m; dan 35 m pada zona gempa 3 memiliki volume beton yang sama. Hal tersebut disebabkan pengaruh perubahan zona gempa terhadap gaya-gaya yang bekerja pada struktur *abutment* dengan tinggi 4 m lebih kecil dari pada tinggi *abutment* 6 m dan 8 m. Selain itu, perubahan dimensi girder pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m tidak begitu besar dibandingkan dengan bentang 20 m dan 40 m. Maka dari itu pada bentang 25 m; 30 m; dan 35 m, perubahan volume terjadi pada volume baja tulangan seperti ditunjukkan pada Gambar 5. 24 sedangkan volume beton sama.



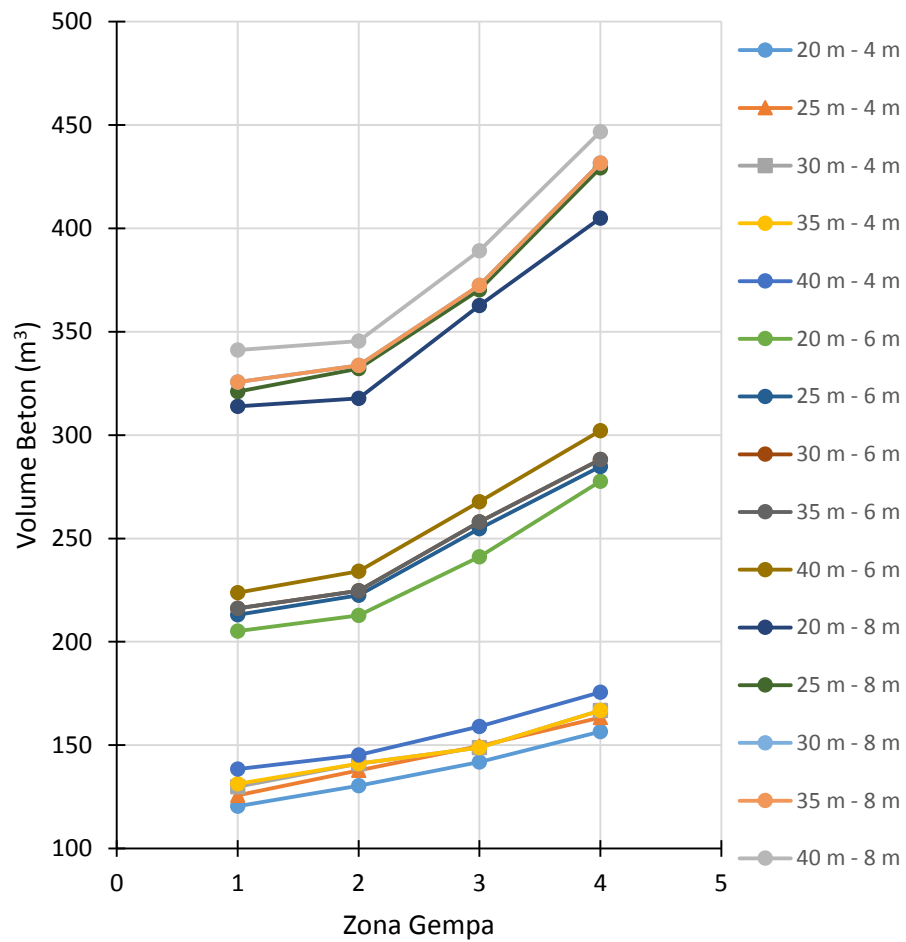
Gambar 5. 55 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi *abutment* 4 m



Gambar 5. 56 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi *abutment* 6 m

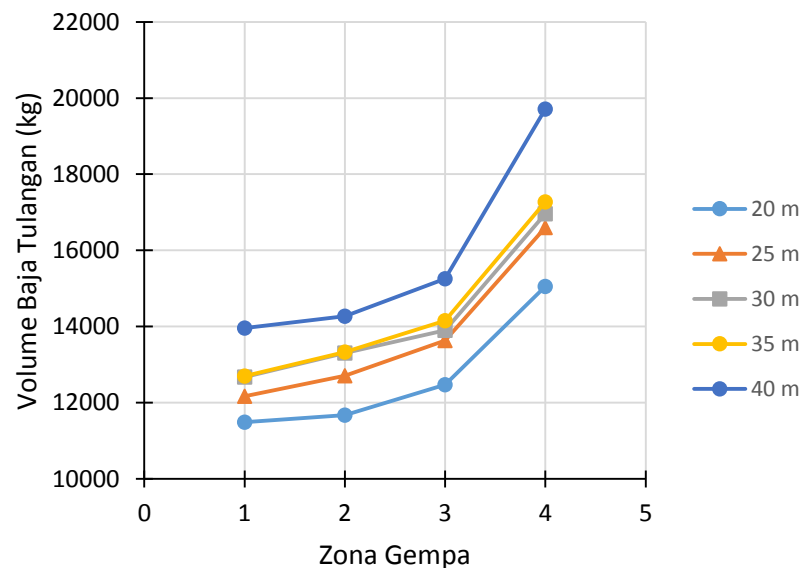


Gambar 5. 57 Hubungan zona gempa terhadap volume beton dengan tinggi *abutment* 8 m

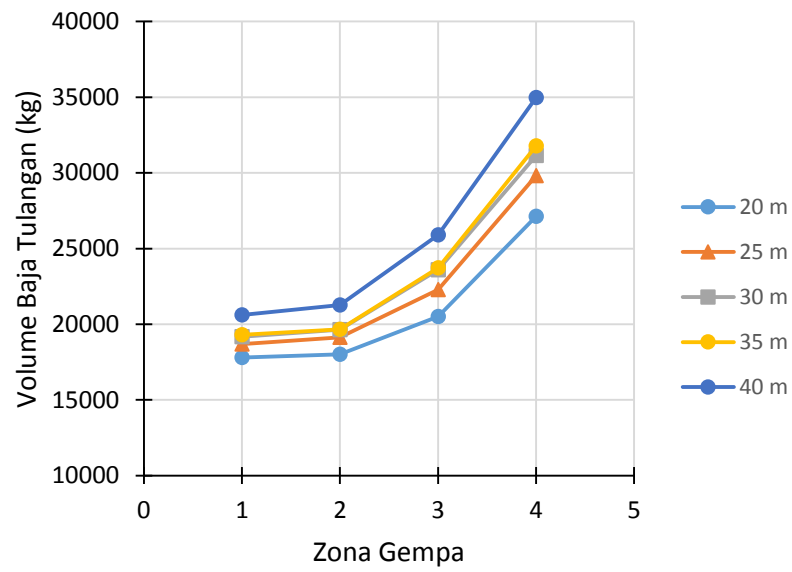


Gambar 5. 58 Keseluruhan grafik hubungan zona gempa terhadap volume beton

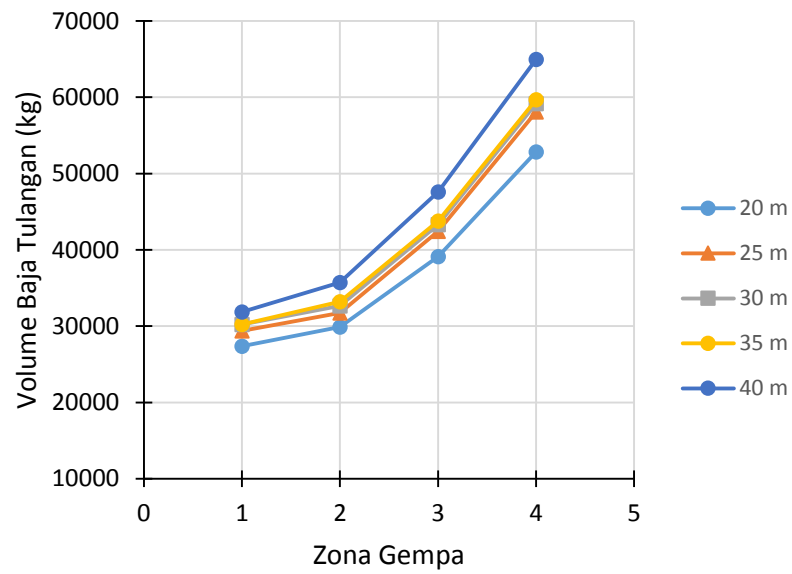
Pengaruh perbedaan zona gempa terhadap volume baja tulangan (V_s) untuk setiap ketinggian *abutment* berturut-turut ditunjukkan pada Gambar 5. 59, Gambar 5. 60, dan Gambar 5. 61. Pengaruh zona gempa terhadap volume baja tulangan menunjukkan hubungan yang positif. Bentuk hubungan antara volume beton dan zona gempa menunjukkan hubungan non-linier. Hal ini disebabkan pertambahan zona gempa meningkatkan nilai percepatan gempa. Semakin tinggi percepatan gempa maka gaya gempa yang diterima oleh struktur jembatan akan semakin besar. Bentuk hubungan non-linier disebabkan pertambahan nilai percepatan gempa seiring meingkatnya zona gempa tidak linier seperti ditunjukkan pada Tabel 5. 1. Keseluruhan grafik ditunjukkan pada Gambar 5. 62.



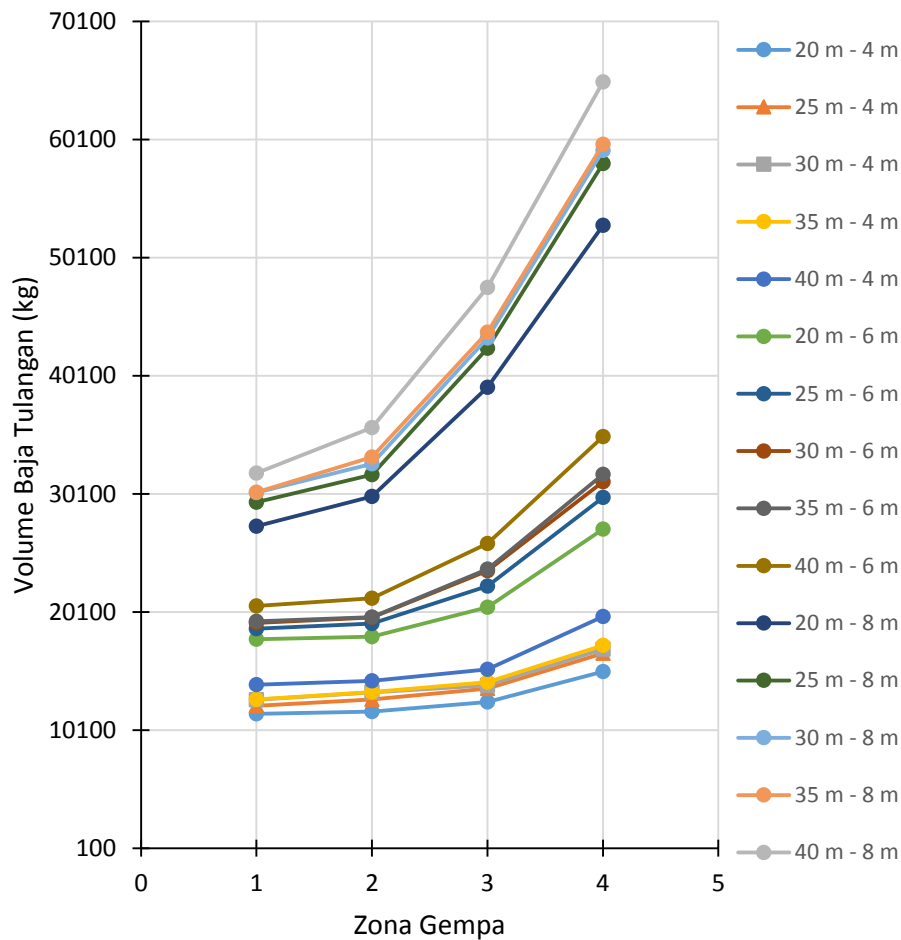
Gambar 5. 59 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi *abutment* 4 m



Gambar 5. 60 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi
abutment 6 m



Gambar 5. 61 Hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan dengan tinggi
abutment 8 m



Gambar 5. 62 Keseluruhan grafik hubungan zona gempa terhadap volume baja tulangan

5.4 Analisis Linieritas

Analisis linieritas dilakukan secara grafis berdasarkan grafik hubungan antara variabel independen terhadap variabel dependen pada Bab 5.3. Hubungan antara variabel panjang bentang (L) terhadap variabel indepeden (V_c dan V_s) menunjukkan hubungan yang linier. Hubungan antara variabel tinggi *abutment* (H) terhadap variabel volume beton (V_c) menunjukkan hubungan yang cukup linier. Sedangkan hubungan antara variabel tinggi *abutment* (H) terhadap variabel volume baja tulangan (V_s) menunjukkan hubungan yang non-linier.

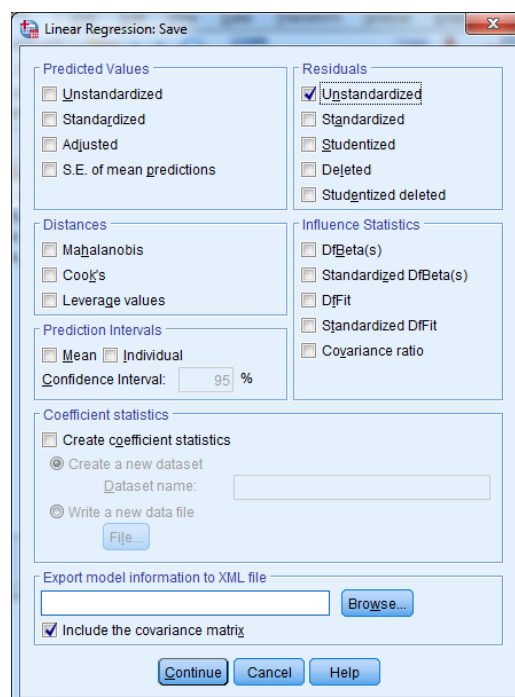
Maka dari itu transformasi data dilakukan untuk variabel ketinggian *abutment* (H) agar didapatkan hubungan yang lebih linier. Transformasi kudrat dipilih dengan pertimbangan terdapat beberapa gaya pada *abutment* yang berbentuk kuadratik seperti pada tekanan tanah lateral (statis dan dinamis) dan

berat sendiri. Maka dari itu analisis regresi linier khusus untuk variabel dependen volume baja tulangan menggunakan variabel ketinggian *abutment* dalam bentuk kuadrat (H^2).

5.5 Analisis Normalitas Data

Analisis normalitas data dilakukan terhadap residual untuk mengetahui apakah data terdistribusi mengikuti kurva distribusi normal secara signifikan atau tidak. Langkah-langkah analisis normalitas data dilakukan sebagai berikut :

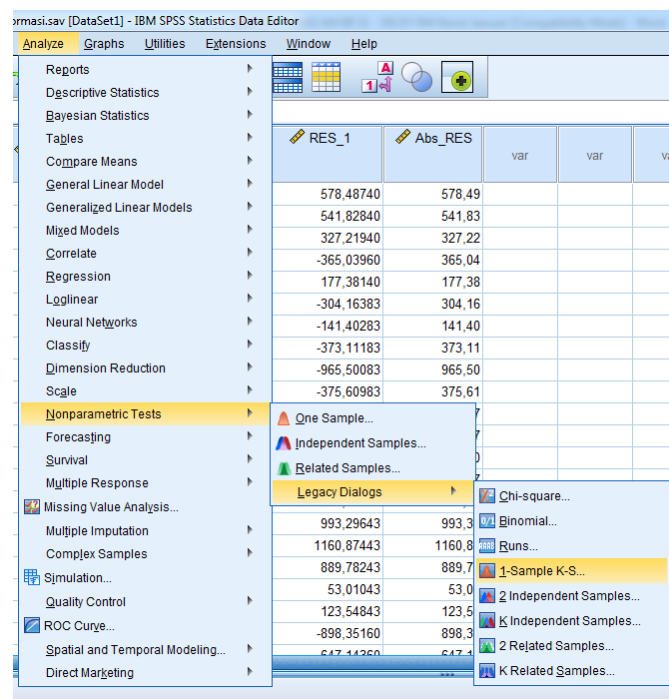
1. Pada menu Analyze pilih Regression lalu pilih Linear... seperti pada Gambar 5. 77.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis korelasi seperti pada Gambar 5. 78, kemudian klik Save.
3. Pada bagian Residuals pilih Unstandardized seperti pada Gambar 5. 63 lalu pilih Continue dan Ok.
4. Nilai residual data akan ditampilkan pada kolom baru di sebelah data. Setelah itu dapat dilakukan uji normalitas data pada nilai residual dengan cara pilih menu Analyze – Nonparametric Tests – Legacy Dialogs – 1-Sample K-S...
5. Masukkan variabel residual ke kotak Test Variable List, kemudian klik Ok.
6. Hasil analisis normalitas data ditunjukkan pada Gambar 5. 67.



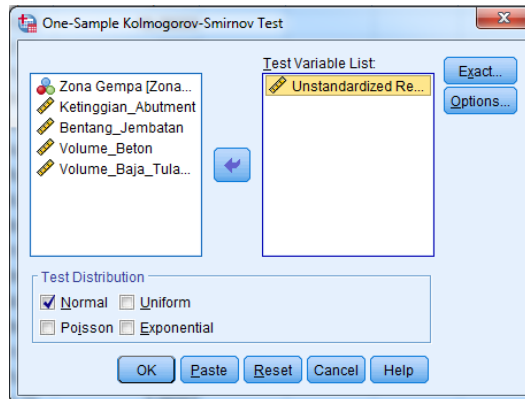
Gambar 5. 63 Pengaturan pada menu *Save* analisis normalitas data

Zona_Gem mpa	Ketinggia n_Abutm ent	Bentang_ Jembatan	Volume_ Beton	Volume_ Baja_Tula ngan	RES_1
1	16,00	20,00	120,50	11490,30	578,48740
1	16,00	25,00	125,72	12171,59	541,82840
1	16,00	30,00	129,90	12674,93	327,21940
1	16,00	35,00	131,34	12700,62	-365,03960
1	16,00	40,00	138,40	13960,99	177,38140
1	36,00	20,00	205,19	17809,14	-304,16383
1	36,00	25,00	213,01	18689,85	-141,40283
1	36,00	30,00	216,22	19176,09	-373,11183
1	36,00	35,00	216,22	19301,65	-965,50083
1	36,00	40,00	223,70	20609,49	-375,60983
1	64,00	20,00	313,94	27363,32	-832,07157
1	64,00	25,00	320,97	29391,51	478,16943
1	64,00	30,00	325,64	30201,99	570,70043
1	64,00	35,00	325,64	30225,37	-123,86857
1	64,00	40,00	341,08	31874,17	806,98243
2	16,00	20,00	130,40	11675,84	993,29643
2	16,00	25,00	137,85	12709,39	1160,87443
2	16,00	30,00	141,07	13304,27	889,78243
2	16,00	35,00	141,07	13333,47	53,01043
2	16,00	40,00	145,28	14269,98	123,54843
2	36,00	20,00	212,78	18020,71	-898,35160
2	36,00	25,00	223,50	19127,90	-647,11260

Gambar 5. 64 Hasil analisis residual data pada regresi linier



Gambar 5. 65 Menu analisis normalitas data



Gambar 5. 66 Pengaturan menu analisis normalitas data

One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test ^a		
N		15
Normal Parameters ^{b,c}	Mean	,0000000
	Std. Deviation	1110,394172
Most Extreme Differences	Absolute	,179
	Positive	,173
	Negative	-,179
Test Statistic		,179
Asymp. Sig. (2-tailed)		,200 ^{d,e}

Gambar 5. 67 Hasil analisis normalitas data untuk zona gempa 1

Hasil analisis normalitas data pada residual data regresi linier untuk variabel dependen berupa volume beton (V_c) dan volume baja tulangan (V_s) berturut-turut ditunjukkan pada Tabel 5. 79 dan Tabel 5. 80.

Tabel 5. 79 Hasil analisis normalitas data untuk variabel dependen volume beton (V_c)

Zona Gempa	<i>Asymptotic Significance</i>	Kesimpulan
1	0,119	Distribusi Normal
2	0,200	Distribusi Normal
3	0,200	Distribusi Normal
4	0,200	Distribusi Normal

Tabel 5. 80 Hasil analisis normalitas data untuk variabel dependen volume baja tulangan (V_s)

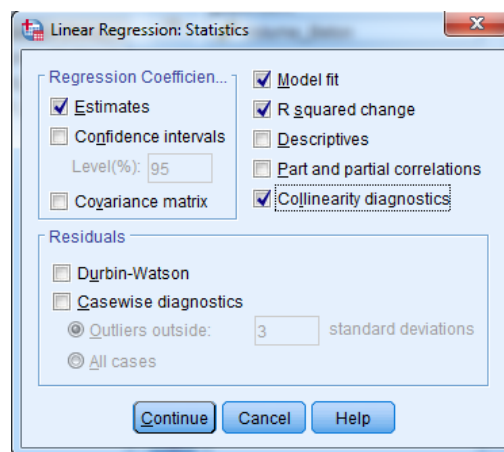
Zona Gempa	<i>Asymptotic Significance</i>	Kesimpulan
1	0,200	Distribusi Normal
2	0,200	Distribusi Normal
3	0,200	Distribusi Normal
4	0,200	Distribusi Normal

Hasil analisis normalitas data menunjukkan untuk zona gempa 1, 2, 3, dan 4 seluruhnya memiliki nilai *Asymptotic Significance* $> 0,05$ sehingga dapat dikatakan data terdistribusi normal secara statistik.

5.6 Analisis Multikolinearitas

Analisis multikolinearitas dilakukan untuk mengetahui apakah terdapat hubungan antar variabel independen (L dan H). Langkah-langkah analisis multikolinearitas dilakukan sebagai berikut :

1. Pada menu *Analyze* pilih *Regression* lalu pilih *Linear...* seperti pada Gambar 5. 77.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis multikolinearitas seperti pada Gambar 5. 78, kemudian klik *Statistic*.
3. Pada jendela *Linear Regression: Statistics* pilih *Model fit*, *R squared change*, dan *Collinearity diagnostics* seperti pada Gambar 5. 68 lalu pilih *Continue* dan *Ok*.
4. Hasil analisis melalui SPSS ditampilkan seperti pada Gambar 5. 69.



Gambar 5. 68 Pengaturan *Statistic* analisis multikolinearitas pada regresi linier

Coefficients ^{a,b}								
Model	Unstandardized Coefficients			Standardized Coefficients Beta	t	Sig.	Collinearity Statistics	
	B	Std. Error					Tolerance	VIF
1	(Constant)	-99,378	10,499		-9,465	,000		
	Ketinggian_Abutment	49,070	1,128	,993	43,510	,000	1,000	1,000
	Bentang_Jembatan	,937	,260	,082	3,599	,004	1,000	1,000

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Dependent Variable: Volume_Beton

Gambar 5. 69 Hasil analisis multikolinearitas untuk variabel dependen volume beton pada zona gempa 1

Hasil analisis multikolinearitas antara variabel bentang (L) dan ketinggian abutment (H) dengan volume beton (V_c) dan volume baja tulangan (V_s) untuk setiap zona gempa dapat dilihat pada Tabel 5. 81.

Tabel 5. 81 Hasil analisis multikolinearitas model abutment

No	Variabel Bebas	Variabel Terikat	Tolerance	VIF
Zona Gempa 1				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H)	1,000	1,000
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H^2)	1,000	1,000
Zona Gempa 2				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H)	1,000	1,000
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H^2)	1,000	1,000
Zona Gempa 3				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H)	1,000	1,000
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H^2)	1,000	1,000
Zona Gempa 3				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H)	1,000	1,000
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	1,000	1,000
		Ketinggian Abutment (H^2)	1,000	1,000

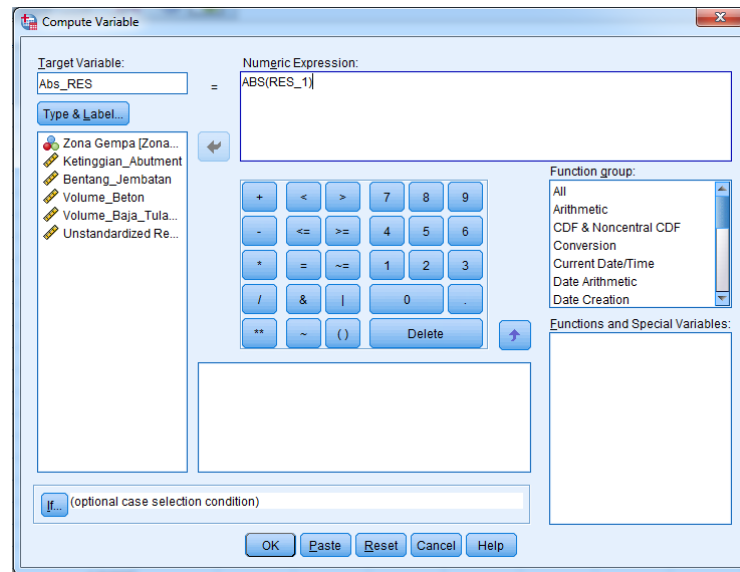
Berdasarkan Tabel 5. 81 menunjukkan bahwa nilai *Tolerance* seluruh variabel lebih dari 0,1 dan nilai VIF seluruh variabel kurang dari 10, sehingga dapat disimpulkan bahwa dalam model regresi tidak terjadi masalah multikolinearitas.

5.7 Analisis Heteroskedastisitas

Analisis heteroskedastisitas dilakukan untuk mencari tahu apakah terdapat ketidaksamaan variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain. Jika variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain bersifat tetap maka disebut homoskedastisitas. Jika variansi dari nilai residual satu pengamatan ke pengamatan lain berbeda maka disebut heteroskedastisitas. Dalam model regresi yang baik tidak terjadi gejala heteroskedastisitas.

Analisis heteroskedastisitas dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

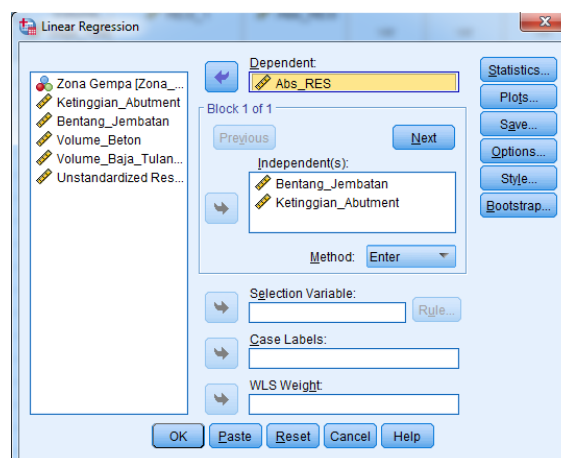
1. Pada menu *Analyze* pilih *Regression* lalu pilih *Linear...* seperti pada Gambar 5. 77.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis korelasi seperti pada Gambar 5. 78, kemudian klik *Save*.
3. Pada bagian *Residuals* pilih *Unstandardized* seperti pada Gambar 5. 63 lalu pilih *Continue* dan *Ok*.
4. Nilai residual data akan ditampilkan pada kolom baru di sebelah data. Setelah itu dapat dilakukan uji heteroskedastisitas pada nilai residual. Namun nilai residual perlu dimutlakkan terlebih dahulu dengan cara pilih menu *Transform* lalu pilih *Compute Variable...*
5. Pada jendela *Compute Variable*, tulis *Abs_RES* pada kotak *Target Variable:* lalu pada kotak *Numeric Expression:* ketikkan *ABS(RES_1)* seperti pada Gambar 5. 70 kemudian klik *Ok*.
6. Akan muncul variabel baru dengan nama *Abs_RES* yang berupa nilai mutlak dari setiap data pada *RES_1* seperti pada Gambar 5. 71.
7. Selanjutnya dilakukan uji glejser dengan melakukan analisis regresi untuk bentang (L) dan ketinggian abutment (H) terhadap variabel *Abs_RES* (dependen) seperti pada Gambar 5. 73.
8. Hasil uji glejser untuk analisis heteroskedastisitas ditampilkan seperti pada Gambar 5. 73.



Gambar 5. 70 Pengaturan Compute Variable

Zona_Gempa	Ketinggian_Abutment	Bentang_Jembatan	Volume_Beton	Volume_Baja_Tulangan	RES_1	Abs_RES
1	4,00	20,00	120,50	11490,30	4,84967	4,85
1	4,00	25,00	125,72	12171,59	5,38300	5,38
1	4,00	30,00	129,90	12674,93	4,87633	4,88
1	4,00	35,00	131,34	12700,62	1,62967	1,63
1	4,00	40,00	138,40	13960,99	4,00300	4,00
1	6,00	20,00	205,19	17809,14	-8,60133	8,60
1	6,00	25,00	213,01	18689,85	-5,46800	5,47
1	6,00	30,00	216,22	19176,09	-6,94467	6,94
1	6,00	35,00	216,22	19301,65	-11,63133	11,63
1	6,00	40,00	223,70	20609,49	-8,83800	8,84
1	8,00	20,00	313,94	27363,32	2,00767	2,01
1	8,00	25,00	320,97	29391,51	4,35100	4,35
1	8,00	30,00	325,64	30201,99	4,33433	4,33
1	8,00	35,00	325,64	30225,37	-,35233	,35
1	8,00	40,00	341,08	31874,17	10,40100	10,40

Gambar 5. 71 Tampilan data beserta nilai residual



Gambar 5. 72 Pengaturan regresi linier pada analisis heteroskedastisitas

Coefficients^{a,b}

		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients		
Model		B	Std. Error	Beta	t	Sig.
1	(Constant)	2,571	4,978		,517	,615
	Bentang_Jembatan	,093	,123	,213	,755	,465
	Ketinggian_Abutment	,035	,535	,019	,066	,949

a. Zona Gempa = Zona 1
b. Dependent Variable: Abs_RES

Gambar 5. 73 Hasil analisis heteroskedastisitas variabel dependen volume beton (V_c) untuk zona gempa 1

Hasil analisis heteroskedastisitas untuk setiap variasi zona gempa (1, 2, 3, dan 4) ditunjukkan pada Tabel 5. 82.

Tabel 5. 82 Hasil analisis heteroskedastisitas untuk setiap variasi zona gempa

No	Variabel Bebas	Variabel Terikat	Nilai Sig.	Kesimpulan
Zona Gempa 1				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	0,465	OKE
		Ketinggian Abutment (H)	0,949	OKE
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	0,777	OKE
		Ketinggian Abutment (H^2)	0,330	OKE
Zona Gempa 2				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	0,718	OKE
		Ketinggian Abutment (H)	0,755	OKE
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	0,752	OKE
		Ketinggian Abutment (H^2)	0,981	OKE
Zona Gempa 3				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	0,942	OKE
		Ketinggian Abutment (H)	0,976	OKE
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	0,490	OKE
		Ketinggian Abutment (H^2)	0,921	OKE
Zona Gempa 3				
1	Volume Beton (V_c)	Bentang (L)	0,390	OKE
		Ketinggian Abutment (H)	0,199	OKE
2	Volume Baja (V_s)	Bentang (L)	0,412	OKE
		Ketinggian Abutment (H^2)	0,934	OKE

Berdasarkan Tabel 5. 82 dapat dilihat bahwa untuk setiap variasi model regresi linier abutment memiliki nilai signifikansi hasil uji glejser lebih dari 0,05 sehingga dapat disimpulkan tidak terjadi gejala heteroskedastisitas.

5.8 Analisis Korelasi

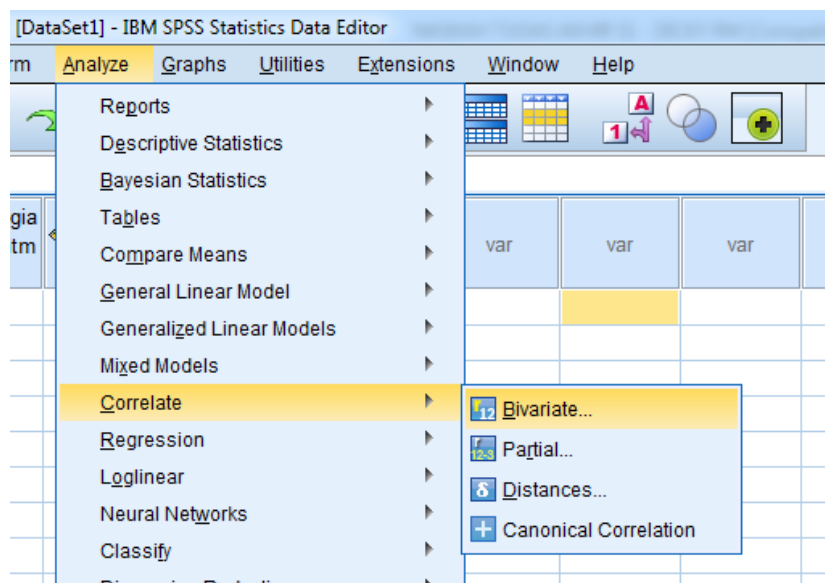
Analisis korelasi dilakukan untuk mengetahui seberapa kuat hubungan antara variabel-variabel penelitian.

5.8.1 Analisis Korelasi Pearson Product Moment

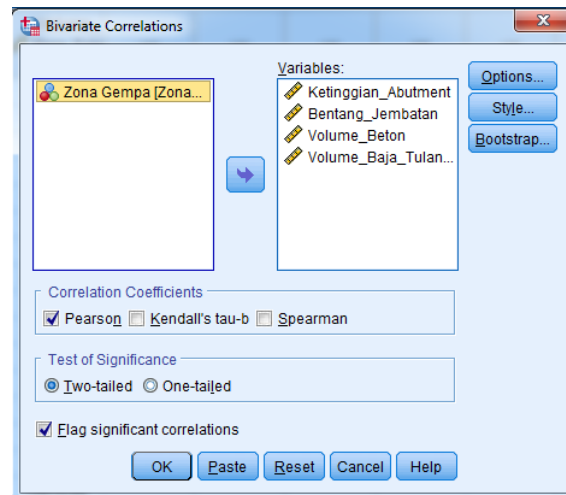
Analisis korelasi pearson product moment digunakan untuk mengetahui hubungan antara variabel dependen (V_c dan V_s) dengan variabel independen (L dan H) yang mengukur seberapa kuat hubungannya, arah hubungannya positif atau negatif, dan signifikan atau tidak.

Analisis korelasi dengan SPSS dilakukan dengan langkah-langkah berikut:

1. Pada menu *Analyze* pilih *Correlate* lalu pilih *Bivariate...* seperti pada Gambar 5. 74.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis korelasi seperti pada Gambar 5. 75.
3. Pada *Correlation Coefficients* pilih *Pearson*, kemudian klik OK.
4. Hasil analisis korelasi melalui SPSS ditunjukkan seperti pada Gambar 5. 76.



Gambar 5. 74 Menu pemilihan analisis korelasi



Gambar 5. 75 Jendela pengaturan analisis korelasi

Correlations^a

		Ketinggian_Abutment	Bentang_Jembatan	Volume_Beton	Volume_Baja_Tulangan
Ketinggian_Abutment	Pearson Correlation	1	,000	,994**	,980**
	Sig. (2-tailed)		1,000	,000	,000
	N	15	15	15	15
Bentang_Jembatan	Pearson Correlation	,000	1	,079	,108
	Sig. (2-tailed)	1,000		,779	,702
	N	15	15	15	15
Volume_Beton	Pearson Correlation	,994**	,079	1	,995**
	Sig. (2-tailed)	,000	,779		,000
	N	15	15	15	15
Volume_Baja_Tulangan	Pearson Correlation	,980**	,108	,995**	1
	Sig. (2-tailed)	,000	,702	,000	
	N	15	15	15	15

** . Correlation is significant at the 0.01 level (2-tailed).

a. Zona Gempa = Zona 1

Gambar 5. 76 Output korelasi product moment untuk zona gempa 1

Hasil analisis korelasi product momen untuk setiap zona gempa ditunjukkan berturut-turut pada Tabel 5. 83, Tabel 5. 84, Tabel 5. 85, dan Tabel 5. 86.

Tabel 5. 83 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 1

No	Korelasi	Koefisien Korelasi	Nilai Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	H dengan V_c	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	H^2 dengan V_s	0,987	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	L dengan V_c	0,082	0,771	Sangat Rendah	Positif
4	L dengan V_s	0,141	0,615	Sangat Rendah	Positif

Tabel 5. 84 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 2

No	Korelasi	Koefisien Korelasi	Nilai Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	H dengan V_c	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	H^2 dengan V_s	0,982	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	L dengan V_c	0,080	0,777	Sangat Rendah	Positif
4	L dengan V_s	0,148	0,598	Sangat Rendah	Positif

Tabel 5. 85 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 3

No	Korelasi	Koefisien Korelasi	Nilai Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	H dengan V_c	0,996	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	H^2 dengan V_s	0,981	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	L dengan V_c	0,075	0,792	Sangat Rendah	Positif
4	L dengan V_s	0,139	0,621	Sangat Rendah	Positif

Tabel 5. 86 Hasil uji korelasi product moment untuk zona gempa 4

No	Korelasi	Koefisien Korelasi	Nilai Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	H dengan V_c	0,995	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	H^2 dengan V_s	0,983	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	L dengan V_c	0,078	0,781	Sangat Rendah	Positif
4	L dengan V_s	0,143	0,611	Sangat Rendah	Positif

Dari hasil uji korelasi product moment dapat diketahui beberapa hal sebagai berikut :

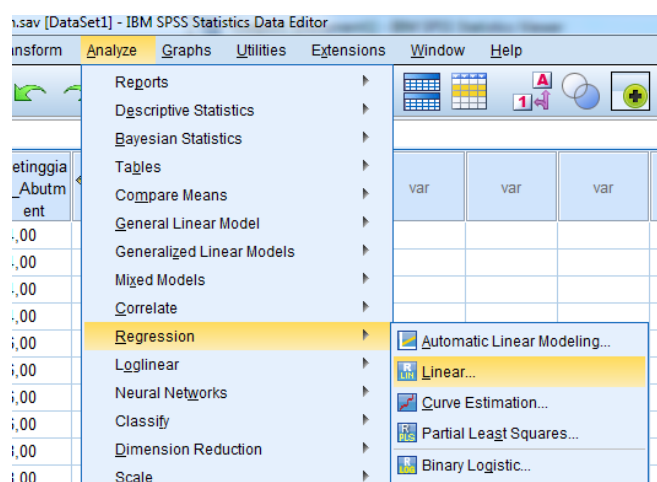
- Korelasi antara variabel Ketinggian Abutment (H) dan variabel Volume Beton (V_c) didapat nilai koefisien korelasi antara 0,993 – 0,996 termasuk dalam tingkat hubungan sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah, yang berarti semakin besar ketinggian abutment maka volume beton yang dibutuhkan semakin besar. Nilai signifikansi 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan.
- Korelasi antara variabel Ketinggian Abutment (H^2) dan variabel Volume Baja Tulangan (V_s) didapat nilai koefisien korelasi sebesar 0,981 – 0,987 termasuk dalam tingkat hubungan sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah, yang berarti semakin besar ketinggian abutment maka volume baja tulangan yang dibutuhkan semakin besar. Nilai signifikansi 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga hubungan signifikan.

- c. Korelasi antara variabel Bentang (L) dan variabel Volume Beton (V_c) didapat nilai koefisien korelasi sebesar 0,075 – 0,082 termasuk dalam tingkat hubungan sangat lemah. Tanda positif menunjukkan hubungan searah, yang berarti semakin besar ketinggian abutment maka volume baja tulangan yang dibutuhkan semakin besar. Nilai signifikansi 0,771 – 0,792 lebih besar dari 0,05 sehingga tidak ada hubungan signifikan.
- d. Korelasi antara variabel Bentang (L) dan variabel Volume Baja Tulangan (V_s) didapat nilai koefisien korelasi sebesar 0,080 – 0,148 termasuk dalam tingkat hubungan sangat lemah. Tanda positif menunjukkan hubungan searah, yang berarti semakin besar ketinggian abutment maka volume baja tulangan yang dibutuhkan semakin besar. Nilai signifikansi 0,598 – 0,621 lebih besar dari 0,05 sehingga tidak ada hubungan signifikan.

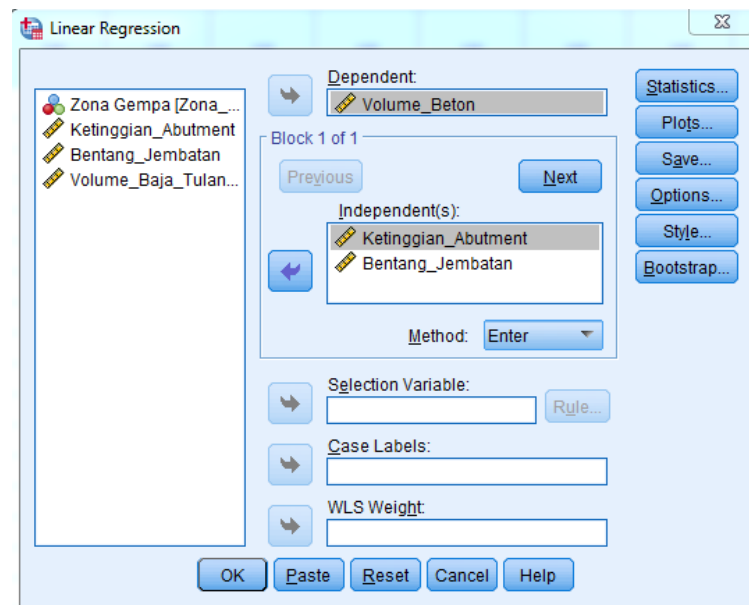
5.8.2 Korelasi Ganda

Korelasi ganda dilakukan untuk mengetahui hubungan antara dua variabel independen secara bersama-sama terhadap variabel dependen. Langkah-langkah analisis korelasi ganda dilakukan sebagai berikut :

1. Pada menu *Analyze* pilih *Regression* lalu pilih *Linier...* seperti pada Gambar 5. 77.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis korelasi seperti pada Gambar 5. 78, kemudian klik OK.
3. Hasil analisis korelasi melalui SPSS ditunjukkan seperti pada Gambar 5. 79.
4. Cara yang sama diulangi untuk setiap variabel independen.



Gambar 5. 77 Menu analisis korelasi ganda



Gambar 5. 78 Pengaturan analisis korelasi ganda

Model Summary^a

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	,997 ^b	,994	,993	6,92405

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Predictors: (Constant), Bentang_Jembatan, Ketinggian_Abutment

ANOVA^{a,b}

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	95769,296	2	47884,648	998,793	,000 ^c
	Residual	575,310	12	47,943		
	Total	96344,606	14			

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Dependent Variable: Volume_Beton

c. Predictors: (Constant), Bentang_Jembatan, Ketinggian_Abutment

Gambar 5. 79 Hasil analisis korelasi ganda untuk zona gempa 1

Hasil analisis korelasi ganda untuk variabel independen volume beton dan volume baja tulangan ditunjukkan berturut-turut pada Tabel 5. 87 dan Tabel 5. 88.

Tabel 5. 87 Hasil korelasi ganda untuk variabel dependen volume beton (V_c)

Zona Gempa	Koefisien Korelasi	Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	0,999	0,000	Sangat Kuat	Positif
4	0,998	0,000	Sangat Kuat	Positif

Tabel 5. 88 Hasil korelasi ganda untuk variabel dependen volume baja tulangan (V_s)

Zona Gempa	Koefisien Korelasi	Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	0,991	0,000	Sangat Kuat	Positif
4	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif

Dari hasil analisis korelasi ganda dapat diketahui beberapa hal sebagai berikut :

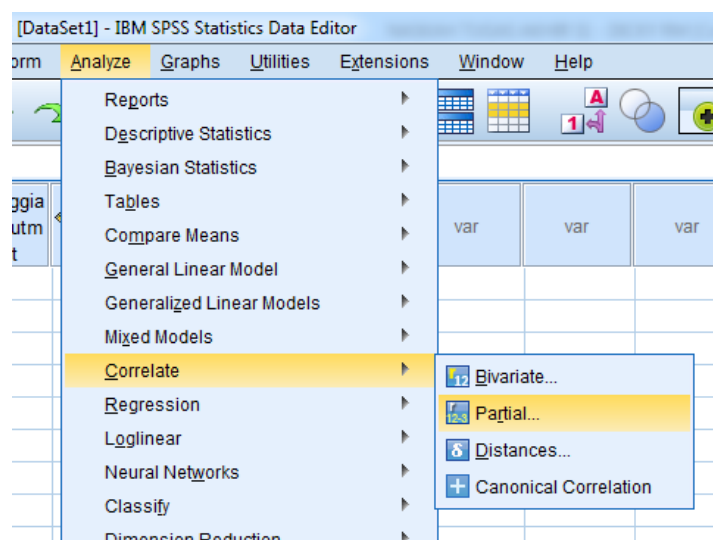
- Korelasi ganda antara variabel independen (H dan L) terhadap variabel dependen berupa volume beton (V_c) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,997 – 0,999 termasuk dalam tingkat hubungan kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (H dan L) maka volume beton akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 yang berarti ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.
- Korelasi ganda antara variabel independen (H^2 dan L) terhadap variabel dependen berupa volume baja tulangan (V_s) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,991 – 0,997 termasuk dalam tingkat hubungan kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (H dan L) maka volume bbaja akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 yang berarti ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.

5.8.3 Korelasi Parsial

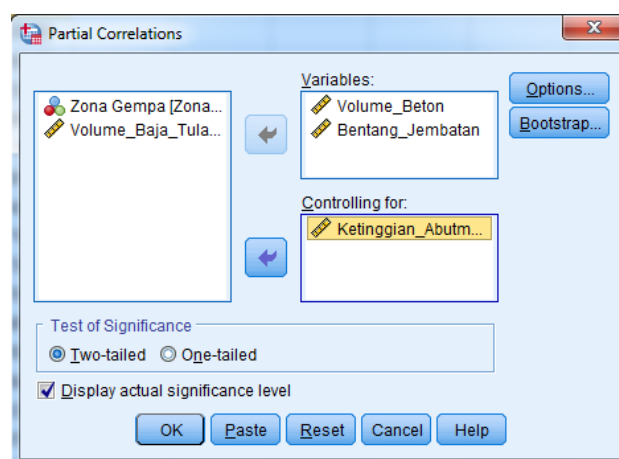
Analisis korelasi parsial dilakukan untuk mengetahui hubungan antara dua variabel independen dan variabel independen dimana salah satu variabel

independen dibuat konstan. Langkah-langkah analisis korelasi parsial sebagai berikut :

1. Pada menu *Analyze* pilih *Correlate* lalu pilih *Partial...* seperti pada Gambar 5. 80.
2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis korelasi parsial seperti pada Gambar 5. 74, kemudian klik OK.
3. Hasil analisis korelasi melalui SPSS ditunjukkan seperti pada Gambar 5. 82.
4. Cara yang sama diulangi untuk setiap variabel independen.



Gambar 5. 80 Menu analisis korelasi parsial



Gambar 5. 81 Pengaturan analisis korelasi parsial

Correlations^a

Control Variables			Volume_Beton	Bentang_Jembatan
Ketinggian_Abutment	Volume_Beton	Correlation	1,000	,717
		Significance (2-tailed)	.	,004
		df	0	12
	Bentang_Jembatan	Correlation	,717	1,000
		Significance (2-tailed)	,004	.
		df	12	0

a. Zona Gempa = Zona 1

Gambar 5. 82 Hasil analisis korelasi parsial untuk zona gempa 1

Hasil analisis korelasi parsial untuk variabel kontrol berupa ketinggian abutment dan bentang ditunjukkan berturut-turut pada Tabel 5. 89 dan Tabel 5. 90.

Tabel 5. 89 Hasil analisis korelasi parsial dengan variabel kontrol ketinggian abutment (H)

Zona Gempa	Korelasi	Koefisien Korelasi	Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	L dengan V_c	0,720	0,004	Kuat	Positif
	L dengan V_s	0,687	0,007	Kuat	Positif
2	L dengan V_c	0,702	0,005	Kuat	Positif
	L dengan V_s	0,594	0,025	Sedang	Positif
3	L dengan V_c	0,839	0,000	Sangat Kuat	Positif
	L dengan V_s	0,541	0,046	Sedang	Positif
4	L dengan V_c	0,797	0,001	Kuat	Positif
	L dengan V_s	0,578	0,030	Sedang	Positif

Tabel 5. 90 Hasil analisis korelasi parsial dengan variabel kontrol bentang (L)

Zona Gempa	Korelasi	Koefisien Korelasi	Signifikansi	Tingkat Hubungan	Arah Hubungan
1	H dengan V_c	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
	H^2 dengan V_s	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
2	H dengan V_c	0,997	0,000	Sangat Kuat	Positif
	H^2 dengan V_s	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif
3	H dengan V_c	0,999	0,000	Sangat Kuat	Positif
	H^2 dengan V_s	0,991	0,000	Sangat Kuat	Positif
4	H dengan V_c	0,998	0,000	Sangat Kuat	Positif
	H^2 dengan V_s	0,993	0,000	Sangat Kuat	Positif

Analisis korelasi antara zona gempa terhadap volume beton dan volume baja tulangan dilakukan secara parsial dengan variabel terkontrol/tetap berupa bentang jembatan (L) dan ketinggian *abutment* (H). Hasil analisis korelasi ditunjukkan pada Tabel 5. 91.

Tabel 5. 91 Hasil analisis korelasi antara zona gempa terhadap variabel dependen

Variabel Dependen	Variabel Tetap	Koefisien Korelasi	Signifikansi	Tingkat Hubungan
V_c	L dan H	0,880	0,000	Sangat Kuat
V_s	L dan H^2	0,767	0,000	Kuat

Dari hasil analisis korelasi parsial dapat diketahui beberapa hal sebagai berikut :

- Korelasi parsial antara variabel independen bentang (L) terhadap variabel dependen volume beton (V_c) dengan variabel kontrol ketinggian (H) menunjukkan nilai koefisien korelasi yang bervariasi dari 0,702 s/d 0,839 termasuk dalam tingkat hubungan sedang hingga sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (L) maka volume beton (V_c) akan semakin besar. Nilai signifikansi juga bervariasi dari 0,001 s/d 0,046 yang masih lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.
- Korelasi parsial antara variabel independen bentang (L) terhadap variabel dependen volume baja tulangan (V_s) dengan variabel kontrol ketinggian (H) menunjukkan nilai koefisien korelasi yang bervariasi dari 0,541 s/d 0,687 termasuk dalam tingkat hubungan sedang hingga sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (L) maka volume baja tulangan (V_s) akan semakin besar. Nilai signifikansi juga bervariasi dari 0,007 s/d 0,046 yang masih lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.
- Korelasi parsial antara variabel independen ketinggian (H) terhadap variabel dependen volume beton (V_c) dengan variabel kontrol bentang (L) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,997-0,999 termasuk dalam tingkat hubungan sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (L) maka volume beton (V_c) akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.

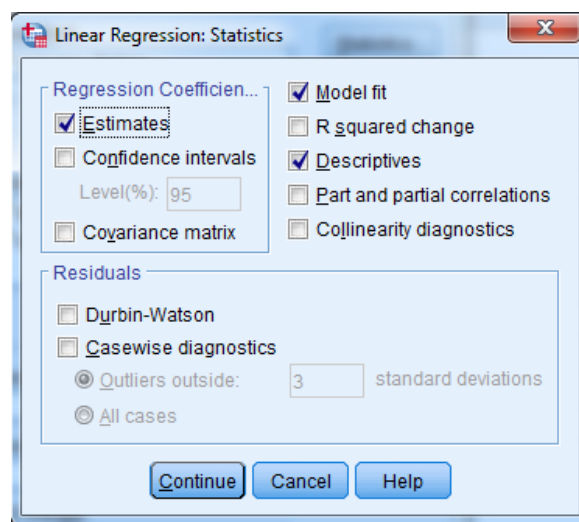
- d. Korelasi parsial antara variabel independen ketinggian (H^2) terhadap variabel dependen volume baja tulangan (V_s) dengan variabel kontrol bentang (L) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,991-0,997 termasuk dalam tingkat hubungan sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin besar nilai variabel independen (L) maka volume baja tulangan (V_s) akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.
- e. Korelasi parsial antara variabel independen zona gempa terhadap variabel dependen volume beton (V_c) dengan variabel kontrol bentang (L) dan ketinggian *abutment* (H) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,880 termasuk dalam tingkat hubungan sangat kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin tinggi zona gempa maka volume beton (V_c) akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.
- f. Korelasi parsial antara variabel independen zona gempa terhadap variabel dependen volume baja tulangan (V_s) dengan variabel kontrol bentang (L) dan ketinggian *abutment* (H^2) menunjukkan nilai koefisien korelasi sebesar 0,767 termasuk dalam tingkat hubungan kuat. Tanda positif menunjukkan hubungan searah yang berarti semakin tinggi zona gempa maka volume baja tulangan (V_s) akan semakin besar. Nilai signifikansi sebesar 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga ada hubungan signifikan antara variabel independen dan variabel dependen.

5.9 Analisis Regresi Linier Berganda

Setelah uji asumsi klasik sebagai syarat regresi linier terpenuhi maka selanjutnya dapat dilakukan pembuatan model persamaan regresi dengan melakukan analisis regresi linier berganda. Langkah-langkah analisis regresi linier berganda menggunakan SPSS dilakukan sebagai berikut :

1. Pada menu *Analyze* pilih *Regression* lalu pilih *Linier...* seperti pada Gambar 5.77.

2. Pilih variabel yang akan dilakukan analisis linier berganda seperti pada Gambar 5. 78, kemudian klik *Options*.
3. Pada jendela *Linear Regression: Statistics* aktifkan *Estimates*, *Model fit*, dan *Descriptives* seperti pada Gambar 5. 83.
4. kemudian klik *Continue* dan OK.
5. Hasil analisis regresi linier berganda melalui SPSS ditunjukkan seperti pada Gambar 5. 84.
6. Cara yang sama diulangi untuk setiap variabel independen dan variasi zona gempa.



Gambar 5. 83 Pengaturan *statistics* pada analisis regresi linier

Dari hasil analisis regresi linier berganda akan dilakukan uji kelayakan model atau ketepatan fungsi regresi dalam memperkirakan nilai. Secara statistik, hal tersebut dapat diketahui dari nilai koefisien determinasi (R^2), nilai statistik F dan statistik t.

Descriptive Statistics^a

	Mean	Std. Deviation	N
Volume_Beton	223,1647	83,48910	15
Bentang_Jembatan	30,0000	7,31925	15
Ketinggian_Abutment	6,0000	1,69031	15

a. Zona Gempa = Zona 1

Model Summary^a

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	,997 ^b	,994	,993	7,13277

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Predictors: (Constant), Ketinggian_Abutment, Bentang_Jembatan

ANOVA^{a,b}

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	96975,504	2	48487,752	953,051	,000 ^c
	Residual	610,516	12	50,876		
	Total	97586,020	14			

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Dependent Variable: Volume_Beton

c. Predictors: (Constant), Ketinggian_Abutment, Bentang_Jembatan

Coefficients^{a,b}

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	-99,378	10,499		-9,465	,000
	Bentang_Jembatan	,937	,260	,082	3,599	,004
	Ketinggian_Abutment	49,070	1,128	,993	43,510	,000

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Dependent Variable: Volume_Beton

Gambar 5. 84 Hasil analisis regresi linier berganda

5.10 Uji R²

Nilai koefisien determinasi untuk variabel dependen volume beton (V_c) pada zona gempa 1 dapat diketahui melalui output SPSS yang ditunjukkan pada Gambar 5. 85.

Descriptive Statistics^a

	Mean	Std. Deviation	N
Volume_Beton	223,1647	83,48910	15
Bentang_Jembatan	30,0000	7,31925	15
Ketinggian_Abutment	6,0000	1,69031	15

a. Zona Gempa = Zona 1

Model Summary^a

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	,997 ^b	,994	,993	7,13277

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Predictors: (Constant), Ketinggian_Abutment, Bentang_Jembatan

Gambar 5. 85 Tampilan output koefisien determinasi (R^2)

Dari hasil output SPSS tersebut didapatkan nilai koefisien determinasi untuk variabel V_c sebesar 0,993. Hal ini berarti 99,3% variabel dependen V_c dipengaruhi oleh variabel independen benang (L) dan ketinggian abutment (H), sedangkan sisanya $e = 1 - R^2 = 1 - 0,993 = 0,007$ sebesar 0,7% dipengaruhi oleh variabel lain yang tidak diteliti dalam penelitian ini.

Nilai standard error of the estimate menunjukkan seberapa besar kesalahan atau selisih antara nilai aktual dengan nilai prediktor yang telah distandarisasi. Semakin kecil nilai standard error of the estimate maka model regresi semakin baik dalam memprediksi nilai. Dapat dilihat nilai standard error of the estimate sebesar 7,132 m³ (satuan yang dipakai adalah variabel dependen) jauh lebih kecil dari pada standar deviasi volume beton yaitu 83,489 m³ sehingga model regresi lebih baik dalam bertindak sebagai prediktor nilai variabel volume beton daripada rata-rata nilai volume beton itu sendiri.

Selanjutnya, hasil uji R^2 model estimasi abutment dengan struktur atas tipe I-Girder ditunjukkan pada Tabel 5. 92.

Tabel 5. 92 Hasil uji koefisien determinasi

No	Variabel Terikat	R ²	Standard Error of Estimates	Standar Deviasi
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 1				
1	Volume beton (V _c)	0,993	7,132	83,489
2	Volume baja tulangan (V _s)	0,995	587,244	7432,179
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 2				
1	Volume beton (V _c)	0,992	7,201	82,260
2	Volume baja tulangan (V _s)	0,986	1081,856	8546,038
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 3				
1	Volume beton (V _c)	0,997	4,970	94,945
2	Volume baja tulangan (V _s)	0,983	1825,590	12840,463
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 4				
1	Volume beton (V _c)	0,996	7,158	111,689
2	Volume baja tulangan (V _s)	0,986	2347,027	18244,749

Catatan : Satuan V_c dalam m³ dan V_s dalam kg. Nilai R² tidak mempunyai satuan.

Berdasarkan Tabel 5. 92 dapat diketahui bahwa seluruh model regresi abutment memiliki nilai koefisien determinasi (R²) mendekati 1,000 dan nilai *Standard Error of Estimates* yang jauh lebih kecil dari pada standar deviasi masing-masing model. Maka dapat disimpulkan berdasarkan uji R² seluruh model regresi abutment dapat memprediksi nilai variabel independen (V_c dan V_s) dengan baik.

Untuk menunjukkan bahwa transformasi data yang dilakukan sesuai dengan asumsi linearitas, maka ditampilkan pula perbandingan nilai R² antara sebelum dan sesudah transformasi data. Perbandingan tersebut ditunjukkan pada Tabel 5. 93. Hasil tersebut menunjukkan peningkatan nilai R² setelah dilakukan transformasi data. Hal ini menunjukkan bahwa data menjadi lebih linear setelah dilakukan transformasi data.

Tabel 5. 93 Perbandingan R² antara sebelum dan sesudah transformasi data

Zona Gempa	Variabel dependen	R ²
1	L dan H	0,974
1	L dan H ²	0,995
2	L dan H	0,953
2	L dan H ²	0,986
3	L dan H	0,946
3	L dan H ²	0,982
4	L dan H	0,952
4	L dan H ²	0,986

5.11 Uji Statistik F (ANOVA)

Uji statistik F dilakukan untuk mengetahui pengaruh variabel independen (L dan H) secara bersama-sama terhadap variabel dependen. Uji F pada persamaan regresi menguji dari nilai hasil prediksi persamaan regresi dan dari residual data. *Sum of Squares* merupakan jumlah kuadrat skor simpangan pada data. Sedangkan *Mean Square* merupakan rerata dari kuadrat skor simpangan pada data. Nilai *Mean Square* dari kedua grup tersebut dibandingkan dan nilainya ditunjukkan sebagai F_{hitung} . Uji F pada regresi linier ditunjukkan pada ANOVA seperti pada Gambar 5. 86.

ANOVA^{a,b}

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	96975,504	2	48487,752	953,051	,000 ^c
	Residual	610,516	12	50,876		
	Total	97586,020	14			

a. Zona Gempa = Zona 1
b. Dependent Variable: Volume_Beton
c. Predictors: (Constant), Ketinggian_Abutment, Bentang_Jembatan

Gambar 5. 86 ANOVA regresi linier

Berdasarkan Gambar 5. 86 dapat diketahui nilai signifikansi uji F sebesar 0,000 lebih kecil dari 0,05 sehingga dapat disimpulkan terdapat hubungan yang simultan antara variabel independen (L dan H) dan volume beton (V_c). Signifikan dalam Uji F berarti tidak terdapat perbedaan antara varians hasil regresi dengan varians variabel volume beton. Uji F untuk setiap model regresi abutment ditunjukkan pada Tabel 5. 94.

Tabel 5. 94 Hasil Uji F model regresi abutment

No	Variabel Terikat	Nilai Signifikan Uji F	Kesimpulan
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 1			
1	Volume beton (V_c)	0,000	OKE
2	Volume baja tulangan (V_s)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 2			
1	Volume beton (V_c)	0,000	OKE
2	Volume baja tulangan (V_s)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 3			
1	Volume beton (V_c)	0,000	OKE
2	Volume baja tulangan (V_s)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 4			
1	Volume beton (V_c)	0,000	OKE
2	Volume baja tulangan (V_s)	0,000	OKE

Berdasarkan Tabel 5. 94 dapat dilihat bahwa nilai signifikansi dari uji F untuk setiap model regresi abutment sebesar 0,000 masih lebih kecil dari 0,05 sehingga dapat disimpulkan seluruh model dapat digunakan untuk memprediksi dengan baik.

5.12 Uji Statistik t

Uji t sama seperti uji F namun pada uji t salah satu variabel independen dibuat tetap. Sehingga uji t dilakukan untuk mengetahui hubungan variabel independen terhadap variabel dependen secara parsial. Uji t pada regresi linier ditunjukkan pada *Coefficients* seperti ditampilkan pada Gambar 5. 87.

Coefficients^{a,b}

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	-99,378	10,499		-9,465	,000
	Bentang_Jembatan	,937	,260	,082	3,599	,004
	Ketinggian_Abutment	49,070	1,128	,993	43,510	,000

a. Zona Gempa = Zona 1

b. Dependent Variable: Volume Beton

Gambar 5. 87 Uji t pada regresi linier

Berdasarkan Gambar 5. 87 signifikansi untuk variabel independen bentang (L) dan ketinggian abutment (H) sebesar 0,004 dan 0,000. Nilai tersebut masih lebih kecil dari 0,05 sehingga dapat disimpulkan bahwa model regresi abutment tersebut dapat digunakan untuk memprediksi volume beton (V_c) pada zona gempa 1 dengan baik. Hasil uji t untuk semua model regresi ditunjukkan pada Tabel 5. 95.

Tabel 5. 95 Hasil Uji t model regresi abutment

No	Variabel Tetap	Variabel Bebas	Nilai Sig. Uji t	Kesimpulan
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 1				
1	Volume beton (V_c)	Bentang (L)	0,004	OKE
		Ketinggian abutment (H)	0,000	OKE
2	Volume baja (V_s)	Bentang (L)	0,000	OKE
		Ketinggian abutment (H^2)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 2				
1	Volume beton (V_c)	Bentang (L)	0,005	OKE
		Ketinggian abutment (H)	0,000	OKE
2	Volume baja (V_s)	Bentang (L)	0,001	OKE
		Ketinggian abutment (H^2)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 3				
1	Volume beton (V_c)	Bentang (L)	0,000	OKE
		Ketinggian abutment (H)	0,000	OKE
2	Volume baja (V_s)	Bentang (L)	0,003	OKE
		Ketinggian abutment (H^2)	0,000	OKE
Model estimasi volume abutment pada zona gempa 4				
1	Volume beton (V_c)	Bentang (L)	0,001	OKE
		Ketinggian abutment (H)	0,000	OKE
2	Volume baja (V_s)	Bentang (L)	0,001	OKE
		Ketinggian abutment (H^2)	0,000	OKE

Berdasarkan Tabel 5. 95 dapat dilihat bahwa nilai signifikansi hasil uji t pada seluruh model regresi abutment lebih kecil dari 0,05 sehingga dapat disimpulkan seluruh model regresi abutment dapat digunakan dengan baik.

5.13 Persamaan Regresi Hasil Pemodelan Estimasi Volume

Dari hasil analisis regresi linier berganda serta pengujian terhadap model yang telah dilakukan, maka didapatkan persamaan regresi model estimasi volume struktur *abutment* tipe *I-Girder* sebagai berikut :

1. Model estimasi volume *abutment* pada zona gempa 1

$$V_c = 0,937L + 49,070H - 99,378$$

$$V_s = 143,59L + 360,075H^2 + 2278,824$$

2. Model estimasi volume *abutment* pada zona gempa 2

$$V_c = 0,899L + 48,349H - 85,244$$

$$V_s = 173,194L + 411,826H^2 + 629,441$$

3. Model estimasi volume *abutment* pada zona gempa 3

$$V_c = 0,968L + 55,948H - 105,090$$

$$V_s = 244,026L + 618,470H^2 - 4456,373$$

4. Model estimasi volume *abutment* pada zona gempa 4

$$V_c = 1,196L + 65,756H - 136,169$$

$$V_s = 356,777L + 879,685H^2 - 9030,681$$

Dengan :

V_c = Volume beton (m^3)

V_s = Volume baja tulangan (kg)

L = Panjang bentang jembatan (m)

H = Ketinggian *abutment* (m)

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan pada BAB V yang telah dilakukan, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Berdasarkan uji asumsi klasik (Linieritas, Normalitas, Multikolinearitas, Heteroskedastisitas) data yang digunakan dalam penelitian memenuhi syarat untuk regresi linier.
2. Berdasarkan analisis korelasi, kebutuhan volume beton (V_c) dan volume baja tulangan (V_s) *abutment* jembatan tipe *I-Girder* lebih banyak dipengaruhi oleh ketinggian *abutment* (H) daripada panjang bentang jembatan (L).
3. Hasil penelitian mendapatkan 8 model estimasi volume struktur *abutment*. Model estimasi volume struktur *abutment* zona gempa 1 yaitu $V_c = 0,937L + 49,070H - 99,378$ dan $V_s = 143,59L + 360,075H^2 + 2278,824$. Model estimasi volume struktur *abutment* zona gempa 2 yaitu $V_c = 0,899L + 48,349H - 85,244$ dan $V_s = 173,194L + 411,826H^2 + 629,441$. Model estimasi volume struktur *abutment* zona gempa 3 yaitu $V_c = 0,968L + 55,948H - 105,090$ dan $V_s = 244,026L + 618,470H^2 - 4456,373$. Model estimasi volume struktur *abutment* zona gempa 4 yaitu $V_c = 1,196L + 65,756H - 136,169$ dan $V_s = 356,777L + 879,685H^2 - 9030,681$.
4. Hasil uji F dan uji t menunjukkan bahwa variabel bentang jembatan dan ketinggian *abutment* berpengaruh secara signifikan terhadap volume beton dan volume baja tulangan.
5. Hasil uji R^2 menunjukkan bahwa seluruh model regresi baik digunakan untuk memprediksi kebutuhan volume *abutment* jembatan tipe *I-Girder* dengan nilai R^2 sebesar 0,983 – 0,997.

6.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, saran yang dapat diberikan adalah sebagai berikut :

1. Untuk penelitian selanjutnya, perlu mempertimbangkan mengenai variasi mutu beton dan karakteristik tanah, baik pada tanah timbunan maupun tanah dasar.
2. Jenis dan perilaku tumpuan struktur atas jembatan dapat digunakan untuk mengembangkan model struktur *abutment* lain.
3. Penelitian ini masih dapat dikembangkan untuk tipe struktur atas yang lain seperti jembatan gantung, jembatan lengkung, struktur rangka, tipe blaok T, dan lain sebagainya.
4. Mengembangkan model dengan parameter percepatan gempa sebagai *input* supaya model dapat lebih bervariasi.
5. Melakukan komparasi estimasi biaya abutment antara menggunakan model dari penelitian ini dengan perhitungan konvensional.
6. Mutu baja tulangan yang digunakan disesuaikan dengan SNI 2052:2017 tentang baja tulangan beton.

DAFTAR PUSTAKA

- Adriati, I. D., 2017. *Pemodelan Estimasi Volume Struktur Atas Jembatan Tipe I-Girder*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada.
- Alhusni, M. K., 2017. *Pemodelan Estimasi Volume Struktur Abutment dan Pondasi Sumuran Jembatan dengan Struktur Atas Tipe I-Girder*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada.
- Alhusni, M. K., Triwiyono, A. & Irawati, I. S., 2019. Material quantity estimation modelling of bridge sub-structure using regression analysis. *MATEC Web of Conferences*, Volume 258, p. 02008.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. 6th penyunt. Washington, D.C.: AASHTO.
- Badan Standarisasi Nasional, 2004. *Perencanaan struktur beton untuk jembatan (RSNI T-12-2004)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2008. *Spesifikasi pilar dan kepala jembatan sederhana bentang 5 m sampai dengan 25 m dengan pondasi tiang pancang (SNI 2451:2008)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2008. *Standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan (SNI 2833:2008)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2016. *Pembebanan untuk jembatan (SNI 1725:2016)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional, 2016. *Perencanaan jembatan terhadap beban gempa (SNI 2833:2016)*. Jakarta: BSN.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2007. *Pelatihan Ahli Perencanaan Teknis Jembatan (Bridge Design Engineer) BDE - 03 = Perencanaan Bangunan Atas Jembatan*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2007. *Pelatihan Ahli Perencanaan Teknis Jembatan (Bridge Design Engineer) BDE - 04 = Perencanaan Bangunan Bawah Jembatan*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2007. *Pelatihan Ahli Perencanaan Teknis Jembatan (Bridge Design Engineer) BDE - 05 = Perencanaan Pondasi Jembatan*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2009. *Standar Desain Pelat Injak Jembatan Jalan Raya*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

- Fragkakis, N., Lambropoulos, S. & Tsiambaos, G., 2011. Parametric Model for Conceptual Cost Estimation of Concrete Bridge Foundations. *Journal of Infrastructure Systems*, 17(2), pp. 66-74.
- Fragkakis, N., Marinelli, M. & Lambropoulos, S., 2015. Preliminary cost estimate model for culverts. Volume 123, pp. 153-161.
- Hollar, D. A. et al., 2013. Preliminary Engineering Cost Estimation Model for Bridge Projects. *Journal of Construction Engineering and Management*, 139(9), pp. 1259-1267.
- Kim, B. S., 2011. The Approximate Cost Estimating Model for Railway Bridge Project in the Planning Phase Using CBR Method. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 15(7), pp. 1149-1159.
- Oh, C. D., Park, C. & Kim, K. J., 2013. An Approximate Cost Estimation Model based on Standard Quantities of Steel Box Girder Bridge Substructure. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(5), pp. 877-885.
- Priyatno, D., 2012. *Cara Kilat Belajar Analisis Data dengan SPSS 20*. Yogyakarta: C.V. ANDI OFFSET.
- PT. Basis Pancakarya, 2019. *karet-bantalan-jembatan*. [Online] Available at: <http://www.basisrubber.com/id/karet-bantalan-jembatan.html> [Diakses Oktober 2019].
- PT. Wijaya Karya (WIKA BETON), 2017. *product*. [Online] Available at: <https://www.wika-beton.co.id/download-brosur/product> [Diakses Oktober 2019].
- Rossow, M., 2019. *Bridge Inspection (Part 1): Abutments and Wingwalls (BIRM)*. New York: Continuing Education & Development, Inc..
- Santoso, S., 2017. *Menguasai Statistik dengan SPSS 24*. Jakarta: PT Alex Media Komputindo.
- Setiawan, A., 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013*. Jakarta: ERLANGGA.
- Sugiyono, 2019. *Statistika untuk Penelitian*. Bandung: CV. ALFABETA.
- Williams, M. N., Grajales, C. A. G. & Kurkiewicz, D., 2013. Assumptions of Multiple Regression: Correcting Two Misconceptions. *Practical Assessment, Research and Evaluation (PARE)*, Volume 18, p. Article 11.

LAMPIRAN A
TABEL VARIASI ABUTMENT

No.	Zona Gempa	Keitnggian Abutment (m)	Bentang Jembatan (m)	No.	Zona Gempa	Keitnggian Abutment (m)	Bentang Jembatan (m)
1	1	4,00	20,00	31	3	4,00	20,00
2	1	4,00	25,00	32	3	4,00	25,00
3	1	4,00	30,00	33	3	4,00	30,00
4	1	4,00	35,00	34	3	4,00	35,00
5	1	4,00	40,00	35	3	4,00	40,00
6	1	6,00	20,00	36	3	6,00	20,00
7	1	6,00	25,00	37	3	6,00	25,00
8	1	6,00	30,00	38	3	6,00	30,00
9	1	6,00	35,00	39	3	6,00	35,00
10	1	6,00	40,00	40	3	6,00	40,00
11	1	8,00	20,00	41	3	8,00	20,00
12	1	8,00	25,00	42	3	8,00	25,00
13	1	8,00	30,00	43	3	8,00	30,00
14	1	8,00	35,00	44	3	8,00	35,00
15	1	8,00	40,00	45	3	8,00	40,00
16	2	4,00	20,00	46	4	4,00	20,00
17	2	4,00	25,00	47	4	4,00	25,00
18	2	4,00	30,00	48	4	4,00	30,00
19	2	4,00	35,00	49	4	4,00	35,00
20	2	4,00	40,00	50	4	4,00	40,00
21	2	6,00	20,00	51	4	6,00	20,00
22	2	6,00	25,00	52	4	6,00	25,00
23	2	6,00	30,00	53	4	6,00	30,00
24	2	6,00	35,00	54	4	6,00	35,00
25	2	6,00	40,00	55	4	6,00	40,00
26	2	8,00	20,00	56	4	8,00	20,00
27	2	8,00	25,00	57	4	8,00	25,00
28	2	8,00	30,00	58	4	8,00	30,00
29	2	8,00	35,00	59	4	8,00	35,00
30	2	8,00	40,00	60	4	8,00	40,00

LAMPIRAN B
PERHITUNGAN VOLUME BETON

Berat beton, $W_c =$ 25 kN/m^3

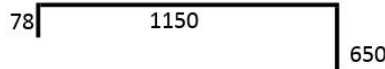
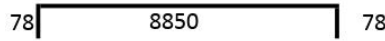
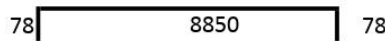
NO	TER BERAT BAGIAN				BERAT	VOLUME
	b (m)	h (m)	FB	M. Direc	(kN)	(m^3)
ABUTMENT						
1	0,3	0,85	1	-1	57,375	2,295
2	0,5	1,1	1	-1	123,750	4,950
3	0,6	0,65	1	-1	87,750	3,510
4	0,6	0,55	0,5	-1	37,125	1,485
5	0,45	0,5	1	1	50,625	2,025
6	0,45	0,45	0,5	1	22,781	0,911
7	0,7	4	1	-1	630,000	25,200
8	1,7	0,6	0,5	-1	114,750	4,590
9	1,9	0,6	0,5	1	128,250	5,130
10	1,7	0,6	1	-1	229,500	9,180
11	1,9	0,6	1	1	256,500	10,260
WING WALL						
12	2,1	0,85	1	-1	53,550	2,142
13	1,9	1,75	1	-1	99,750	3,990
14	1,9	0,55	1	-1	31,350	1,254
15	2,5	1,7	1	-1	127,500	5,100
16	2,5	0,6	0,5	-1	22,500	0,900
17	0,6	0,55	0,5	-1	4,950	0,198
18	Lateral Stopper, n =		10	-1	5,625	0,225
	Dimensi 30 x 30 x 25		0,0225			

TOTAL VOLUME BETON (V_c) = 83,345 m^3
166,691

LAMPIRAN C

BAGIAN ABUTMENT	SKETSA REINFORCEMENT	Panjang Potongan (mm)	Jumlah Potongan (buah)	Diameter Besi (mm)	Berat /m (kg)	Jumlah Berat (kg)	Utuh / Potongan (x)	Kebutuhan Besi (KG)						
								DIAMETER						
								D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29
BREASTWALL	<u>TULANGAN LENTUR</u>													
	ATAS: 2 D 25 - 250	4650	74	25	3,85625	1326,9	2 x						1326,9	
	BAWAH: 2 D 25 - 250	4650	74	25	3,85625	1326,9	2 x						1326,9	
	<u>TULANGAN BAGI</u>													
	ATAS: 1 D 16 - 150	9042	20	16	1,57952	285,64	1 x			285,64				
	BAWAH: 1 D 16 - 150	9042	20	16	1,57952	285,64	1 x			285,64				
	<u>TULANGAN GESER</u>													
	TIES : 1 D 13 - 300 / 500	706	209	13	1,04273	153,86	16 x			153,86				
BACKWALL BAWAH	<u>TULANGAN LENTUR</u>													
	ATAS: 1 D 16 - 130	4607	71	16	1,57952	516,66	2 x			516,66				
	BAWAH: 1 D 16 - 130													
	<u>TULANGAN BAGI</u>													
	ATAS: 1 D 13 - 250	9006	8	13	1,04273	75,127	1 x			75,127				
	BAWAH: 1 D 13 - 250	9006	8	13	1,04273	75,127	1 x			75,127				

[illegible]

TAMBAHAN	<u>TULANGAN TARIK TAMBAHAN/SUSUT</u>															
	TUL : 1 D 13 - 250	1878	37	13	1,04273	72,455	6 x	72,455								
																
	<u>TULANGAN BAGI ATAS BREASTWALL</u>															
	TUL: 1 D 13 - 200	9006	5	13	1,04273	46,954	1 x	46,954								
																
	<u>TULANGAN SIKU</u>															
	TUL: 1 D 13 - 200	400	46	13	1,04273	19,186	30 x	19,186								
																
	<u>TULANGAN BAGI SIKU</u>															
	TUL: 1 D 13 - 200	9006	1	13	1,04273	9,3908	1 x	9,3908								
																
										0	1522,7	1825,1	962,19	466,7	3705,5	0

Total Berat Tulangan :

8482,11 kg

16964,22 kg

LAMPIRAN D

BRIDGE CONCRETE PRODUCTS

Description

Type of girder	: PC I Girder PC U Girder PC Voided Slab
Prestressing System	: Post-tension, Pretension
Production System	: Segmental, non segmental



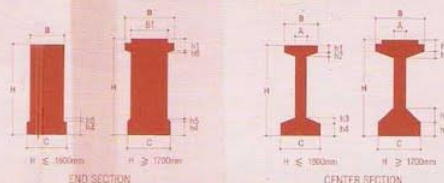
Innovation and Trust

Design and Manufacturing Reference

Design	SNI 03-1725-1989 BMS 7 - 1992 AASHTO - 1992 ACI 318 - 2002 SNI 03-2847-2002	Recommendation for Design Loading of Highway Bridges Bridge Design Code Standard Specification for Highway Bridges Building Code Requirements for Structural Concrete Indonesian Concrete Code
Manufacturing	WIKA BETON-09-IK-005	Girder Manufacturing Work Instruction

Notation	Unit	H (cm)					
h1	mm	90	125	160	170	210	230
h2	mm	75	75	125	200	200	200
h3	mm	100	100	100	250	250	250
h4	mm	125	125	225	250	250	250
h5	mm	62.5	62.5	21	50	50	50
h6	mm	-	-	-	40	40	40
A	mm	170	170	180	200	200	200
B	mm	350	350	550	800	800	800
B1	mm	-	-	-	600	600	600
C	mm	650	650	650	700	700	700

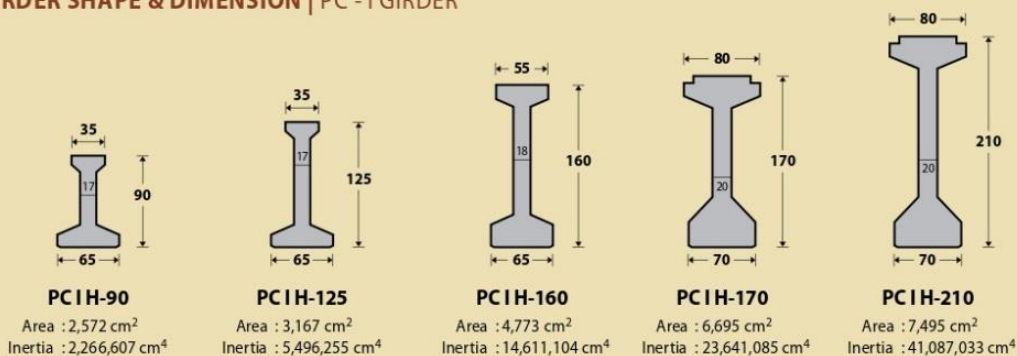
PC I GIRDER Shape and Dimension



PC I GIRDER Classification

Span (m)	Beam Spacing (cm)						Span (m)	Beam Spacing (cm)					
	A - Class (Cube : 800 Kg/cm2)							B - Class (Cube : 500 Kg/cm2)					
	H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230		H-90	H-125	H-160	H-170	H-210	H-230
16	185	230					16	185	230				
17	140	230					17	140	230				
18	140	230					18	140	230				
19	140	230					19		230				
20		230					20		185	230			
21		230					21		185	230			
22		230					22		140	230			
23		230					23		140	230			
24		185	230				24		140	230			
25		185	230				25			230			
26		140	230				26			230			
27		140	230				27			185	230		
28		140	230				28			185	230		
29			230				29			185	230		
30			230				30			140	230		
31			230				31			140	230		
32			230				32			140	185	230	
33			230				33			140	185	230	
34			230				34				185	230	
35			185	230			35				140	230	
36			185	230			36				140	230	
37			185	230			37				140	185	230
38			140	185	230		38				140	185	230
39			140	185	230		39				140	185	230
40			140	140	230		40					185	185
41			140	140	230		41					140	185
42			140	140	230		42					140	185
43			140	140	230		43					140	185
44				140	230		44					140	140
45					185	230	45					140	140
46					185	230	46						140
47					185	230	47						140
48					185	185	48						140
49					185	185	49						
50					140	185	50						
51					140	185	51						
52					140	140	52						

GIRDER SHAPE & DIMENSION | PC - I GIRDER



POST-TENSION PC-I GIRDER SPECIFICATION

Span (m)	PC IH-90cm				PC IH-125cm				PC IH-160cm				PC IH-170cm				PC IH-210cm			
	Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)		Beam Spacing / fc'		Beam Support Reaction (kN)	
	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	V _{ult}	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	V _{ult}	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	V _{ult}	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	V _{ult}	(cm / MPa)	V _{DL}	V _{LL}	V _{ult}
10	185 / 40	117	179	476																
11	185 / 40	128	187	505																
12	185 / 40	138	196	533																
13	185 / 40	151	204	565																
14	185 / 40	161	212	594																
15	185 / 40	171	221	622																
16	140 / 40	150	173	508	185 / 40	200	229	673												
17					185 / 40	211	237	702												
18					185 / 40	222	245	731												
19					185 / 40	233	254	761												
20					185 / 40	244	262	790												
21					185 / 40	255	270	820												
22					140 / 50	225	211	672	185 / 40	318	279	913								
23					140 / 60	234	217	695	185 / 40	331	287	945								
24									185 / 40	344	295	976								
25									185 / 40	357	304	1008								
26									185 / 40	370	312	1040								
27									185 / 40	383	320	1072								
28									185 / 40	396	329	1104								
29									185 / 40	419	337	1148								
30									140 / 50	369	261	944	185 / 40	432	345	1180				
31									140 / 50	381	264	964	185 / 40	445	349	1204				
32													185 / 40	517	354	1297				
33													185 / 40	532	358	1324				
34													185 / 40	546	362	1350				
35													185 / 50	561	366	1377	185 / 40	607	366	1432
36													185 / 60	576	370	1403	185 / 40	623	370	1460
37													185 / 60	591	374	1429	185 / 40	639	374	1487
38													185 / 60	606	378	1456	185 / 40	655	378	1515
39													140 / 60	589	289	1265	185 / 40	671	382	1542
40													140 / 60	603	292	1289	185 / 50	686	386	1570
41													140 / 60	620	297	1318	185 / 50	705	392	1604
42																	185 / 50	721	396	1632
43																	185 / 50	750	400	1675
44																	185 / 60	766	404	1703
45																	185 / 60	782	408	1730
46																	140 / 60	700	312	1446
47																	140 / 60	714	315	1469
48																	140 / 60	728	318	1493
49																	140 / 60	742	322	1516
50																	140 / 70	756	325	1540

Note : Based on bridge load refer to SNI 1725:2016 and assume bridge cross section parameter :
200mm for CIP Slab, 70mm concrete deck slab and 50mm asphaltic layer

LAMPIRAN E
REAKSI PERLETAKAN PADA TUMPUAN

No.	Bentang Jembatan (m)	Reaksi Tumpuan (kN)		
		Kondisi Layan	Kondisi Ultimit	Kondisi Ekstrim
1	20	1102,63	1483,28	1227,26
2	25	1278,61	1723,20	1418,78
3	30	1475,91	1990,63	1640,27
4	35	1584,45	2141,11	1763,23
5	40	1783,66	2409,46	2004,07

REAKSI BORED PILE (kN)

Zona Gempa	Ketinggian abutment (H)	Bentang Jembatan (m)				
		20,00	25,00	30,00	35,00	40,00
1	4,00	895,74	1073,45	1274,19	1327,61	1519,86
1	6,00	920,00	1057,96	1154,71	1195,15	1403,86
1	8,00	991,14	1079,36	1214,16	1246,21	1381,87
2	4,00	901,75	1086,88	1298,75	1366,95	1581,05
2	6,00	940,95	1092,08	1223,80	1267,95	1430,09
2	8,00	1038,57	1139,82	1226,69	1258,98	1394,73
3	4,00	1033,04	1215,46	1373,38	1440,89	1649,67
3	6,00	1093,36	1231,76	1337,57	1385,59	1560,52
3	8,00	1171,76	1290,69	1406,72	1443,69	1599,03
4	4,00	1136,79	1308,09	1487,38	1560,43	1843,98
4	6,00	1231,87	1389,02	1501,96	1553,26	1751,86
4	8,00	1350,59	1492,62	1616,90	1658,21	1799,65

LAMPIRAN F
DETAIL TULANGAN ABUTMENT

Bentang 30 m, Ketinggian Abutment 4 m, dan Zona Gempa 4.

