

# KAJIAN NUMERIK RESPON DINAMIK STRUKTUR AKIBAT BEBAN GEMPA ARAH VERTIKAL DAN MEMPERTIMBANGKAN GAYA AKSIAL YANG MERAMBAT DAN MEMANTUL PADA KOLOM

**Heri Ahmadi<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Islam Riau  
Jl. Kaharuddin Nasution No. 113, Pekanbaru, Telp. (0761) 674674  
Email: heriahmadi@eng.uir.ac.id

## ABSTRAK

Kajian numerik atas respon dinamik struktur 5DOF, 10DOF dan 15DOF terbuat dari material beton bertulang berbentuk kolom kantilever. Setiap ketinggian 3,5 meter terdapat massa beton terpusat yaitu massa *tributary area* dari lantai seluas  $6 \times 6 \text{ m}^2$ . Struktur tersebut diberikan dua macam gempa yaitu Kobe arah vertikal (1995) dan Northridge arah vertikal (1994). Model matematis redaman menggunakan model redaman *Rayleigh*.

Dalam kajian ini dilakukan 3 jenis metode analisis, yaitu: analisis kasik (kecepatan rambatan energi gempa bernilai tak hingga ( $v_c = \infty$ )), memperhitungkan rambatan energi gempa (kecepatan rambatan energi gempa bernilai berhingga ( $0 < v_c < \infty$ )), dan memperhitungkan rambatan energi gempa sekaligus pantulan gaya pada setiap massa beton terpusat. Analisis menggunakan aplikasi Matlab R2013a dengan metoda numerik Modifikasi Integrasi *Wilson- $\theta$* .

Hasil dari analisis terlihat respon simpangan absolut kolom mengikuti pergerakan tanah akibat gempa arah vertikal, ini karena nilai kekakuan aksial kolom sangat besar dibandingkan kekakuan lateralnya. Gaya aksial tarik akibat gempa tidak melebihi gaya aksial tekan akibat gravitasi, sehingga tidak terjadi tarik pada kolom. Kegagalan kolom terjadi akibat bertambahnya aksial tekan kolom saat terjadi gempa arah vertikal. Dengan memperhitungkan terjadinya rambatan gempa vertikal, nilai faktor keamanan akan semakin kecil untuk setiap kolom pada setiap DOF. Dengan meninjau diagram interaksi kolom, kegagalan kolom dapat terjadi akibat kombinasi aksial dan momen.

**Kata Kunci:** DOF, Gempa vertikal, rambatan, pantulan, gaya aksial, diagram interaksi.

## ABSTRACT

*Numerical assessment of the dynamic response of 5DOF, 10DOF and 15DOF structures made from reinforced concrete in the form of cantilever columns. Every 3.5 meters high there is a centralized concrete mass, namely the tributary area of the floor covering an area of  $6 \times 6 \text{ m}^2$ . The structure was subjected to two types of earthquakes, Kobe (1995) and Northridge vertical (1994). The mathematical model of damping uses the Rayleigh damping model.*

*In this study, 3 types of analysis methods were carried out, classical analysis (the propagation speed of earthquake energy has an infinite value ( $v_c = \infty$ )), calculating the earthquake energy propagation (the propagation speed of earthquake energy has a finite value ( $0 < v_c < \infty$ )), and calculating the earthquake energy propagation as well as the reflection of force on each concentrated concrete mass. Analysis using the Matlab R2013a with modified Wilson- $\theta$  Integration.*

*The results of the analysis show that the absolute deviation response of the column follows the ground movement due to the earthquake in the vertical direction, this is because the column axial stiffness is very large compared to its lateral stiffness. The tensile axial force due to the earthquake does not exceed the compressive axial force due to gravity, so there is no tension in the column. Column failure occurs due to increased axial pressure on the column when an earthquake occurs in a vertical direction.*

**Keywords:** Maximum of five keywords

## 1. PENDAHULUAN

Pergerakan lempeng bumi yang terjadi saat beberapa lempeng tektonik bumi bergerak saling

bertumbukan dan bergesekan ataupun bertarikan akan mengakibatkan terkumpulnya atau terakumulasinya energi yang sangat besar. Untuk tercapainya keseimbangan, bentuk akumulasi energi

tersebut akan dilepaskan/ dihempaskan dalam bentuk gempa bumi.

Apabila arah rambatan energi gempa adalah vertikal yaitu saat kedalaman sumber gempa (*epicentrum*) berada jauh dari permukaan bumi, struktur yang menerima energi gempa akan merespon dengan terbentuknya gaya dalam, yaitu berupa gaya aksial pada kolom. Gaya aksial yang terjadi mengalir melalui kolom dan terus mengalirkan energi gempa ini hingga ke puncak bangunan.

Pengaruh beban aksial gempa sampai saat ini sangat jarang diperhitungkan, mengingat beban gempa yang selalu dominan adalah beban horizontal. Dengan terjadinya gempa Kobe tahun 1995, dimana komponen gempa arah vertikal cukup besar menyebabkan pola kerusakan bangunan yang berbeda. Kerusakan cenderung terjadi pada kolom bawah akibat tekan. Dengan demikian, maka dirasa perlu dilakukan analisis tentang pengaruh beban vertikal gempa pada struktur bangunan.

Penelitian ini memiliki tujuan untuk mencari nilai faktor keamanan pada setiap kolom suatu struktur MDOF saat menerima beban gempa arah vertikal yaitu rasio antara kapasitas kolom terhadap penjumlahan gaya aksial akibat beban gravitasi (berat sendiri dan beban hidup) dan beban gempa arah vertikal yang diterima oleh sistem tersebut. Dengan demikian, dapat diketahui alasan terjadinya kerusakan tekan pada kolom bawah dari sistem MDOF.

Batasan permasalahan dalam penelitian ini adalah analisis terhadap model struktur tiang yang memiliki 5, 10 dan 15 massa terdistribusi di setiap ketinggian 3.5 meter yang dikenai beban gempa Kobe arah vertikal tahun 1995 dan Northridge arah vertikal tahun 1994 dengan mempertimbangkan pengaruh rambatan energi gempa dan pantulan di setiap massa. Ketinggian struktur 5, 10, dan 15 DOF ini diambil sebagai objek studi agar pengaruh rambatan energi gempa ke arah vertikal struktur dapat diketahui dampak responnya.

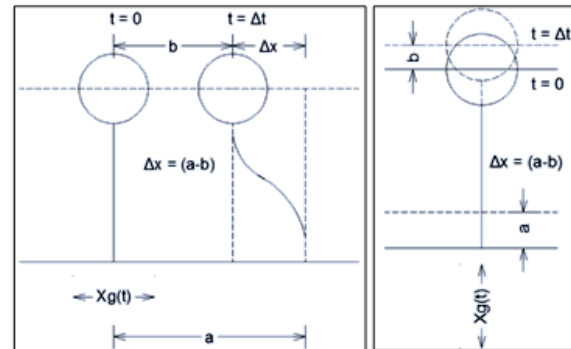
## 2. METODE PENELITIAN

Metode permodelan/ pendekatan yang bisa dilakukan dalam penelitian ini adalah massa terkumpul (*lumped mass*), yaitu massa struktur yang terdistribusi dimodelkan terkumpul di beberapa titik pusat massa sehingga analisa dilakukan pada setiap titik massa terkumpul tersebut. Model ini mengklasifikasikan analisis struktur menjadi sistem struktur berderajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*) atau sistem struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*).

Nilai redaman yang akan dipergunakan dalam modelisasi numerik adalah redaman Rayleigh (*Rayleigh Damping*), yaitu nilai redamannya dianggap proporsional terhadap massa dan

kekakuan. Dengan nilai redaman sebagai berikut :  $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$ .

**Kasus-1** (analisis klasik), dimana nilai kecepatan rambatan energi gempa pada struktur bangunan diasumsikan bernilai tak hingga ( $v_c = \infty$ ), dengan kata lain gaya aksial yang diterima bangunan diasumsikan tidak memerlukan waktu rambatan. Hal ini menyebabkan perpindahan pondasi dan massa struktur terjadi secara spontan dan bersamaan.



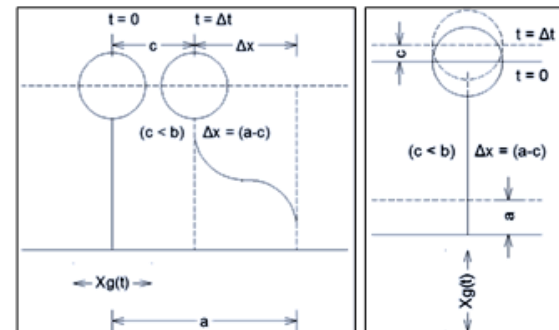
Gambar 1. Kasus-1 (analisis klasik)

Persamaan gerak kasus-1

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{1(t)} \\ \ddot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \ddot{x}_{p(t)} \\ \ddot{x}_{g(t)} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & k_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t)} \\ x_{2(t)} \\ \vdots \\ x_{p(t)} \\ x_{g(t)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_p \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

$$+ \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & k_p + k_1 & -k_1 \\ 0 & 0 & \dots & -k_1 & k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t)} \\ x_{2(t)} \\ \vdots \\ x_{p(t)} \\ x_{g(t)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ \vdots \\ a_p \\ a_1 \end{Bmatrix}$$

**Kasus-2** (terjadi rambatan energi gempa), dimana nilai kecepatan rambatan energi gempa pada struktur bangunan diasumsikan bernilai berhingga ( $0 < v_c < \infty$ ), sehingga gaya aksial yang diterima bangunan memerlukan waktu rambatan. Hal ini menyebabkan perpindahan pondasi dan massa struktur tidak terjadi secara spontan dan bersamaan (terjadi *delay*).

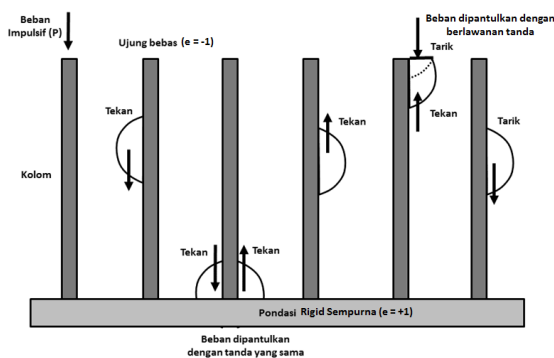


Gambar 2. Kasus-2 (terjadi rambatan energi gempa)

### Persamaan gerak kasus-2

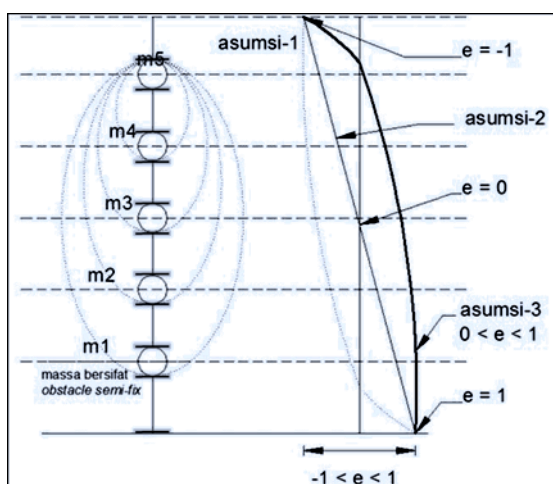
$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{1(t)} \\ \ddot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \ddot{x}_{p(t)} \\ \ddot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} + a_0 \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t)} \\ \dot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t)} \\ \dot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} \\
 & + a_1 \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & k_q & -k_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t)} \\ \dot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t)} \\ \dot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} + a_2 \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & k_q & -k_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t-\Delta t)} \\ x_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ x_{p(t-\Delta t)} \\ x_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix} = a_3 \begin{bmatrix} k_1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + a_4 \begin{bmatrix} k_1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \\
 & + a_5 \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & -k_p & k_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_q & k_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t-\Delta t)} \\ \dot{x}_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t-\Delta t)} \\ \dot{x}_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix} + a_6 \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & -k_p & k_p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_q & k_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t-\Delta t)} \\ x_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ x_{p(t-\Delta t)} \\ x_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

**Kasus-3** (terjadi rambatan energi gempa serta pantulan pada massa terpusat), dimana nilai kecepatan rambatan energi gempa pada struktur bangunan diasumsikan bernilai berhingga ( $0 < v_c < \infty$ ).



Gambar 3. Siklus gaya-tarik tekan pada kolom kantilever

Pada gambar 3 diperlihatkan siklus rambatan gaya tarik tekan pada kolom kantilever yang berdiri pada pondasi rigid sempurna. Berikut ditampilkan pendekatan nilai koefisien restitusi (e).



Gambar 4. Asumsi pendekatan nilai koefisien restitusi (e)

Massa diasumsikan sebagai *obstacle/* rintangan *semi-fix*. Sehingga beban yang merambat sepanjang kolom dipantulkan kembali di setiap massa struktur.

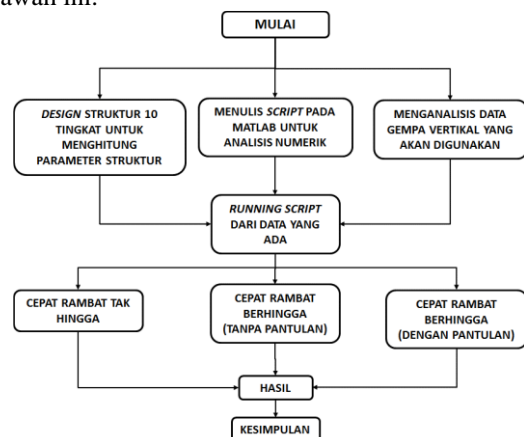
Beban yang dipantulkan di setiap massa adalah bertanda sama dengan beban yang datang. Besar beban yang dipantulkan di setiap massa tidaklah sebesar beban yang datang. Dalam setiap pantulan, beban mengalami perubahan besar dan arahnya dengan mengalikan besar beban dengan koefisien restitusi (e). Adapun besarnya nilai koefisien restitusi yang dipergunakan dalam penelitian adalah :  $0 < e < 1$ .

### Persamaan gerak kasus-3

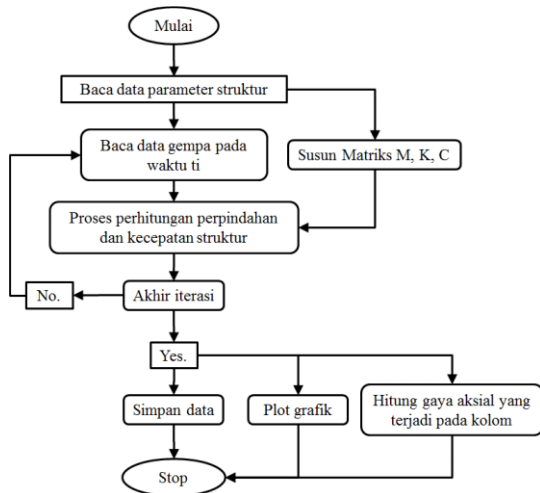
$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{1(t)} \\ \ddot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \ddot{x}_{p(t)} \\ \ddot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} + a_0 \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_p & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t)} \\ \dot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t)} \\ \dot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} \\
 & + a_1 \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & k_q & -k_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t)} \\ \dot{x}_{2(t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t)} \\ \dot{x}_{q(t)} \end{Bmatrix} + a_2 \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & k_q & -k_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t-\Delta t)} \\ x_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ x_{p(t-\Delta t)} \\ x_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix} = a_3 \begin{bmatrix} (1+e_1)k_1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + a_4 \begin{bmatrix} (1+e_1)k_1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \\
 & + a_5 \begin{bmatrix} (1+e_1)k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1+e_1)k_2 & (1+e_1)k_2 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & -(1+e_p)k_p & (1+e_p)k_p \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -(1+e_q)k_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t-\Delta t)} \\ \dot{x}_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t-\Delta t)} \\ \dot{x}_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix} + a_6 \begin{bmatrix} (1+e_1)k_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -(1+e_1)k_2 & (1+e_1)k_2 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & -(1+e_p)k_p & (1+e_p)k_p \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -(1+e_q)k_q \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t-\Delta t)} \\ x_{2(t-\Delta t)} \\ \vdots \\ x_{p(t-\Delta t)} \\ x_{q(t-\Delta t)} \end{Bmatrix} \\
 & + a_7 \begin{bmatrix} e_2k_2 & -e_2k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e_3k_3 & -e_3k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & e_qk_q & -e_qk_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1(t-2\Delta t)} \\ \dot{x}_{2(t-2\Delta t)} \\ \vdots \\ \dot{x}_{p(t-2\Delta t)} \\ \dot{x}_{q(t-2\Delta t)} \end{Bmatrix} + a_8 \begin{bmatrix} e_2k_2 & -e_2k_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & e_3k_3 & -e_3k_3 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & e_qk_q & -e_qk_q \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1(t-2\Delta t)} \\ x_{2(t-2\Delta t)} \\ \vdots \\ x_{p(t-2\Delta t)} \\ x_{q(t-2\Delta t)} \end{Bmatrix}
 \end{aligned}$$

Metode Numerik yang dipergunakan dalam penelitian adalah metode numerik modifikasi integrasi Wilson- $\theta$ . Metode ini merupakan salah satu metode numerik untuk penyelesaian persamaan dinamik struktur yang didasarkan pada rumusan persamaan gerak inkremental dan merupakan pengembangan dari metode percepatan linear (*step by step linear acceleration method*). Pada metode modifikasi Wilson- $\theta$  adalah data yang digunakan bukan dua data berikutnya namun dua data sebelumnya karena tidak dimungkinkan untuk mengetahui dua data berikutnya.

Secara umum metode untuk analisis masalah pada penulisan ini adalah sebagaimana bagan di bawah ini.



Gambar 5. Bagan alir rancangan penelitian

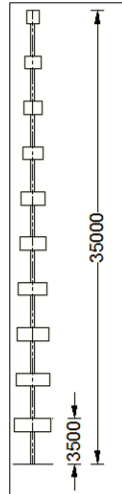


Gambar 6. Bagan alir program numerik

### 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

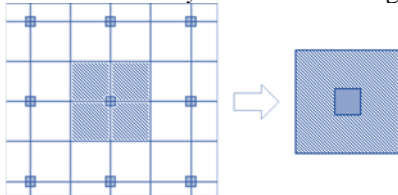
#### Model Struktur

Struktur dimodelkan dalam sistem struktur berderajat kebebasan banyak (*multi degree of freedom*) dengan spesifikasi sebagai berikut : Jumlah massa 5, 10 dan 15 Buah, tinggi antar massa 3.5 meter, mutu beton ( $f'_c$ ) 50 MPa, berat jenis beton  $2400 \text{ kg/m}^3$ , mutu baja tulangan ( $f_y$ ) 400 MPa, modulus elastisitas baja ( $E_s$ ) 200,000 MPa.



Gambar 7. Model struktur 10 DOF

Untuk nilai massa terpusat merupakan konversi dari pembebanan *tributary area* dari sebuah gedung.



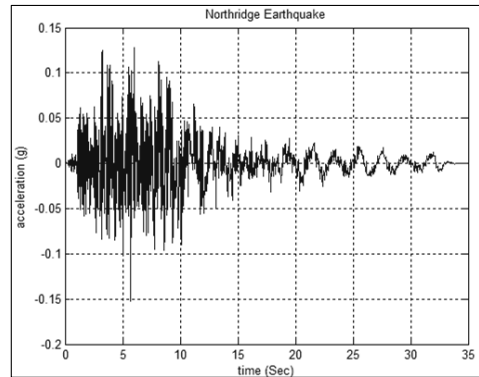
Gambar 8. Konversi tributary area ke massa terpusat

Dimensi kolom untuk masing-masing model DOF di desain berdasarkan dimensi perlu, sesuai

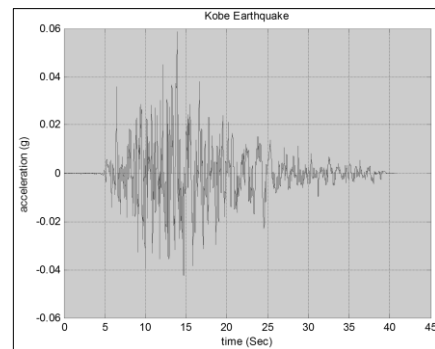
dengan peraturan yang berlaku di Indonesia (SNI 2847-2013).

#### Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sebagai data input dalam penelitian ini adalah Gempa Northridge arah vertikal tahun 1994 dan Gempa Kobe arah vertikal tahun 1995.



Gambar 9. Vertical Acceleration Gempa Northridge, 1994

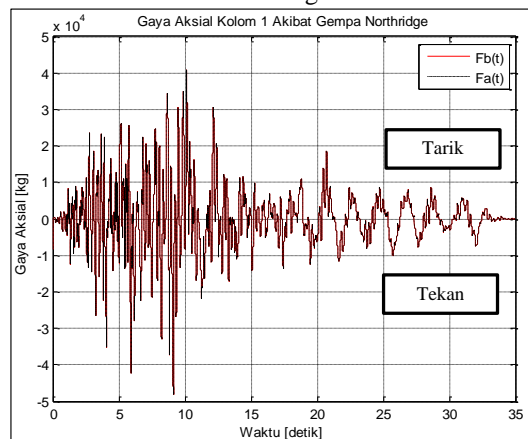


Gambar 10. Vertical Acceleration Gempa Kobe, 1995

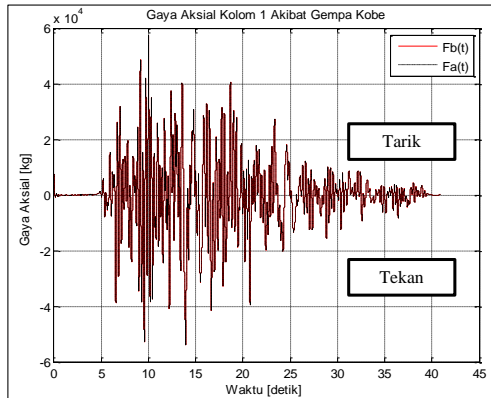
#### Analisis

Berikut ditampilkan hasil analisis untuk 10 DOF serta perbandingan faktor keamanan untuk setiap model DOF.

**Kasus-1** (analisis klasik), didapatkan hasil analisis struktur 10 DOF sebagai berikut :



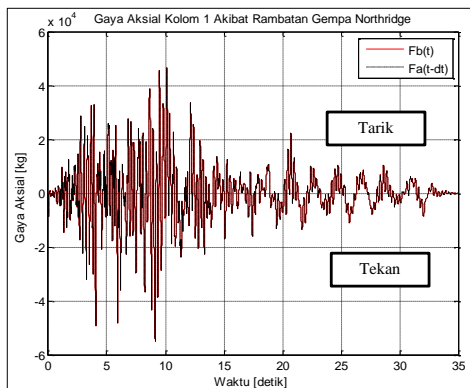
Gambar 11. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Northridge



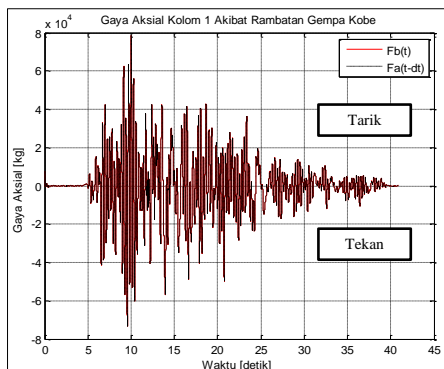
Gambar 12. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Kobe

Arah atas (bernilai positif) merupakan gaya tarik pada kolom, sedangkan arah bawah merupakan gaya tekan pada kolom. Gaya arah atas (tarik) tidak lebih besar dari gaya aksial akibat beban gravitasi, sehingga tidak terjadi gaya tarik pada kolom saat terjadi gempa. Dalam grafik ditampilkan nilai besarnya gaya aksial kolom-1 pada penampang atas (Fa) dan penampang bawah (Fb).

**Kasus-2** (terjadi rambatan energi gempa), didapatkan hasil analisis struktur 10 DOF sebagai berikut :



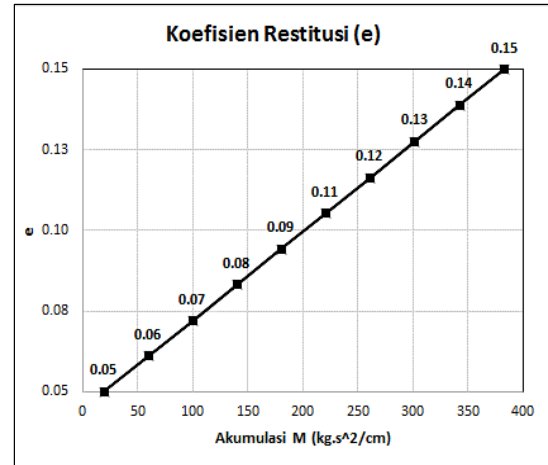
Gambar 13. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Northridge



Gambar 14. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Kobe

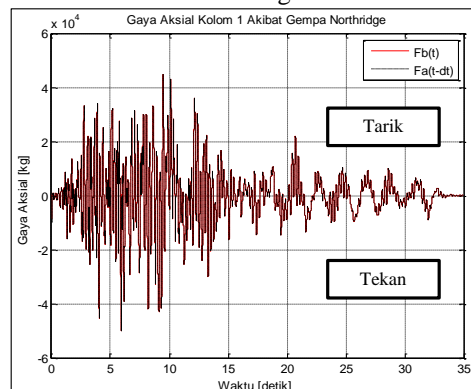
Hasil yang didapatkan cenderung sama dengan kasus-1, hanya saja nilai respon aksial kolom lebih besar dibandingkan dengan kasus-1.

**Kasus-3** (terjadi rambatan energi gempa serta pantulan pada massa terpusat), dianalisis dengan nilai koefisien pantulan (restitusi) sebagai berikut :

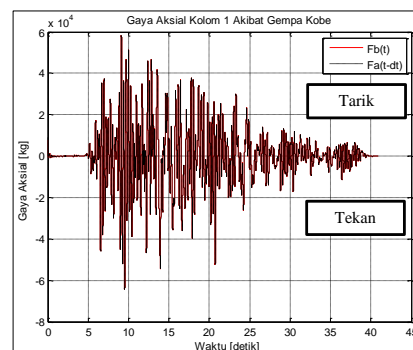


Gambar 15. Nilai koefisien restitusi (e) untuk setiap tingkat, model 10 DOF

Dengan memasukkan nilai koefisien pantulan dalam perhitungan numerik, didapatkan hasil analisis struktur 10 DOF sebagai berikut :



Gambar 16. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Northridge



Gambar 17. Gaya aksial pada kolom 1 akibat Gempa Kobe



Hasil yang didapatkan polanya cenderung sama dengan kasus-1 dan kasus-2.

### Faktor Keamanan

Untuk mengetahui alasan diinisiasinya kegagalan pada kolom bawah, perlu ditinjau rasio antara kapasitas kolom terhadap penjumlahan gaya aksial akibat beban gravitasi (berat sendiri dan beban hidup) dan beban gempa arah vertikal yang diterima oleh sistem tersebut. Berikutnya nilai rasio ini disebut dengan faktor keamanan/ safety factor (SF). Dimana definisi nilai SF untuk beban tetap yang dimaksud adalah sebagai berikut :

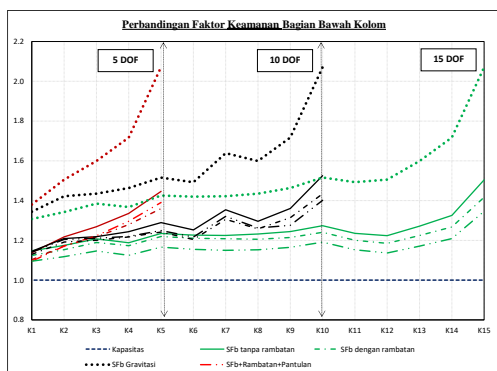
$$SF = \frac{\text{Kapasitas Kolom}}{1.0D + 1.0L}$$

SF untuk beban sementara adalah sebagai berikut :

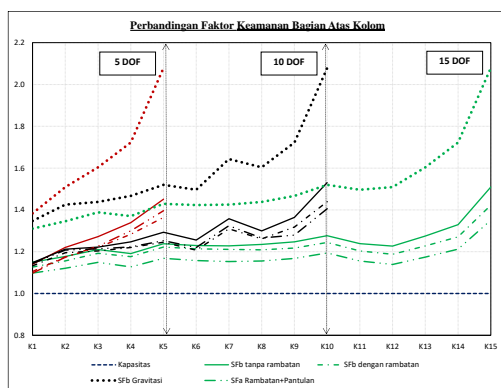
$$SF = \frac{\text{Kapasitas Kolom}}{1.2D + 0.5L + E_{\text{vertikal}}}$$

- D = Beban Mati  
L = Beban Hidup  
E = Beban gempa

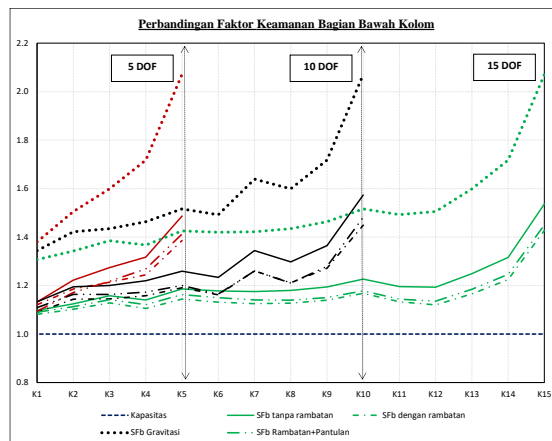
Dari hasil analisis berikut ditampilkan grafik perbandingan nilai faktor keamanan pada penampang bawah (SFb) dan penampang atas (SFa) kolom untuk masing-masing gempa dan sistem struktur (5, 10, dan 15 DOF).



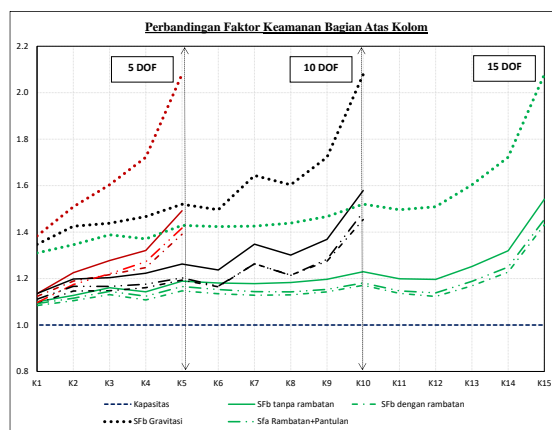
Gambar 18. Perbandingan faktor keamanan pada bagian bawah kolom saat terjadi gempa Northridge



Gambar 19. Perbandingan faktor keamanan pada bagian atas kolom saat terjadi gempa Northridge



Gambar 20. Perbandingan faktor keamanan pada bagian bawah kolom saat terjadi gempa Kobe

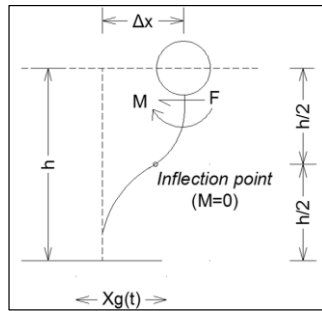


Gambar 21. Perbandingan faktor keamanan pada bagian atas kolom saat terjadi gempa Kobe

Dari grafik perbandingan di atas terlihat bahwa faktor keamanan paling rendah adalah pada kolom 1. Dengan memperhitungkan rambatan beban gempa terlihat bahwa faktor keamanan menjadi lebih kecil daripada tanpa memperhitungkan rambatan beban gempa. Penurunan nilai faktor keamanan ini terjadi untuk setiap kolom. Sedangkan dengan memperhitungkan pantulan di tiap massa penurunan nilai SF bervariasi, ada yang berkurang dan ada yang bertambah. Dengan demikian bagaimanapun pantulan gaya aksial kolom dapat menurunkan SF dari kolom.

### Diagram Interaksi

Dalam penelitian ini, kolom-1 menjadi fokus tinjauan karena memiliki nilai faktor keamanan paling kecil di setiap kasus. Gaya aksial maksimum pada kolom bawah terjadi pada waktu yang berbeda untuk masing-masing kasus dalam analisis. Dengan demikian perlu ditinjau pengaruh momen lentur pada saat terjadi nilai maksimum gaya aksial tersebut. Nilai momen lentur yang bekerja dihitung dengan persamaan berikut :



Gambar 22. Perhitungan momen lentur

$$F = k\Delta x$$

$$M = F \cdot \frac{h}{2}$$

Dengan nilai F pada kolom-1 :

$$F_{i(t)} = k_1 [x_{i(t)} - x_{g(t)}] + \alpha_1 k_1 [\dot{x}_{i(t)}]$$

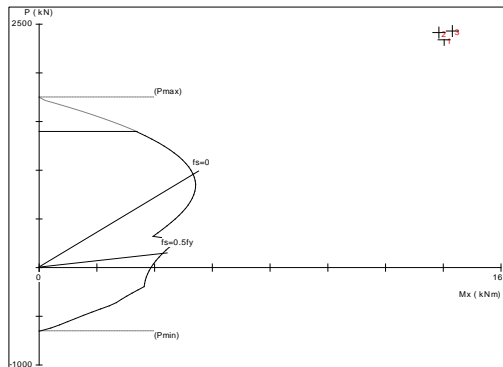
Dimana :

F = Gaya lateral

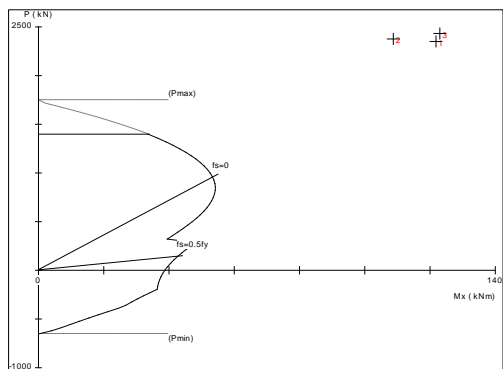
M = Momen lateral

Berikut ditampilkan hasil perhitungan diagram interaksi kolom-1 untuk masing-masing sistem DOF :

### Struktur 5 DOF.

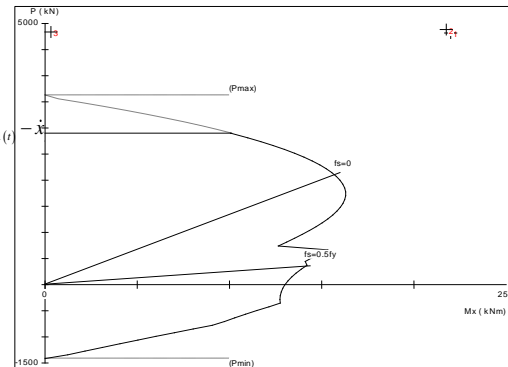


Gambar 23. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Northridge (5 DOF)

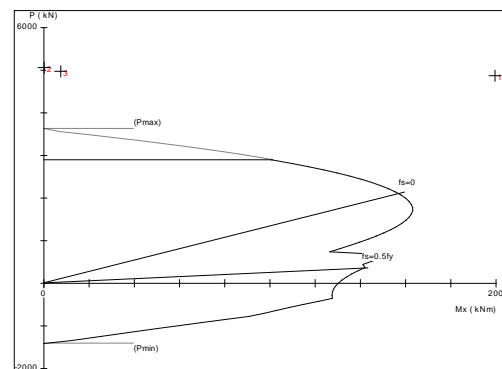


Gambar 24. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Kobe (5 DOF)

### Struktur 10 DOF.

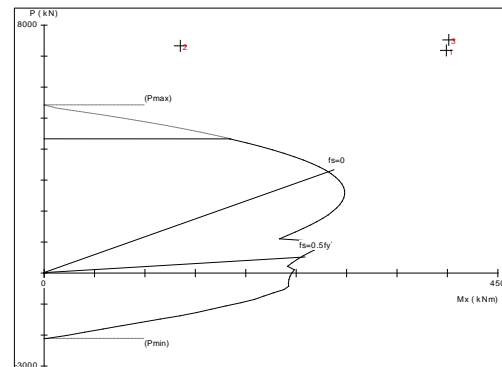


Gambar 25. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Northridge (10 DOF)

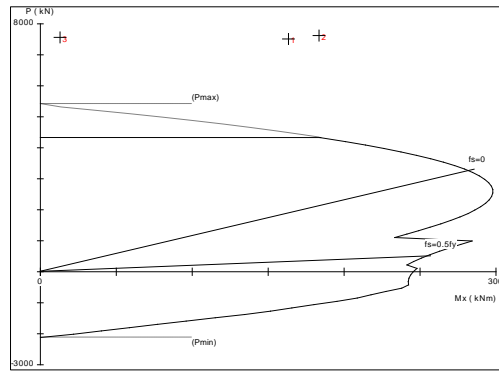


Gambar 26. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Kobe (10 DOF)

### Struktur 15 DOF.



Gambar 27. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Northridge (15 DOF)



Gambar 28. Diagram interaksi penampang bawah kolom-1 akibat gempa Kobe (15 DOF)

Dari hasil diagram interaksi di atas terlihat bahwa kegagalan kolom bukanlah murni karena beban gempa arah vertikal. Nilai momen pada saat terjadinya gaya tekan maksimum akibat gempa vertikal tidaklah selalu minimum/ kecil. Dengan demikian apabila terjadi kegagalan kolom akibat gaya tekan apabila terjadi gempa arah vertikal, perlu juga dilakukan analisis momen lentur yang bekerja pada kolom saat terjadinya gempa tersebut.

#### 4. KESIMPULAN

Berdasarkan kajian analitik pengaruh rambatan dan pantulan energi gempa dengan menggunakan gempa Northridge dan Kobe arah vertikal, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut :

1. Energi gempa arah aksial yang merambat melalui kolom suatu bangunan menimbulkan amplifikasi terhadap respon struktur kolom bangunan tersebut.
2. Setiap kolom masih dalam keadaan memikul gaya aksial tekan, karena percepatan gempa arah vertikal yang diterima oleh kolom tidak ada yang melebihi  $1g$ .
3. Nilai faktor keamanan ini paling kecil terjadi pada kolom dasar.
4. Faktor keamanan kolom turun jika melibatkan pengaruh rambatan energi gempa.
5. Pengaruh pantulan gaya aksial pada kolom akan memperburuk keadaan.
6. Semakin tinggi suatu struktur, penurunan nilai faktor keamanan akan semakin besar jika melibatkan rambatan. Seperti terlihat pada faktor keamanan kolom teratas pada masing-masing struktur MDOF.

Apabila terjadi kegagalan kolom bukanlah murni disebabkan akibat bertambahnya gaya aksial maksimum tekan akibat gempa arah vertikal. Kegagalan ini bisa terjadi akibat kombinasi beban aksial tekan dan momen yang bekerja pada saat beban aksial tekan maksimum tersebut terjadi.

#### 5. DAFTAR PUSTAKA

- [1] Hutahean, R. Y. (2001). *Getaran Mekanik*. Tembagapura.
- [2] Kolukula, S. S. (n.d.). *Response Spectra, Structural Mechanics Laboratory*. Kalpakkan: IGCAR.
- [3] Mukhdia, R. R. (2014). *Kajian Analitik Pengaruh Cepat Rambat Energi Gempa Terhadap Benturan Pasangan Tiga Gedung Bertingkat*. ITB.
- [4] Saifullah, H. A. (2013). *Kajian Analitik Pengaruh Rambatan Energi Gempa Terhadap Perilaku Benturan Gedung*. ITB.
- [5] Setio, H. D. (2011). *Dinamika Struktur Lanjut*. Bandung: Program Studi Teknik Sipil ITB.
- [6] Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726-2012. (2012). Badan Standardisasi Nasional.
- [7] Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2002. (2002). Badan Standardisasi Nasional.
- [8] Yamazaki, S., Minami, S., Mimura, H., & Udagawa, K. (2008). *Effects of vertical ground motions on earthquake response of of steel frames*. 1–9.