

**ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN
METODE PERPINDAHAN LANGSUNG PADA
JEMBATAN MENERUS**

TESIS



**Oleh:
Ariella Claresta
2013831015**

**PEMBIMBING:
Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D**

**PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS KATOLIK PARAHYANGAN
BANDUNG
JUNI 2017**

**ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN
METODE PERPINDAHAN LANGSUNG PADA
JEMBATAN MENERUS**

TESIS

**Oleh:
Ariella Claresta
2013831015**

**PEMBIMBING:
Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D**

**PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS KATOLIK PARAHYANGAN
BANDUNG
JUNI 2017**

HALAMAN PENGESAHAN

**ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN METODE
PERPINDAHAN LANGSUNG PADA JEMBATAN MENERUS**



Oleh:
Ariella Claresta
2013831015



Disetujui Untuk Diajukan Ujian Sidang pada Hari/ Tanggal:
Sabtu, 17 Juni 2017

Pembimbing:

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Iswandi Imran'.

Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D

TES-PMTS
CLA
a/17
tes 1857

**PROGRAM MAGISTER TEKNIK SIPIL
PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS KATOLIK PARAHYANGAN
BANDUNG
JUNI 2017**



PERNYATAAN

Yang bertandatangan di bawah ini, saya dengan data diri sebagai berikut:

Nama : ARIELLA CLARESTA
Nomor Pokok Mahasiswa : 2013831015
Program Studi : Teknik Sipil
Sekolah Pascasarjana
Universitas Katolik Parahyangan

Menyatakan bahwa Tesis dengan judul:

**ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN METODE
PERPINDAHAN LANGSUNG PADA JEMBATAN MENERUS**

adalah benar-benar karya saya sendiri di bawah bimbingan Pembimbing, dan saya tidak melakukan penjiplakan atau pengutipan dengan cara-cara yang tidak sesuai dengan etika keilmuan yang berlaku dalam masyarakat keilmuan.

Apabila di kemudian hari ditemukan adanya pelanggaran terhadap etika keilmuan dalam karya saya, atau jika ada tuntutan formal atau non formal dari pihak lain berkaitan dengan keaslian karya saya ini, saya siap menanggung segala resiko, akibat, dan/atau sanksi yang dijatuhkan kepada saya, termasuk pembatalan gelar akademik yang saya peroleh dari Universitas Katolik Parahyangan.

Dinyatakan : di Bandung
Tanggal : 17 Juni 2017



Ariella Claresta

ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN METODE PERPINDAHAN LANGSUNG PADA JEMBATAN MENERUS

Ariella Claresta (NPM : 2013831015)
Pembimbing : Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D
Magister Teknik Sipil
Bandung
Juni 2017

ABSTRAK

Secara tradisional, struktur didesain terutama berdasarkan pada kekuatan, dimana kerusakan dan kinerjanya sangat sulit diukur sesuai tingkat gempa tertentu, dikarenakan desain berdasarkan kekuatan memiliki indikator yang rendah terhadap kerusakan dan faktor reduksi gaya, yang dimaksudkan untuk menyiratkan tingkat kerusakan, sangat bervariasi dan seringkali tidak realistis menggambarkan kondisi struktur yang sebenarnya.

Perkembangan lebih lanjut diketahui bahwa parameter deformasi lebih kritis dalam mendefinisikan kinerja dan metode desain seharusnya menggunakan deformasi sebagai acuan desain. Sebuah filosofi desain yang cukup sederhana dan menjanjikan diperkenalkan yaitu Metode Perpindahan Langsung (*Direct Displacement Based Design*) karena konsep kerjanya secara eksplisit menentukan deformasi sebagai target desain. Namun, penerapan DDBD dalam desain jembatan mengharuskan adanya asumsi pola inelastik dan parameter umum dalam analisis inelastik yaitu redaman sistem struktur.

Terdapat sejumlah besar studi untuk memvalidasi pendekatan-pendekatan berbeda dalam menerjemahkan energi disipasi struktur yang erat kaitannya dengan redaman, namun studi tersebut difokuskan pada sistem stuktur SDOF. Oleh karena itu verifikasi studi terhadap sistem struktur keseluruhan, khususnya jembatan, diperlukan untuk memverifikasi kompetensi parameter redaman yang dikembangkan dari sistem SDOF untuk diaplikasikan ke sistem MDOF.

Lima pendekatan berbeda dalam redaman dan lima faktor modifikasi spektral dievaluasi menggunakan Metode Perpindahan Langsung. Semua hasil pendekatan diperiksa dengan Analisis Statik Nonlinear serta Analisis *Time History*. Hasil menunjukkan pendekatan redaman dan faktor modifikasi spektral Priestley merupakan nilai yang paling mendekati nilai akurat hasil Analisis *Time History*.

Kata Kunci: Metode Perpindahan Langsung (DDBD), Nonlinear *Time History Analysis* (NLTHA), Analisis *Pushover* (Statik Nonlinear), Redaman, Deformasi, Perpindahan, Kinerja Struktur Jembatan.

SENSITIVITY ANALYSIS OF DAMPING PARAMETERS IN DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN FOR CONTINUOUS BRIDGE

Ariella Claresta (NPM : 2013831015)
Adviser : Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D
Magister Teknik Sipil
Bandung
June 2017

ABSTRACT

Traditionally, the structure is designed mainly based on the strength, in which damage and hence performance are very difficult to be quantified for a particular earthquake level, since forces are poor indicators of damage potential, and force-reduction factors, which are meant to imply damage levels, are highly variable and often disagreed upon. It is generally agreed that deformations are more critical parameters for defining performance, and it is argued that seismic design methods should largely be based on them. A simple and promising design philosophy is constituted by direct displacement-based design methods (DDBD) due to their inherent possibility of explicitly specifying displacements, which are well correlated with deformations, as design targets. However, application of DDBD in the design of bridges requires also that assumptions are made regarding the inelastic deformed pattern and the estimation of the system equivalent viscous damping, which is general parameter often used in inelastic analysis.

There are certainly a relatively large number of past parametric studies dedicated to the validation of different approaches to translate such structural energy dissipation capacity that is closely related to equivalent viscous damping however such studies have focused mainly, if not exclusively, on single-degree-of-freedom (SDOF) systems. It seems, therefore, that verification on full structural systems, such as complete bridges, is conspicuously needed in order to verify the adequacy of using existing SDOF derived relationships in the assessment of multiple-degree-of-freedom (MDOF) systems.

In this work, five different equivalent damping proposals and five spectral modification equations are evaluated, using Direct Displacement Based Method. All results approach are checked by Pushover Analysis and Nonlinear Time History Analysis. Results showed that Priestley's system equivalent viscous damping and spectral modification approach have the most satisfying result compared to the accurate result of Nonlinear Time History Analysis.

Keywords: Direct Displacement Based, Nonlinear Time History Analysis (NLTHA), Pushover Analysis, Equivalent Viscous Damping, Displacement, Deformation, Bridge Performance.

KATA PENGANTAR

Puji syukur atas rahmat kasih Tuhan sehingga penulis dapat menyelesaikan tesis yang berjudul Analisis Sensitivitas Parameter Redaman Metode Perpindahan Langsung pada Jembatan Menerus. Tesis ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat S-2 di Fakultas Magister Teknik Program Studi Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan.

Dalam penyusunan tesis ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, tetapi berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, tesis ini dapat diselesaikan. Untuk itu penulis ingin menyampaikan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada :

- Prof. Ir. Iswandi Imran, MAS.C, Ph.D selaku dosen pembimbing yang telah membimbing penulis dalam penulisan tesis ini.
- Prof. Bambang Suryoatmono, Ph.D selaku dosen penguji yang telah memberikan banyak masukan kepada penulis.
- Dr. Paulus Karta Wijaya selaku dosen penguji yang telah memberikan banyak masukan kepada penulis.
- Laboratorium Struktur Teknik Sipil Institut Teknologi Bandung yang telah memberikan izin penggunaan program Midas Civil 2011 (V7.0.1) *academic version*.
- Dosen-dosen Program Studi Magister Teknik Sipil yang telah mengajarkan berbagai ilmu dan pengetahuannya kepada penulis, dan para staf karyawan Program Studi Magister Teknik Sipil.
- Keluarga yang selalu memberikan dorongan serta doa kepada penulis dalam penulisan tesis ini.
- Teman-teman yang selalu membantu serta memberikan dorongan kepada penulis dalam penulisan tesis ini.

Penulis menyadari bahwa tesis ini masih jauh dari sempurna, namun penulis berharap tesis ini dapat berguna bagi orang yang membacanya.

Bandung, 17 Juni 2017

Ariella Claresta
2013831015

DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	v
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xxii
BAB 1	1
PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Inti Permasalahan	7
1.3 Tujuan Penulisan	8
1.4 Pembatasan Masalah	8
1.5 Metode Penelitian	10
1.6 Sistematika Penulisan	14
BAB 2	17
STUDI LITERATUR	17
2.1 Pendahuluan	17
2.2 Perkembangan Metode Perpindahan Langsung (DDBD)	18

2.3 Metode Perpindahan Langsung (DDBD)	20
2.3.1 Desain Objektif	24
2.3.2 Variasi Batasan Desain Objektif di Berbagai Literatur	26
2.3.3 Target Perpindahan	28
2.3.4 Parameter Metode Perpindahan Langsung	37
2.3.5 Penerapan Metode Perpindahan (<i>Displacement Based Design Methods</i>)	79
2.3.6 Variasi Analisis Kinerja Struktur	82
BAB 3	91
3.1 Umum	91
3.1.1 Geometri Struktur	92
3.1.2 Material Jembatan	94
3.2 Pembebanan Struktur	101
3.2.1 Beban Disain dan Kombinasi Pembebanan	102
3.2.2 Beban Gempa	103
3.3 Pemodelan Struktur	109
BAB 4	129
ASSESSMENT DAN ANALISIS JEMBATAN CISOMANG DENGAN PARAMETER REDAMAN	129
4.1 Assessment Struktur Jembatan Cisomang Dengan Menggunakan Analisis Beban Dorong Statik	129

4.1.1 Kurva Kapasitas Struktur Jembatan Cisomang	130
4.1.2 Titik Kinerja Struktur	131
4.2 Assessment Struktur Jembatan Cisomang Dengan Menggunakan Analisis Riwayat Waktu Nonlinier (<i>Nonlinear Time History Analysis/NLTHA</i>)	135
4.3 Assessment Struktur Jembatan Cisomang Dengan Menggunakan Metode <i>Direct Displacement-Based Design (DDBD)</i>	144
4.3.1 Assessment Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	144
4.3.2 Assessment Jembatan Cisomang Arah Transversal	153
4.4 Perbandingan hasil metode DDBD dengan Analisis Beban Dorong Statik dan Analisis Riwayat Waktu Nonlinier	164
4.5 Perbandingan parameter Metode Perpindahan Langsung (DDBD)	166
4.5.1 Redaman Ekuivalen	166
4.5.2 Faktor Modifikasi	167
BAB 5	175
PENUTUP	175
5.1 Kesimpulan	175
5.2 Saran	177
DAFTAR PUSTAKA	187

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Δ_A	= perpindahan rata-rata abutment
Δ_c	= nilai perpindahan rencana
Δ_d	= target perpindahan terdapat pada Persamaan (2.6) dan (2.11)
Δ_i	= perpindahan masing-masing pier, terdapat pada Persamaan (2.19)
Δ_{max}	= perpindahan maksimum
Δ_{sys}	= perpindahan ekuivalen sistem terdapat pada Persamaan (2.21)
Δ_y	= deformasi leleh pada Persamaan (2.2) dan Persamaan (2.10)
A_g	= luas penampang kotor
A_S	= percepatan puncak tanah
b_c dan d_c	= dimensi inti dari centerline tulangan kait pada arah x dan y, dimana $b_c \geq d_c$.
C_{st}	= parameter tergantung pada efektif periode, mulai dari minimal 0.3 dan 0.65 untuk nilai maksimum
d_s	= diameter penampang inti antara tulangan
E_c	= Modulus elastisitas beton terdapat pada Persamaan (2.60)
E_{sec}	= parameter sesuai Persamaan (2.61)
f'_{cc}	= tegangan maximum beton terkekang terdapat pada Persamaan (2.63)
f_h	= faktor pengali untuk berbagai jenis tanah, diambil antara 0.01-0.05, terdapat pada Persamaan (2.5)
f_{yh}	= tegangan leleh dari baja tulangan melintang
f_1	= parameter sesuai Persamaan (2.64)
f'_c	= tegangan beton terdapat pada Persamaan (2.56)
F_{el}	= gaya maksimum saat perpindahan maksimum terdapat pada Persamaan (1.3) dan Persamaan (1.4)
F_i	= nilai gaya inersia pada pier terdapat pada Persamaan (2.78)
F_{PGA}	= koefisien situs
F_R	= kekuatan maksimum tereduksi terdapat pada Persamaan (1.1) dan Persamaan (1.2)
H_i	= tinggi pier ke-i
H_p	= tinggi efektif pier
H_s	= tinggi geser
H_{sup}	= tinggi dari perletakan superstruktur ke pusat massa dari superstruktur
H_w	= tinggi dinding abutment terdapat pada Persamaan (2.5)
k_e	= koefisien yang dipengaruhi oleh bentuk tulangan pengekang elemen struktur beton bertulang, terdapat pada Persamaan (2.65), (2.66), dan (2.67)
K_{eff}	= kekakuan efektif terdapat pada Persamaan (2.55)
L_p	= panjang sendi plastik
L_a	= panjang tiang bor dari permukaan tanah ke superstruktur
L_e	= panjang efektif pondasi tiang bor
L_{sp}	= panjang penetrasi regangan
M_{eff}	= massa efektif terdapat pada Persamaan (2.22)
m_e	= massa efektif pada Persamaan (2.2)

- m_i = massa pada elemen ke-i
 P_i = faktor modal partisipasi
 Q_i = faktor bobot terdapat pada Persamaan (2.29)
 $Q_{P,i}$ = faktor bobot ke -I terdapat pada Persamaan (2.37)
 $R_{\xi-EC8-1998}$ = faktor modifikasi Eurocode EC 8, 1998 terdapat pada Persamaan (2.50)
 $R_{\xi-EC8-2003}$ = faktor modifikasi Eurocode EC 8, 2003 terdapat pada Persamaan (2.51)
 $R_{\xi-NewHall}$ = faktor modifikasi model Newmark dan Hall, 1987 terdapat pada Persamaan (2.52)
 $R_{\xi-Priest}$ = faktor modifikasi model Priestley, 2007 terdapat pada Persamaan (2.53)
 $R_{\xi-ShiSoz}$ = faktor modifikasi model Shibata dan Sozen, 1976 terdapat pada Persamaan (2.49)
 s' = spasi bersih vertikal antar tulangan pengekang
 S_a = spektrum respons gempa rencana terdapat pada Persamaan (2.14) (2.15) dan (2.16)
 S_{D1} = parameter percepatan respons spektral pada perioda 1 detik, redaman 5% terdapat pada Persamaan (2.17) dan Persamaan (2.18)
 S_{DS} = parameter percepatan respons spektral pada perioda pendek, redaman 5% terdapat pada Persamaan (2.17) dan Persamaan (2.18)
 T_c = Periode alami sudut
 T_{eff} = periode efektif terdapat pada Persamaan (2.42) dan (2.45)
 T_{eff} = periode efektif
 t_f = durasi eksitasi
 T_i = periode awal terdapat pada Persamaan (2.42) dan Persamaan (2.45)
 $T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$
 $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$
 $V_{A,i}$ = gaya geser pada abutment ke-I terdapat pada Persamaan (2.34)
 V_{base} = desain dasar geser sistem ekuivalen terdapat pada persamaan (2.55)
 V_i = gaya geser pada elemen ke-i terdapat pada Persamaan (2.31) dan Persamaan (2.33)
 $V_{P,i}$ = gaya geser pada pier ke-i, terdapat pada Persamaan (2.30), (2.32), (2.38) dan (2.39)
 w_s = lebar dek beton terdapat pada Persamaan (2.4)
 β_s = pengganti redaman
 δ_c = nilai modal pada massa kritis
 δ_i = bentuk ragam inelastik
 Δ_i = perpindahan pada elemen ke-i
 Δ_{sys} = perpindahan sistem
 $\epsilon_{c,dc}$ = ketegangan beton terdapat pada Persamaan (2.62)
 $\epsilon_{c,T}$ = target regangan beton
 ϵ_c = regangan beton berkaitan dengan f_c
 ϵ_{c0} = regangan ultimit material beton tak terkekang

- ϵ_{cc} = parameter sesuai Persamaan (2.58)
 $\epsilon_{s,dc}$ = tegangan untuk tulangan lentur pada Damage Control
 $\epsilon_{s,T}$ = target regangan baja
 ϵ_{su} = Regangan akhir dari tulangan baja melintang
 ϵ_y = tegangan leleh tulangan baja terdapat pada Persamaan (2.4)
 ξ_0 = redaman elastik, biasanya bernilai 5%.
 ξ_A = redaman abutment
 ξ_{eq} = nilai redaman ekivalen
 ξ_{eq} = redaman ekivalen terdapat pada Persamaan (2.23), (2.25) dan (2.27)
 $\xi_{eq-ATC40}$ = redaman ekivalen model Iwan dan Gates terdapat pada Persamaan (2.47)
 $\xi_{eq-DwaKowNau}$ = redaman ekivalen model Dwairi terdapat pada Persamaan (2.48)
 $\xi_{eq-Iwan}$ = redaman ekivalen model Iwan dan Gates terdapat pada Persamaan (2.43)
 $\xi_{eq-Kwan}$ = redaman ekivalen model Iwan dan Gates terdapat pada Persamaan (2.46)
 $\xi_{eq-TakGulSoz}$ = redaman ekivalen model Gulkan dan Sozen terdapat pada Persamaan (2.41)
 $\xi_{eq-TakKow}$ = redaman ekivalen model Iwan dan Gates terdapat pada Persamaan (2.44)
 ξ_{hyst} = redaman histeresis pada Persamaan (2.24)
 $\xi_{P,i}$ = redaman pier ke-i
 ξ_{SS} = redaman superstruktur
 ξ_{sys} = redaman ekivalen sistem terdapat pada Persamaan (2.28), (2.35) dan (2.36)
 ρ_{cc} = rasio luas tulangan longitudinal terhadap luas inti penampang
 ρ_v = rasio volumetrik baja melintang
 ϕ_{dc} = target kelengkungan terdapat pada Persamaan (2.7)
 ϕ_t = target kelengkungan
 ϕ_y = kelengkungan leleh terdapat pada Persamaan (2.9)
 c = kedalaman sumbu netral terdapat pada Persamaan (2.8)
 D = diameter penampang kolom, baik pier maupun tiang bor
 g = gravitasi
 I_c = momen inersia retak pier
 I_s = momen inersia kotor superstruktur
 K = kekakuan terdapat pada Persamaan (2.1)
 K_s = nilai kekakuan superstruktur
 L_s = panjang total superstruktur
 RS = nilai rasio kekakuan relatif, terdapat pada Persamaan (2.20)
 T = perioda fundamental struktur terdapat pada Persamaan (2.3)
 V = gaya geser dasar pada Persamaan (2.1)
 α = faktor perpindahan
 Λ = faktor kolom, bernilai 1 untuk kolom lentur tunggal dan bernilai 2 untuk kolom lentur ganda, terdapat pada Persamaan (2.12) dan Persamaan (2.13)

- μ = faktor daktilitas terdapat pada Persamaan (2.79)
- r = parameter sesuai Persamaan (2.59)
- x = parameter sesuai Persamaan (2.57)
- κ = parameter empiris yang mempresentasikan sejauh mana siklus respon histeresis menyerupai jajar genjang kurva histeresis.

DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 1.1 Respon Gaya vs Perpindahan dalam sistem Elastik dan Inelastik, dengan pendekatan Perpindahan Setara (Priestley, 2007)	4
Gambar 1.2 Model 3D Jembatan	9
Gambar 1.3 Diagram Alir tesis secara keseluruhan	10
Gambar 1.4 Diagram Alir Metode Penelitian	13
Gambar 2.1 Karakter Struktur SDOF Ekuivalen dan Penentuan Nilai Periode Efektif Struktur SDOF Ekuivalen (Dwairi, 2004)	22
Gambar 2.2 Penentuan periode efektif dalam DDBD (Suarez, 2008)	23
Gambar 2.3. Jenis umum dari pier pada jembatan jalan raya (Suarez, 2008)	34
Gambar 2.4 L_e dan α untuk definisi model setara untuk dibor bents poros (Suarez dan Kowalsky,2007)	35
Gambar 2.5 Spektrum Percepatan dan Spektrum Perpindahan (Priestley, 2007)	39
Gambar 2.6 Profil Perpindahan Arah Transversal pada Jembatan (Priestley, 2007)	41
Gambar 2.7 Perhitungan Kekakuan Relatif (RS) (Dwairi, 2004)	42
Gambar 2.8 Contoh konfigurasi Jembatan	43
Gambar 2.9 Pola Profil Perpindahan Longitudinal Untuk Jembatan Dengan Expansion Joint (Suarez, 2008)	45
Gambar 2.10 Design Profil Perpindahan arah Transversal pada Jembatan	46
Gambar 2.11 Pendekatan Linierisasi Setara dalam DDBD (Suarez, 2008)	47
Gambar 2.12 Perpindahan Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF) <i>Subtitute Structure</i> (Suarez, 2008)	47

Gambar 2.13 Massa diskritisasi pada jembatan multi span (Priestley, 2007)	48
Gambar 2.14 Desain ratio Redaman Equivalen untuk Redaman Elastik (5%) (Priestley, 2007)	50
Gambar 2.15 Model histeretik Takeda Small, (Dwairi, 2004)	58
Gambar 2.16 Contoh Hubungan Spektra Perpindahan Inelastik dengan Periode Efektif dan daktilitas (Priestley, 2007)	61
Gambar 2.17 Hubungan Spektra Perpindahan Inelastik dengan Periode Efektif dan redaman (Priestley, 2007)	61
Gambar 2.18 Penentuan Nilai Periode Efektif Struktur SDOF Ekivalen (Priestley, 2007)	64
Gambar 2.19 Model Kurva Hubungan Tegangan-Regangan Dari Uji Monotonik Material Beton Dengan dan Tanpa Tulangan Pengekang (J. B. Mander, M. J. Priestley, R. Park, Fellow; ASCE; 1988)	68
Gambar 2.20 Inti Beton Terkekang Efektif dengan pengekang kait lingkaran (J.B. Mander, M,J. Priestley, dan R. Park, ASCE, 1988)	71
Gambar 2.21 Inti Beton Terkekang Efektif dengan pengekang kait persegi panjang (J.B. Mander, M,J. Priestley, dan R. Park, ASCE, 1988)	71
Gambar 2.22 Perbandingan hasil test dengan 8 model hubungan tegangan dan regangan	73
Gambar 2.23 Konfigurasi Lateral Steel: Tulangan utama $\phi = 6\text{mm}$, tulangan sengkang $\phi = 4\text{mm}$ (Y.L.Mo, D.C. Wong, dan K. Maekawa, ACI, 2003)	75
Gambar 2.24 Dimensi & konfigurasi benda uji (Y.L.Mo, D.C. Wong, dan K. Maekawa, ACI, 2003)	75

Gambar 2.25 Hubungan tegangan dan regangan Model Muruguma termodifikasi (Y.L.Mo, D.C. Wong, dan K. Maekawa, ACI, 2003)	76
Gambar 2.26 Perbandingan hasil test panel dengan Model Muruguma termodifikasi	77
Gambar 2.27 Perbandingan kurva momen kurvatur hasil test eksperimental dengan Model Muruguma termodifikasi (Y.L.Mo, D.C. Wong, dan K. Maekawa, ACI, 2003)	78
Gambar 2.28 Distribusi Beban Geser Lateral arah Transversal (Priestley, 2007)	79
Gambar 2.29 Ilustrasi Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (NCHRP 440, 2012)	84
Gambar 2.30 Variasi Pola Distribusi Pembebanan Lateral (Dewobroto W, 2005)	85
Gambar 2.31 Pola Distribusi Pembebanan Lateral pada pier kantilever (Adhikari.G, Petrini, L & Calvi, G.M, 2010)	86
Gambar 2.32 Definisi <i>excitation angle</i> (Bisadi, V dan Head, M, (2011)	87
Gambar 2.33 Beberapa kasus kombinasi beban dinamik : (a) beban dinamik dengan sudut bervariasi, (b) Aturan kombinasi menggunakan <i>major groundmotion</i> ; (c) Aturan kombinasi menggunakan <i>pair groundmotion</i> ; (Bisadi, V dan Head, M, (2011)	88
Gambar 2.34 Konfigurasi salah satu studi kasus Jembatan (ukuran dalam mm) (Bisadi, V dan Head, M, (2011)	89
Gambar 2.35 Model 3D <i>pile</i> nonlinear elemen hingga pada salah satu studi kasus Jembatan (Bisadi, V dan Head, M, (2011)	89
Gambar 2.36 Kurva histeresis bilinear <i>elastomeric bearing</i> pada salah satu studi kasus Jembatan (Bisadi, V dan Head, M, (2011)	90

Gambar 3.1 Tampak Samping Jembatan (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	93
Gambar 3.2 Tampak Atas Jembatan Jembatan (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	93
Gambar 3.3 Pier dan Pierhead (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	94
Gambar 3.4 Detail Dimensi Pier (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	95
Gambar 3.5 Detail Penulangan Pier P2 (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	96
Gambar 3.6 Detail Penulangan Pier P3 (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	96
Gambar 3.7 Detail Penulangan Pier P4 (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	97
Gambar 3.8 Girder (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	97
Gambar 3.9 Tampak Depan Dimensi Pierhead (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	98
Gambar 3.10 Tampak Samping Dimensi Pierhead (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	99
Gambar 3.11 Pelat dan Diafragma (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	100
Gambar 3.12 Detail Diafragma (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	100
Gambar 3.13 Sistem Perletakan (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	101
Gambar 3.14 Denah bearing Pier P1 & P5 (Desain Jembatan Cisomang, 2004)	101
Gambar 3.15 Model 3D Jembatan Cisomang	103
Gambar 3.16 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (PGA) Untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun	103
Gambar 3.17 Peta Respons Spektra Percepatan 0.2 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui Sebesar 7% Dalam 75 Tahun	104

Gambar 3.18 Peta Respons Spektra Percepatan 1 Detik di Batuan Dasar Untuk Probabilitas Terlampaui Sebesar 7% dalam 75 Tahun	104
Gambar 3.19 Respon Spektrum RSNI3 2833:201X	107
Gambar 3.20 Respon Spektrum Perpindahan Elastis, redaman 5%	108
Gambar 3.21 Model 3D	109
Gambar 3.22 Tampak Samping Model	110
Gambar 3.23 Tampak Melintang Model	110
Gambar 3.24 Pemodelan Diafragma kaku pada pelat Jembatan Cisomang	111
Gambar 3.25 CS 1 (3D) Pilecap , pier dan pierhead dikonstruksi	111
Gambar 3.26 CS 2 (3D) Girder diletakan diatas pierhead, dengan perletakan sederhana sendi-rol	112
Gambar 3.27 CS 3 (3D) Pelat girder dikonstruksi, Girder dicor monolit dengan pierhead sehingga bersifat <i>rigid</i>	112
Gambar 3.28 CS 4 Jembatan selesai dikonstruksi	113
Gambar 3.29 <i>Restraint</i> Pada Model Jembatan Cisomang	113
Gambar 3.30 <i>Elastic Link</i> Pada Jembatan Cisomang	113
Gambar 3.31 Fitur <i>self weight</i> pada <i>software</i> MIDAS CIVIL 2011 (V.7.0.1)	114
Gambar 3.32 Konfigurasi Tulangan Pier P3	115
Gambar 3.33 Momen Kurvatur P3 Arah Longitudinal dan Arah Transversal	116
Gambar 3.34 Diagram Interaksi P3	117
Gambar 3.35 Properties Model Stress-Strain Beton Tidak Terkekang Pier P3 (<i>Unconfined Concrete</i>)	118
Gambar 3.36 Properties Model Stress-Strain Beton Terkekang Pier P3(<i>Confined Concrete</i>)	118

Gambar 3.37. Model Stress-Strain Curve Beton - Murugutma et al	119
Gambar 3.38 Model Stress-Strain Curve Tulangan Baja – Bilinear	120
Gambar 3.39 Momen-Kurvatur Pier P3 Arah Longitudinal	121
Gambar 3.40 Momen-Kurvatur Pier P3 Arah Transversal	121
Gambar 3.41 Pushover Hinge Properties Pier P3 arah Longitudinal – <i>Skeleton Curve</i> FEMA	123
Gambar 3.42 Pushover Hinge Properties Pier P3 arah Transversal – <i>Skeleton Curve</i> FEMA	124
Gambar 4.1 Kurva Kapasitas Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	130
Gambar 4.2 Kurva Kapasitas Jembatan Cisomang Arah Transversal	131
Gambar 4.3 Titik Kinerja Struktur Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	132
Gambar 4.4 Titik Kinerja Struktur Jembatan Cisomang Arah Transversal	133
Gambar 4.5 Respon Spektra dan <i>Unscaled Ground Motion</i>	138
Gambar 4.6 Respon Spektra dan <i>Unscaled Average Ground Motion</i>	138
Gambar 4.7 Respon Spektra dan <i>Scaled Ground Motion</i> ($C = FP \times S$)	139
Gambar 4.8 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal Akibat Percepatan Gempa Chi Chi	139
Gambar 4.9 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal Akibat Percepatan Gempa Northridge	140
Gambar 4.10 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal Akibat Percepatan Gempa Loma Prieta	140
Gambar 4.11 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal Akibat Percepatan Gempa Chi Chi	141

Gambar 4.12 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal Akibat Percepatan Gempa Northridge	141
Gambar 4.13 Perpindahan Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal Akibat Percepatan Gempa Loma Prieta	142
Gambar 4.14 Gaya Geser Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal Akibat Percepatan Gempa Chi Chi	143
Gambar 4.15 Gaya Geser Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal Akibat Percepatan Gempa Chi Chi	144
Gambar 4.16 Spektra Perpindahan Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	148
Gambar 4.17 Target Profil Perpindahan (Priestley, 2007)	155
Gambar 4.18 Spektra Perpindahan Jembatan Cisomang Arah Transversal	158
Gambar 4.19 Hasil perbandingan redaman ekuivalen vs perpindahan arah Longitudinal pada Jembatan Cisomang	169
Gambar 4.20 Hasil perbandingan redaman ekuivalen vs perpindahan arah Transversal pada Jembatan Cisomang	169
Gambar 4.21 Hasil perbandingan faktor modifikasi vs perpindahan arah Longitudinal pada Jembatan Cisomang	170
Gambar 4.22 Hasil perbandingan faktor modifikasi vs perpindahan arah Transversal pada jembatan Cisomang	170
Gambar 5.1 Lokasi Kelelahan Pertama Pada Pier Arah Longitudinal	179
Gambar 5.2 Lokasi Kelelahan Pertama Pada Pier Arah Transversal	179
Gambar 5.3 Lokasi Plastifikasi Pada Saat <i>Performance Point</i> Arah Longitudinal	179

Gambar 5.4 Lokasi Plastifikasi Pada Saat <i>Performance Point</i> Arah Transversal	180
Gambar 5.5 Percepatan Gempa Chi Chi arah Transversal	181
Gambar 5.6 Percepatan Gempa Loma Prieta arah Longitudinal	181
Gambar 5.7 Percepatan Gempa Northridge arah Longitudinal	182

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1 Batas Kinerja Jembatan (NCHRP Syntesis 440, 2013)	27
Tabel 2.2 Batas Kinerja Jembatan / Parameter Desain (NCHRP Syntesis 440, 2013)	28
Tabel 2.3 Batas Kinerja Jembatan (Kowalsky, 2000)	28
Tabel 2.4 Parameter DDBD untuk Jenis-jenis Umum Pier (Priestley, 2007)	33
Tabel 2.5 Identifikasi Profil Perpindahan Inelastik (Dwairi, 2004)	43
Tabel 2.6 Koefisien Redaman Equivalen untuk Komponen Redaman Histeretik (Priestley, 2007)	50
Tabel 2.7 Faktor koreksi kekakuan efektif λ untuk redaman elastis (Priestley, 2007)	51
Tabel 2.8 Kriteria Kinerja Struktur Berdasarkan ATC-18 ((ATC 18, 1995)	83
Tabel 0.1 Tinggi Pier	95
Tabel 0.2 Spesifikasi Material	95
Tabel 0.3 Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0.2 detik (F_{PGA}/F_a) (RSNI3 2833:201X, 2013)	105
Tabel 0.4 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v) (RSNI3 2833:201X, 2013)	105
Tabel 0.5 Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah (RSNI3 2833:201X, 2013)	105
Tabel 0.6 Periode vs S_a , lokasi: Bandung, Jawa Barat, Jenis tanah : Tanah Sedang, SD	107

Tabel 0.7 Periode vs S_d , lokasi: Bandung, Jawa Barat, Jenis tanah : Tanah Sedang, SD	108
Tabel 0.8 Gaya Aksial yang Bekerja Pada Masing-masing Pier Jembatan	120
Tabel 0.9 Nilai Momen Leleh Pada Arah Longitudinal dan Transversal Elemen Pier Jembatan Cisomang	122
Tabel 0.10 Momen-Rotasi Pier P2	124
Tabel 0.11 Momen-Rotasi Pier P3	125
Tabel 0.12 Momen-Rotasi Pier P4	126
Tabel 4.1 Gaya Geser Dasar dan Nilai Perpindahan Struktur Arah Longitudinal	133
Tabel 4.2 Nilai Drift Pier Arah Longitudinal saat Performance Point	134
Tabel 4.3 Gaya Geser Dasar dan Nilai Perpindahan Struktur Arah Transversal	134
Tabel 4.4 Nilai Drift Pier Arah Transversal saat Performance Point	135
Tabel 4.5 NLTHA <i>Groundmotion</i>	136
Tabel 4.6 First Factor (<i>FP</i>), Second Factor (<i>S</i>), dan Total Factor (<i>C</i>)	136
Tabel 4.7 Nilai <i>drift</i> Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	142
Tabel 4.8 Nilai <i>drift</i> Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal	143
Tabel 4.9 Gaya Aksial yang Bekerja Pada Masing-masing Pier Jembatan Cisomang	145
Tabel 4.10 Hasil Iterasi Nilai Target Perpindahan	148
Tabel 4.11 Rangkuman Perhitungan untuk Nilai Target Perpindahan yang Baru	148
Tabel 4.12 Perhitungan massa efektif pada assessment jembatan Cisomang arah Longitudinal	149

Tabel 4.13 Gaya Geser Dasar Maksimum dan Leleh Setiap Pier	150
Tabel 4.14 Distribusi Nilai Beban Inersia	151
Tabel 4.15 Momen hasil perhitungan pada elemen pier jembatan	151
Tabel 4.16 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	152
Tabel 4.17 Distribusi Gaya Lateral Pada Titik Kumpul Massa Inersia Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	152
Tabel 4.18 Nilai Perbandingan Momen Leleh yang Terjadi Terhadap Nilai Momen Leleh pada Elemen Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal	153
Tabel 4.19 Nilai Target Perpindahan berdasarkan level kinerja <i>damage control</i>	155
Tabel 4.20 Nilai Massa Pada Masing-masing Titik Kumpul Massa Inersia	155
Tabel 4.21 Nilai Perpindahan Leleh Pier	156
Tabel 4.22 Nilai Daktilitas Pier arah Longitudinal	156
Tabel 4.23 Nilai Redaman Pier arah Transversal	157
Tabel 4.24 Hasil Iterasi Nilai Target Perpindahan	159
Tabel 4.25 Rangkuman Perhitungan untuk Nilai Target Perpindahan yang Baru	159
Tabel 4.26 Gaya Geser Dasar Maksimum dan Leleh Setiap Pier	160
Tabel 4.27 Distribusi Nilai Beban Inersia	161
Tabel 4.28 Momen terjadi vs momen kapasitas leleh	161
Tabel 4.29 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Transversal	162
Tabel 4.30 Distribusi Gaya Lateral Pada Titik Kumpul Massa Inersia Jembatan Cisomang Arah Transversal	162

Tabel 4.31 Nilai Perbandingan Momen yang Terjadi Terhadap Nilai Momen Leleh pada Elemen Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal	163
Tabel 4.32 Nilai <i>Drift</i> Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal	163
Tabel 4.33 Perbandingan Parameter Analisis	164
Tabel 4.34 Kekakuan Efektif dan Inersia Efektif Arah Longitudinal pada DDBD	164
Tabel 4.35 Kekakuan Efektif dan Inersia Efektif Arah Transversal pada DDBD	165
Tabel 4.36 Hasil perbandingan masing-masing pendekatan redaman pada jembatan Cisomang	167
Tabel 4.37 Hasil perbandingan masing-masing faktor modifikasi pada jembatan Cisomang	167
Tabel 4.38 Hasil perbandingan redaman ekivalen vs perpindahan analisis DDBD pada jembatan Cisomang	168
Tabel 4.39 Hasil perbandingan faktor modifikasi vs perpindahan pada jembatan Cisomang	168
Tabel 4.40 Hasil perbandingan perpindahan berbagai variasi pendekatan Redaman Ekivalen analisis DDBD dan Analisis Riwayat Waktu Nonlinier pada jembatan Cisomang	171
Tabel 4.41 Hasil perbandingan perpindahan berbagai variasi pendekatan Faktor Modifikasi analisis DDBD dan Analisis Riwayat Waktu Nonlinier pada jembatan Cisomang	171
Tabel 4.42 Perbandingan Parameter DDBD dengan Analisis Beban Dorong Statik dan Analisis Beban Dorong Nonlinier	172

Tabel 4.43 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Longitudinal dengan parameter termodifikasi	173
Tabel 4.44 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Transversal dengan parameter termodifikasi	173
Tabel 4.45 Nilai Perbandingan Momen yang Terjadi Terhadap Nilai Momen Leleh pada Elemen Pier Jembatan Cisomang Arah Longitudinal dengan parameter termodifikasi	174
Tabel 4.46 Nilai Perbandingan Momen yang Terjadi Terhadap Nilai Momen Leleh pada Elemen Pier Jembatan Cisomang Arah Transversal dengan parameter termodifikasi	174
Tabel 4.47 Perbandingan Parameter Analisis DDBD dengan parameter termodifikasi vs NLTHA	174
Tabel 5.7 Nilai Gaya geser dan Momen Pada Pier Akibat Beban Dorong Arah Longitudinal pada saat <i>Performance Point</i>	180
Tabel 5.8 Nilai Gaya geser dan Momen Pada Pier Akibat Beban Dorong Arah Transversal pada saat <i>Performance Point</i>	180
Tabel 5.9 <i>Inelastic Time History Analysis</i> Arah Longitudinal	182
Tabel 5.10 <i>Inelastic Time History Analysis</i> Arah Transversal	183
Tabel 5.11 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Longitudinal, Priestley	185
Tabel 5.12 Hasil Akhir Assessment Jembatan Cisomang Arah Transversal, Priestley	185

DAFTAR LAMPIRAN

	Halaman
L.1 LAMPIRAN HASIL ANALISIS BEBAN DORONG STATIK.....	179
L.2 LAMPIRAN HASIL <i>NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS</i> (NLTHA)	181
L.3 LAMPIRAN HASIL METODE PERPINDAHAN LANGSUNG (DDBD)	185

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Desain struktur tahan gempa berkembang dengan cukup pesat akibat banyaknya bencana alam gempa menyebabkan kerugian baik berupa korban jiwa maupun kerugian material. Oleh karena itu struktur didesain agar tahan terhadap gempa. Melalui banyak penelitian diketahui bahwa gempa bumi menyebabkan gaya dan perpindahan dalam struktur. Pada sistem struktur elastis, hal ini langsung berhubungan dengan sistem kekakuan, tetapi untuk struktur yang berperilaku inelastik, maka terjadi hubungan yang kompleks, tergantung pada dua perpindahan, yaitu perpindahan yang diakibatkan beban mati dan beban hidup serta perpindahan yang terjadi selama respon gempa. Secara tradisional, struktur telah didesain terutama berdasarkan pada kekuatan (dikenal sebagai desain gempa berbasis gaya/*Forced based design*), yaitu dengan merancang untuk beban-beban seperti beban mati dan beban hidup. Kesimpulan dari hal-hal tersebut, yaitu pertimbangan kekuatan sangat penting: jika kekuatan struktur yang dirancang tidak melebihi beban diterapkan, maka terjadi kegagalan.

Pendekatan desain gempa tradisional dikenal sebagai desain gempa berbasis gaya (*Forced based design*), bergantung pada periode fundamental struktur dalam menentukan kekuatan struktur yang diperlukan untuk menahan level gempa tertentu. Penggunaan periode fundamental berdasarkan alasan bahwa periode tersebut dapat memperkirakan konsep awal dan dimensi struktur. Apabila periode fundamental sudah diketahui maka kekuatan elastis yang diperlukan

didapat dari spektrum respon percepatan teredam . Seperti sudah diketahui struktur memiliki daktilitas, gaya elastis yang diperlukan kemudian direduksi dengan faktor reduksi tergantung pada daktilitas yang diperlukan untuk mengestimasi kekuatan desain struktur.

Proses desain berbasis gaya, dijelaskan sebagai berikut, dengan berdasarkan pada kekakuan, maka dapat diperkirakan dimensi dari struktur sehingga periode alami struktur didapatkan. Setelah itu besar dari gaya geser gempa didapatkan dan struktur didesain berdasarkan beban gempa tersebut, apabila struktur mengalami perpindahan berlebihan maka kekakuan perlu diperbaiki dengan memperbesar dimensi struktur. Kekurangan dari desain berbasis kapasitas kekuatan yaitu dalam memilih kekakuan struktur yang tepat. Asumsi mengenai dimensi struktur perlu dilakukan sebelum besar gaya gempa didapatkan, kemudian gaya gempa ini didistribusikan diantara elemen struktur sesuai dengan asumsi kekakuan awal sehingga apabila terjadi perubahan dimensi struktur yang sudah diasumsikan diawal tadi maka perhitungan desain berbasis kapasitas kekuatan tidak lagi valid dan memerlukan perhitungan ulang. Walaupun hal ini jarang terjadi, tetapi secara teoritis perhitungan ulang perlu dilakukan untuk memastikan bahwa desain mampu menahan beban gempa tersebut. Perlu diperhatikan bahwa desain berbasis gaya jika dikombinasikan dengan dasar desain kapasitas dan *detailing* yang baik maka dapat menghasilkan desain yang aman dan memuaskan. Namun tingkat keamanan yang disediakan untuk menahan kerusakan akibat gempa tidaklah seragam akibat variasi jenis struktur. Oleh karena itu konsep untuk menyeragamkan risiko kerusakan struktur perlu ditinjau lebih jauh.

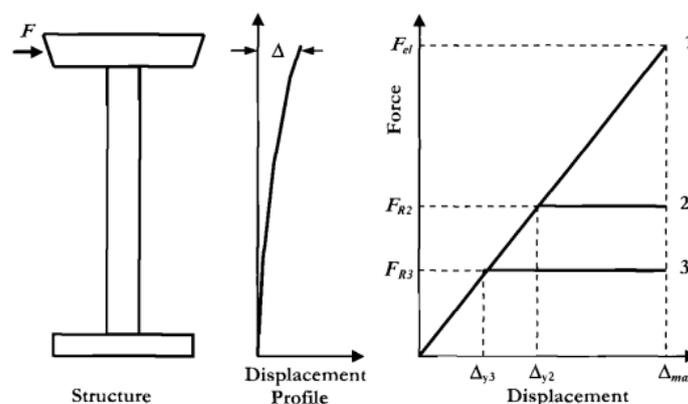
Priestley, mengemukakan bahwa prosedur desain gempa berbasis gaya tersebut memiliki kekurangan, berikut dibahas di bawah ini:

- Desain berbasis gaya bergantung pada kekakuan untuk menentukan periode dan distribusi gaya di elemen struktur. Namun kekakuan awal tidak dapat diketahui diawal proses desain, walaupun dimensi penampang member struktur sudah ditentukan. Hal ini dikarenakan kekakuan bergantung pada kekuatan. Menambah atau mengurangi perkuatan untuk menghasilkan desain yang sesuai berdasarkan Desain berbasis gaya akan mengubah kekakuan member.
- Desain berbasis gaya berdasarkan asumsi bahwa faktor reduksi yang sama (bergantung pada daktilitas yang diperlukan) berlaku untuk seluruh tipe dan material struktur yang sesuai dan unik untuk seluruh masing- masing elemen struktur. Tetapi daktilitas yang diperlukan untuk masing- masing struktural member berbeda tergantung geometri struktur, fleksibilitas elemen dan pondasi struktur. Sedangkan faktor reduksi tidak mempertimbangkan hal tersebut. Pada jembatan dengan tinggi pier yang tidak tipikal, daktilitas yang diperlukan berkonsentrasi pada pier yang kaku, sedangkan pier yang lebih fleksibel hampir tidak terkena pengaruh tegangan. Penggunaan faktor reduksi yang sama untuk keseluruhan struktur tidak selalu menjamin keamanan struktur.
- Perbedaan lainnya terlihat pada struktur yang memiliki lebih dari satu beban gempa, yang satu tetap elastik sementara yang lainnya menjadi inelastik pada level desain gempa yang sama. Faktor reduksi yang sama

digunakan untuk kedua elemen baik elastik dan inelastik menghasilkan desain yang kurang tepat untuk elemen elastik.

- Pada pendekatan desain berbasis gaya, struktur didesain untuk gaya gempa, gaya dalam struktur (kekuatan) digunakan untuk mendesain. Hal ini kurang tepat dengan realitas bahwa yang menyebabkan struktur kehilangan ketahanan pada saat beban gempa diaplikasikan, terutama adalah akibat deformasi terhadap beban lateral dan perpindahan lateral, bukan akibat gaya lateral yang menyebabkan struktur runtuh akibat beban sendiri.

Pada **Gambar 1.1**, berikut diilustrasikan pendekatan “perpindahan setara/*equal displacement*”. Terdapat tiga jenis struktur jembatan yang massa dan kekakuan elastiknya sama, tetapi memiliki kekuatan yang berbeda. Berdasarkan pendekatan perpindahan setara, ketiga jenis struktur ini mencapai perpindahan maksimum yang sama. Faktor reduksi dan daktilitas diperkenalkan sebagai alat desain tahan gempa. Pada gambar tersebut diberi label struktur jembatan Struktur 1, 2, 3, dimana F_{R1} , F_{R2} , F_{R3} adalah kekuatan maksimum tereduksi, F_{el} adalah gaya maksimum saat perpindahan maksimum.



Gambar 1.1 Respon Gaya vs Perpindahan dalam sistem Elastik dan Inelastik, dengan pendekatan Perpindahan Setara (Priestley, 2007)

$$F_{R2} = \frac{F_{el}}{R_2} \quad (1.1)$$

$$F_{R3} = \frac{F_{el}}{R_3} \quad (1.2)$$

Daktilitas adalah rasio perpindahan maksimum dan perpindahan leleh. Pada gambar, terdapat perpindahan struktur, dan faktor daktilitas terhitung sebagai berikut:

$$\mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y2}} = \frac{F_{el}}{F_{R2}} = R_2 \quad (1.3)$$

$$\mu_3 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y3}} = \frac{F_{el}}{F_{R3}} = R_3 \quad (1.4)$$

Berdasarkan pendekatan perpindahan setara, faktor daktilitas bernilai sama dengan faktor reduksi.

Kesimpulan yang dapat diambil dari **Gambar 1.1** adalah, untuk sistem inelastik, kekuatan bersifat kurang penting dibanding perpindahan. Hal ini terlihat kekuatan F_{R2} dari F_{R3} ternyata kurang berpengaruh terhadap perpindahan maksimum Δ_{max} .

Seperti telah dijelaskan, perpindahan lebih mempengaruhi kerusakan pada struktur dibanding kekuatan struktur. Sehingga objektif apabila desain menggunakan acuan perpindahan sebagai acuan desain sehingga struktur tahan terhadap level gempa tertentu.

Eksperimen yang sudah dilakukan menghasilkan kesimpulan bahwa kekuatan struktur menjadi hal yang penting, tetapi hanya sebatas untuk mengurangi deformasi dan tegangan struktur, yang berkaitan erat sebagai pemicu terjadinya kerusakan struktur sehingga untuk menjelaskan perilaku struktur yang

sebenarnya terjadi selanjutnya harus dilihat dari deformasi struktur tersebut, bukan berdasarkan kekuatan struktur saja. Didorong pula akan keinginan untuk dapat membangun struktur yang tahan gempa dengan metode desain yang terbaik maka dilakukan penelitian-penelitian yang lebih mendetail untuk menggambarkan perilaku gempa terhadap struktur.

Perkembangan lebih lanjut menghasilkan alternatif baru dalam mendesain struktur yang berbasis kapasitas deformasi. Alternatif-alternatif ini disebut sebagai filosofi desain berbasis kinerja (*performance-based*). Salah satu dari alternatif desain berbasis kinerja ini yaitu Metode Perpindahan Langsung (*Direct Displacement Based Design-DDBD*).

Prosedur design yang disingkat DDBD adalah desain struktur yang dapat mencapai kinerja limit tertentu sesuai dengan intensitas gempa yang diberikan. Prosedur desain ini menentukan kekuatan yang dibutuhkan dalam mendesain lokasi sendi plastis untuk mencapai desain yang secara objektif memenuhi syarat perpindahan, kemudian dikombinasikan dengan prosedur desain kapasitas untuk memastikan sendi plastis terjadi hanya pada lokasi yang ditentukan dan mode deformasi inelastis terjadi sesuai dengan batasan kinerja yang dipilih.

Perbedaan mendasar antara Desain Berbasis Gaya dengan Desain Metode Perpindahan Langsung adalah dengan mengkarakterisasikan struktur inelastik sebagai *single degree of freedom* (SDOF) elastik. Struktur yang disederhanakan sebagai SDOF ini disebut sebagai *substitute structure* (struktur pengganti).

DDBD juga adalah prosedur desain yang bergantung pada periode seperti desain gempa berbasis gaya, namun menggunakan kekakuan efektif bukan kekakuan awal (seperti pada Desain Berbasis Gaya) dalam menentukan

perpindahan leleh. Dalam prosedur desain tersebut, struktur didesain agar mencapai perpindahan target (*target displacement*) sesuai desain level gempa.

Filosofi dasar DDBD yaitu struktur harus didesain sedemikian rupa sehingga mencapai level kinerja tertentu, yang di definisikan dari limit batas tegangan atau deformasi, yang berada dibawah level spesifik intensitas gempa tertentu.

Penelitian lebih lanjut dikembangkan untuk mendapatkan pendekatan desain yang layak, dan sederhana sehingga dapat di aplikasikan untuk bermacam-macam jenis struktur dan mampu menyediakan gambaran perilaku struktur yang lebih baik ketika terkena beban gempa.

1.2 Inti Permasalahan

DDBD didasari dari analisis yang bersifat empiris, dikarenakan berasal dari data terbatas, sehingga menarik untuk melakukan pengkajian parameter-parameter DDBD terhadap elemen struktur untuk menghasilkan parameter-parameter DDBD yang lebih teliti lagi dibandingkan sebelumnya.

Desain DDBD dapat diterapkan untuk berbagai struktur. Pemilihan struktur jembatan sebagai studi kasus yang digunakan dalam tesis ini dikarenakan karakteristik DDBD yaitu struktur baik SDOF (*single degree of freedom*) maupun MDOF (*multi degree of freedom*) dirancang sebagai SDOF elastik. Struktur yang disederhanakan sebagai SDOF ini disebut sebagai *substitute structure*. Dikarenakan jembatan pada umumnya memiliki bentuk struktur sederhana dan cenderung SDOF, dengan arah memanjang sebagai portal dan arah

melintang sebagai kantilever, maka dipilih struktur jembatan sebagai studi kasus tesis ini.

Tujuan tesis yaitu berusaha untuk mengevaluasi parameter redaman DDBD, yaitu metode berbasis kinerja, Metode Perpindahan Langsung sehingga dapat diketahui sensitivitas parameter redaman DDBD terhadap elemen struktur.

1.3 Tujuan Penulisan

Penulisan tesis yang berjudul “ANALISIS SENSITIVITAS PARAMETER REDAMAN METODE PERPINDAHAN LANGSUNG PADA JEMBATAN MENERUS” ditujukan untuk:

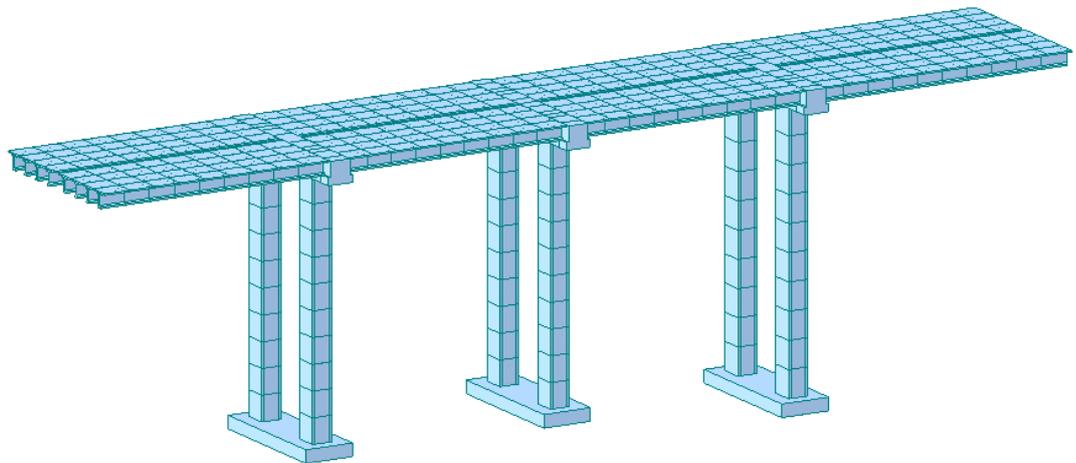
1. Mengetahui parameter DDBD seperti perpindahan aktual, daktilitas dan redaman pada jembatan.
2. Mengkorelasikan parameter DDBD yaitu perpindahan aktual dengan redaman, perpindahan aktual dengan faktor modifikasi.
3. Mendapat nilai redaman yang menghasilkan nilai perpindahan aktual yang paling realistis

1.4 Pembatasan Masalah

Pembatasan masalah dalam pembahasan tesis ini adalah:

1. Studi kasus dilakukan terhadap Jembatan Menerus Integral dengan panjang total 159 m, dapat dilihat pada **Gambar 1.2**.
2. Lokasi: Bandung, Jawa Barat, Kelas situs tanah: D
3. Data pemodelan material beton sebagai berikut:
 - Kuat Tekan Beton : 30 MPa

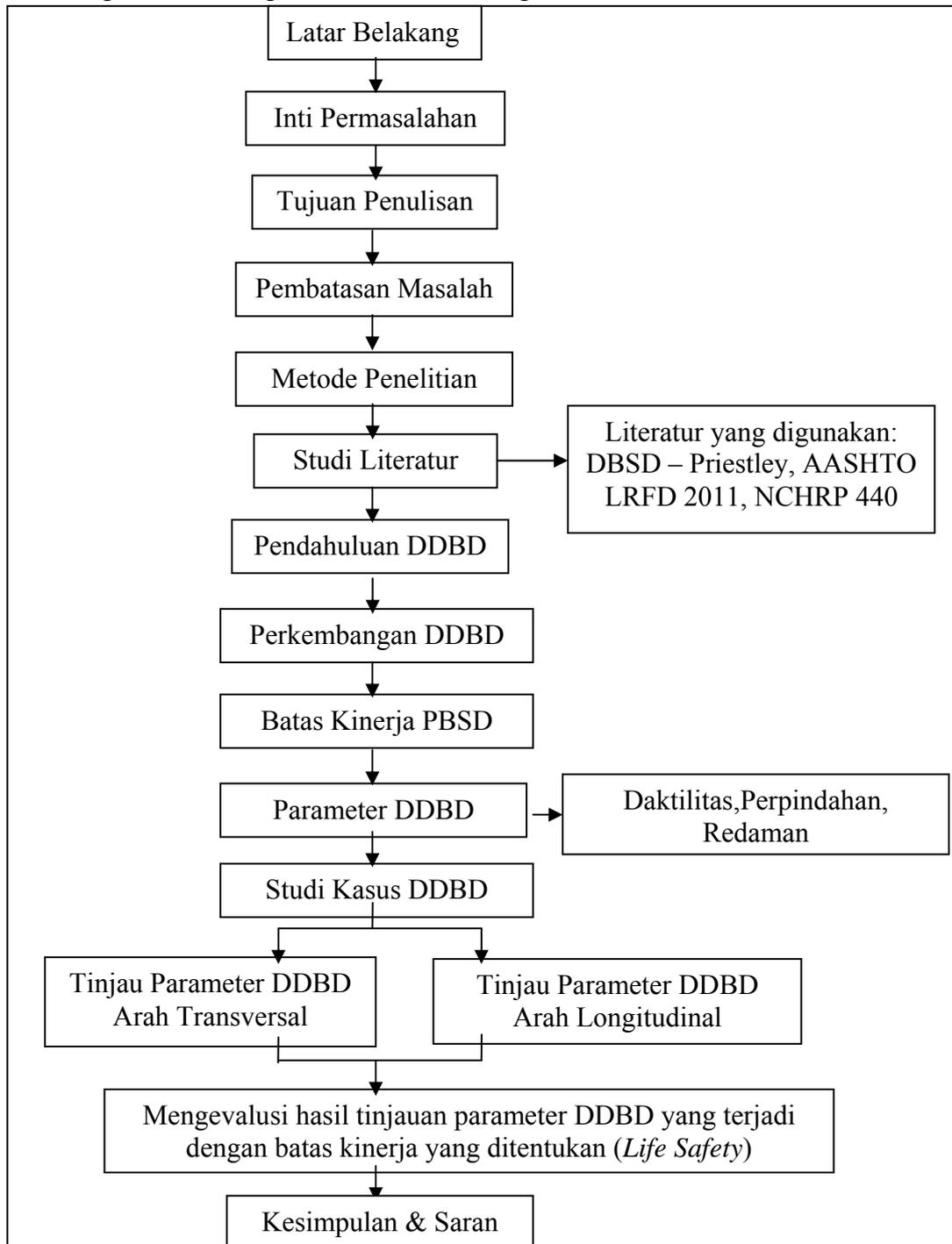
- Kuat Leleh Baja tulangan : 400 Mpa
4. Tidak dilakukan tinjauan interaksi antara tanah-struktur.
 5. Balok diasumsikan lebih kuat dibanding pier.
 6. Sendi plastis yang terjadi diasumsikan terjadi pada ujung-ujung pier.
 7. Program komputer yang digunakan adalah MIDAS CIVIL(V7.0.1) serta program-program lain yang dapat membantu analisis.
 8. Analisis Metode Perpindahan Langsung-DDBD yang digunakan sesuai dengan referensi Displacement-Based Seismic Design of Structures karangan M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, NCHRP Synthesis 440, Performance-Based Seismic Bridge Design (2013) dan M.J. Kowalsky dan AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2nd Edition - 2011.



Gambar 1.2 Model 3D Jembatan

1.5 Metode Penelitian

Secara garis besar diagram alir tesis ini sebagai berikut:



Gambar 1.3 Diagram Alir tesis secara keseluruhan

Pada **Gambar 1.3** tergambaran proses diagram alir yang menjelaskan proses kerja untuk mendapatkan tujuan tesis. Latar belakang tesis yaitu akibat keadaan alam di Indonesia yang rawan akan gempa sehingga memerlukan metode desain yang mampu menahan gempa, didorong pula akan keinginan untuk dapat membangun struktur yang tahan gempa dengan metode desain yang terbaik sehingga dilakukan penelitian lebih lanjut agar memahami perilaku struktur terhadap gempa. Tujuan tesis ini yaitu untuk mengevaluasi parameter-parameter DDBD khususnya redaman ekuivalen dan faktor modifikasi sehingga dapat diketahui sensitivitas parameter DDBD tersebut terhadap elemen struktur.

Masalah yang ada dibatasi agar tidak terlalu luas dan dapat mencapai tujuan tesis, diantaranya dengan melakukan studi kasus Jembatan Cisomang, tidak dilakukan tinjauan interaksi antara tanah-struktur, sendi plastis berada diujung-ujung pier. Metode Penelitian dilakukan dengan bantuan program MIDAS CIVIL (V.1.0.7), dan program-program lainnya yang dapat membantu agar tujuan tesis tercapai. Literatur yang digunakan diantaranya referensi Displacement-Based Seismic Design of Structures karangan M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, dan M.J. Kowalsky dan AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2nd Edition – 2011, NCHRP syntesis 440.

Agar dapat mengetahui lebih jauh mengenai DDBD, maka dijelaskan secara berurut penjelasan mengenai DDBD, perkembangan DDBD, penerapan DDBD dalam peraturan-peraturan yang berlaku, diikuti batas kinerja PBS, teori dasar DDBD serta prosedur umum DDBD, berikut juga dijelaskan parameter-parameter DDBD.

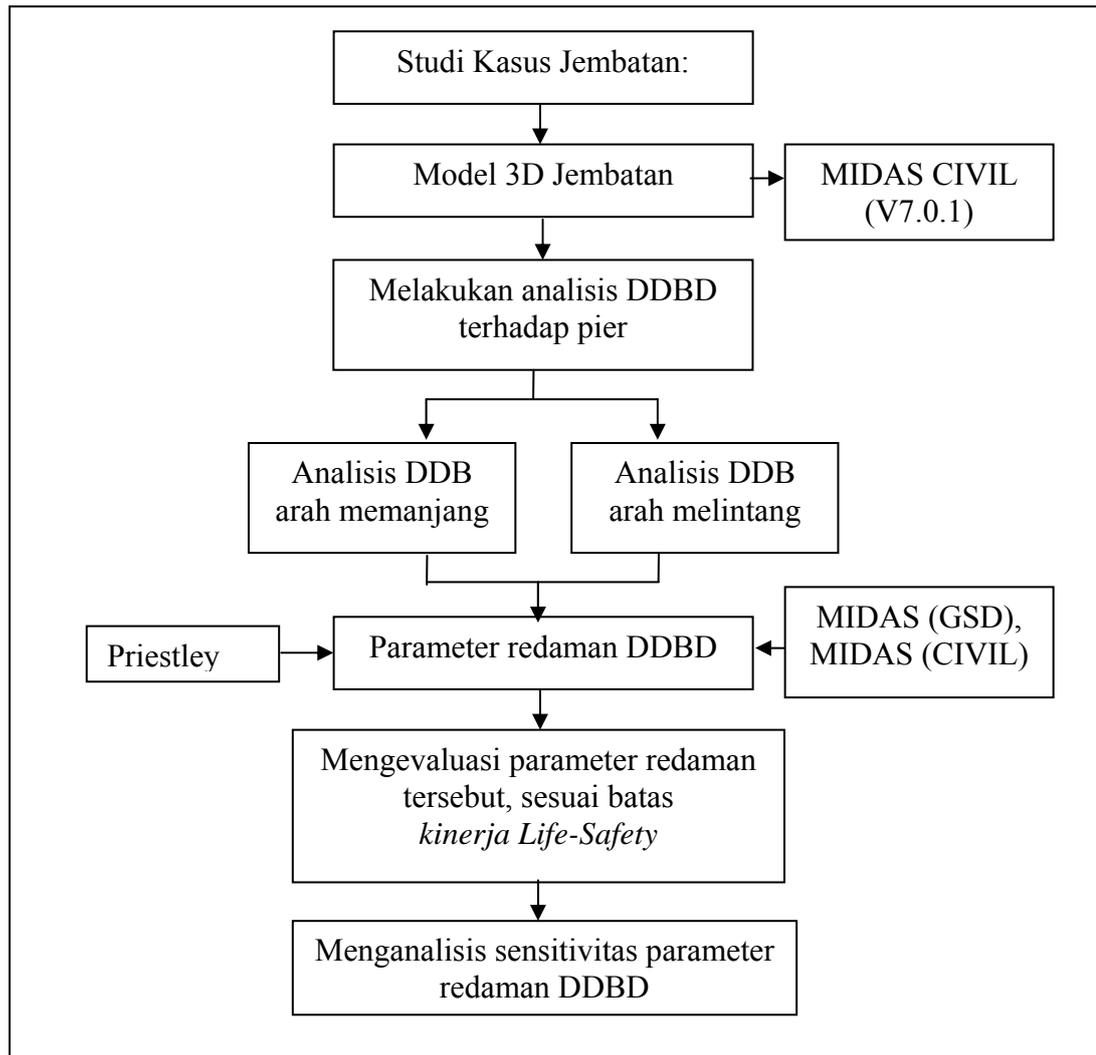
Dalam subbab penjelasan mengenai DDB dijabarkan secara umum tentang peralihan desain struktur yang berawal dari aspek kekuatan, biasa disebut Desain Gempa Berbasis Gaya (*Forced Based Design/FBD*), kemudian akibat perkembangan penelitian lebih lanjut, maka diketahui desain struktur berdasarkan gaya saja ternyata kurang efektif dalam menahan gempa, perpindahan merupakan aspek yang perlu diketahui untuk dapat menahan beban seismik sehingga desain struktur dikembangkan berdasarkan aspek perpindahan, yang biasa disebut Desain Gempa Berbasis Kinerja (*Performance-Based Seismic Desain* disingkat PBS). Salah satu analisis yang berdasarkan PBS yaitu DDBD (*Direct Displacement Based Design*).

Dalam subbab selanjutnya dijelaskan mengenai perkembangan DDBD secara lebih rinci, tentang awal perkembangan struktur desain FBD ke PBS. Dijelaskan pula batas kinerja PBS seperti *Life Safety*, *Damage Control*, *Serviceability* dan *Stability Limit*. Kemudian dibahas mengenai target perpindahan yang didefinisikan berdasarkan kinerja struktur yang dipilih.

Setelah teori dasar DDBD, dijelaskan prosedur dalam melakukan DDBD. Cara menentukan target perpindahan, menentukan batas limit dari kinerja struktur yang dipilih.

Prosedur DDBD dilakukan ke dua arah yaitu arah melintang dan memanjang jembatan. Dengan melakukan penelitian pada studi kasus Jembatan yaitu DDBD arah transversal dan arah longitudinal serta memilih batas kinerja (*Life Safety*) diharapkan dapat menjawab tujuan tesis yang telah ditentukan diawal.

Sebagai pelengkap, berikut ditampilkan diagram alir Metode Penelitian:



Gambar 1.4 Diagram Alir Metode Penelitian

Pada **Gambar 1.4** digambarkan diagram alir Metode Penelitian. Dimulai dengan melakukan pemilihan studi kasus jembatan, kemudian dimodelkan dengan menggunakan program MIDAS CIVIL (V.7.0.1). Analisis DDBD dilakukan terhadap elemen pier jembatan, dimana pier adalah elemen paling krusial pada jembatan, dikarenakan pier merupakan elemen primer penahan gempa, sehingga sendi plastis terjadi pada ujung-ujung pier. Analisis dilakukan terhadap arah melintang dan memanjang. Kemudian dicari parameter redaman dalam DDBD

.Analisis pencarian parameter tersebut dibantu dengan program CIVIL MIDAS dan GSD MIDAS. Kemudian parameter dievaluasi berdasarkan referensi Priestley sehingga sensitivitas parameter redaman DDBD dapat dianalisis.

1.6 Sistematika Penulisan

Laporan tesis ini disusun dengan sistematika:

BAB 1: PENDAHULUAN

Bab ini membahas tentang latar belakang, inti permasalahan, pembatasan masalah, metode penelitian, dan sistematika penulisan tesis.

BAB 2: STUDI LITERATUR

Bab ini membahas pembahasan konsep dan prinsip dasar mengenai hal-hal yang berkaitan dengan *Direct Displacement Based Design* (DDBD), perkembangan metode desain tahan gempa dan penerapannya pada struktur jembatan.

BAB 3: STUDI KASUS DAN PEMODELAN STRUKTUR

Bab ini membahas uraian perumusan serta pemodelan elemen dan struktur. Uraian pemodelan dan desain struktur bangunan dengan program MIDAS CIVIL (V7.0.1), serta analisis *Direct Displacement Based Design* (DDBD) dengan bantuan program pendukung GSD MIDAS, CIVIL MIDAS.

BAB 4: PEMBAHASAN

Bab ini membahas analisis struktur jembatan menerus integral berdasarkan hasil pemodelan dan perhitungan yang telah dilakukan dengan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD). Dibahas juga perbandingan antar parameter DDBD.

BAB 5: KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisi kesimpulan studi kasus dan juga saran terhadap kajian yang telah dilakukan untuk penyusunan laporan serupa di kemudian hari.