B A T A S
Jurnal Bidang Aplikasi Teknik Sipil dan Sains
Vol. 4, No.1, November 2024

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

RESPON DINAMIK PADA BANGUNAN MDOF MENGGUNAKAN METODE NUMERIK

Amir Hamzah[1], Fitri Rezky Hamzani[2], Rafika Riza Hamzah[3],
[1,2,3]Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Asahan, Kisaran, Kab. Asahan
E-mail: [1]amirhamzah12@gmail.com (korespondensi)

ABSTRAK. *Respons struktur MDOF (Multi Degree Of Freedom) yang terjadi akibat beban dinamik diasumsikan searah horizontal. Untuk mendapatkan respons yang terjadi disebabkan oleh beban dinamik seperti displacement, kecepatan dan percepatan maksimum dapat digunakan konsep respons struktur. Dalam penelitian ini respons struktur dihitung secara numerik menggunakan metode Newmark Linier. Parameter yang divariasikan adalah massa dan kekakuan system. Respons struktur dihitung dengan pembebanan rekaman El-centro untuk sistem teredam. Hasil perhitungan memperlihatkan untuk kekakuan tetap perpindahan maksimum akan meningkat pada saat massa sistem ditambah dari semula, dan akan menurun jika massa system dikurangi dari massa mula-mula. Hal ini akan berbanding terbalik terhadap variasi kekakuan dengan massa sistem tetap.*

Kata Kunci : *Respons struktur, MDOF, beban dinamik*

ABSTRACT. *The MDOF (Multi Degree Of Freedom) structural response that occurs due to dynamic loads is assumed to be in the horizontal direction. To obtain the response that occurs due to dynamic loads such as displacement, maximum speed and acceleration, the concept of structural response can be used. In this research, the structural response is calculated numerically using the Newmark Linear method. The parameters that are varied are the mass and stiffness of the system. The structural response is calculated by El-centro recorded loading for the damped system. The calculation results show that for fixed stiffness the maximum displacement will increase when the system mass is increased from the initial mass, and will decrease if the system mass is reduced from the initial mass. This will be inversely proportional to variations in stiffness with a fixed system mass.*
.

Keywords : *Structural response, MDOF, Dynamic loads*

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

1. PENDAHULUAN

Gempa bumi merupakan salah satu bencana alam yang tidak dapat diprediksi secara pasti kapan dan dimana datangnya serta berapa besar kekuatannya. Dampak dari gempa bumi ini selain menimbulkan kerusakan pada bangunan, infrastruktur, jalan serta fasilitas umum lainnya, juga dapat menimbulkan jatuhnya korban jiwa.
Gempa bumi adalah fenomena getaran yang dikaitkan dengan kejutan pada kerak bumi. Beban kejut ini dapat disebabkan oleh banyak hal, tetapi salah satu faktor utamanya adalah benturan/pergesekan kerak bumi yang mempengaruhi permukaan bumi. Lokasi gesekan ini disebut fault zone. Kejutan tersebut akan menjalar dalam bentuk gelombang.

Gelombang ini menyebabkan permukaan bumi dan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan dari massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Gaya yang timbul disebut gaya inersia, besar gaya tersebut bergantung pada banyak faktor yaitu massa bangunan, pendistribusian massa bangunan, kekakuan struktur, jenis tanah dan lain-lain.
Pada umumnya dalam menyelesaikan permasalahan beban dinamik yang diakibatkan oleh gempa bumi, gaya gempa dapat didekati dengan beberapa metode antara lain metode respon spektrum (*Response Spectrum Method),* analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*) dan metode ekivalen statik. Pada umumnya beberapa *building code*, memberikan batasan pada konstruksi yang bagaimana yang diperbolehkan dipakai metode respon spektrum, metode analisis riwayat waktu atau metode ekivalen statik. Gempa bumi, walaupun tidak terjadi sehari-hari namun dapat berakibat fatal pada kerusakan struktur bangunan apabila perencanaan beban gempa tidak dilakukan dengan.tepat.. Metode *time history analysis* akan relatif cepat dalam menyelesaikan permasalahan tersebut namun akurat jika dibantu dengan bantuan komputer. Oleh karena itu penulis memilih metode analisis riwayat waktu (*Time History Analysis*) dengan pendekatan secara numerik metode newmark linier yang dibantu dengan komputer [1].

Penyebab utama kerusakan struktur sewaktu gempa bumi adalah pengaruh dari pergerakan tanah dasar struktur.Oleh karena itu, menganalisis perilaku struktur akibat tipe pembebanan seperti ini menghendaki penerapan analisis dinamik struktur akibat pengaruh gempa tersebut. Sebutan dinamik dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu.Oleh karena itu beban dinamik merupakan beban yang mempunyai magnitud, arah atau tempat yang berubah dengan waktu. Begitu juga untuk struktur apabila dikenakan beban dinamik, maka akan menghasilkan tegangan dan deformasi yang berubah dengan waktu.

Permasalahan dinamik mempunyai perbedaan yang signifikan dengan permasalahan statik. Perbedaan-perbedaan itu akan membawa konsekuensi bahwa penyelesaian permasalahan dinamik akan berbeda dengan permasalahan statik. Penyelesaian permasalahan statik umumnya hanya memerlukan sekali penyelesaian (*single solution*) artinya tidak ada pengulangan-pengulangan. Sebaliknya penyelesaian permasalahan dinamik akan berulang-ulang sesuai dengan langkah integrasi numerik dan durasi pembebanan yang ditinjau. Sehingga penyelesaian permasalahan dinamik menjadi lebih lama, lebih banyak dan lebih mahal daripada penyelesaian permasalahan statik. Pada penyelesaian permasalahan dinamik akan dijumpai 3 (tiga) sifat-sifat utama dari struktur yang perlu diketahui untuk dapat menyelesaikan persamaan differensial

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

yang terbentuk yaitu massa, kekakuan dan redaman. Ketiga sifat-sifat tersebut umunya disebut karakteristik dinamik struktur. Sifat-sifat tersebut sangat spesifik yang tidak semuanya dipergunakan pada permasalahan statik. Kekakuan elemen/struktur adalah satu-satunya karakteristik yang dipakai pada permasalahan statik, sedangkan karakteristik yang lain yaitu massa dan redaman tidak dipakai [2].

Pada sub bab sebelumnya telah dijelaskan cara menyelesaikan persamaan differensial pada struktur SDOF yang dibebani berbagai macam beban harmonik. Kesemua persoalan tersebut masih dapat diselesaikan secara analitis karena beban-beban tersebut dianggap harmonis periodik yang penyelesaiannya masih relatif mudah.

Namun demikian untuk struktur yang dibebani oleh beban dinamik yang relatif kompleks, maka apabila diselesaikan secara analitis akan mengalami kendala. Untuk beban dinamik yang acak seperti beban gempa, maka apabila dilakukan penyelesaiakn dengan analitis maka akan menjadi sangat kompleks, ekspresi matematisnya menjadi panjang dan cenderung kurang praktis

Untuk mengatasi permasalahan tersebut, maka diperlukan alternatif lain yaitu mentrasfer beban yang sifatnya kontinu menjadi beban diskrit yang dapat dinyatakan dalam ekspresi numerik. Respon struktur tidak lagi dinyatakan dalam rumusan umum sebagaimana cara analitis, tetapi dihitung secara numerik pada setiap langkah pembebanan secara berkesinambungan sampai akhir pembebanan.

Salah satu metode penyelesaian numerik yang dapat dipergunakan untuk menyelesaikan persamaan differensial adalah metode *Newmark's.*

2. METODOLOGI PENELITIAN

Ada beberapa metode numerik yang dapat digunakan dalam mengerjakan analisa respon dinamik dari SDOF sistem. Penggunaan metode numerik dalam pengerjaan sebuah metode haruslah memenuhi beberapa syarat. Pengerjaan tersebut harus Akurat, konvergen, stabil dan dapat diaplikasikan pada komputer.

Metode Integrasi Numerik Newmark's adalah metode waktu bertahap (time-stepping methods) yang mempunyai persamaan dasar seperti dibawah ini [3].

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \left[(1-\gamma)\Delta t\right]\ddot{u}_i + (\gamma.\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$
$$u_{i+1} = u_i(\Delta t)\dot{u}_i + \left[(0.5-\beta)(\Delta t)^2\right]\ddot{u}_i + \left[\beta(\Delta t)^2\right]\ddot{u}_{i+1}$$

Parameter β dan γ mendefinisikan variasi percepatan selama pertambahan waktu yang ditentukan dan menentukan stabilitas dan keakuratan metode ini. Pada umumnya pemilihan nilai untuk γ adalah $1/2$ dan $1/6 \leq \beta \leq 1/4$ tergantung dari cara pandang, termasuk ketepatan.

Langkah-langkah perhitungan metode Newmark's untuk sistem linear:
Kasus:

a. *Average Acceleration Method* ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$)

b. *Linear Acceleration Method* ($\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$)

A. Perhitungan Data Awal

1. $\ddot{u}_0 = \dfrac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$
2. Menetukan nilai Δt
3. $\hat{k} = k + \dfrac{\gamma}{\beta.\Delta t}c + \dfrac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$
4. $a = \dfrac{1}{\beta.\Delta t}m + \dfrac{\gamma}{\beta}c \quad dan \quad b = \dfrac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\dfrac{\gamma}{\beta} - 1\right)c$

B. Perhitungan iterasi untuk setiap tingkat waktu, i

1. $\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$
2. $\Delta u_i = \dfrac{\Delta\hat{p}_i}{\hat{k}}$
5. $\Delta\dot{u}_i = \dfrac{\gamma}{\beta.\Delta t}\Delta u_i - \dfrac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \dfrac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$
6. $\Delta\ddot{u}_i = \dfrac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \dfrac{1}{\beta.\Delta t}\dot{u}_i - \dfrac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$
7. $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$, $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta\dot{u}_i$, $\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u}_i$

C. Pengulangan untuk tingkat waktu selanjutnya, i diganti dengan $i+1$. Ulangi langkah B.1 sampai B.7 untuk langkah selanjutnya.

Metode Newmark's akan stabil jika:

$$\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}}\frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$$

Untuk $\gamma = \frac{1}{2}$ dan $\beta = \frac{1}{4}$ kondisi ini menjadi: $\dfrac{\Delta t}{T_n} < \infty$

BATAS
Jurnal Bidang Aplikasi Teknik Sipil dan Sains
Vol. 4, No.1, November 2024
P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

Perumusan persamaan gerak sistem berderajat kebebasan banyak (Multi Degree of Freedom; MDOF) pada prinsipnya sama dengan sistem berderajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom*; SDOF). Perumusan gerak dapat dirumuskan dengan pernyataan kesetimbangan dari gaya-gaya yang berhubungan dengan masing-masing derajat kebebasannya. Secara umum akan terdapat 4 (empat) jenis gaya yang bekerja pada masing-masing titik *i*, yaitu:

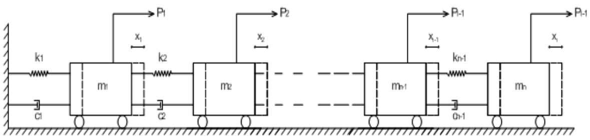
1. Beban luar yang bekerja pada sistem; $P_i(t)$
2. Gaya inersia dari sistem; $f_{I\,i}$
3. Gaya peredaman dari sistem; $f_{D\,i}$
4. Gaya elastik dari sistem; $f_{S\,i}$

Jadi untuk masing-masing sejumlah derajat kebebasan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:
:

$$\begin{aligned}
&f_{I1} + f_{D1} + f_{S1} = P_1(t)\\
&f_{I2} + f_{D2} + f_{S2} = P_2(t)\\
&\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\\
&\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\\
&f_{Ii-1} + f_{Di-1} + f_{Si-1} = P_{i-1}(t)\\
&f_{Ii} + f_{Di} + f_{Si} = P_i(t)
\end{aligned}$$

atau bila vektor gaya-gaya tersebut dinyatakan dalam bentuk yang lebih umum yaitu,

$$f_I + f_D + f_S = P(t)$$



Gambar 2.1 Sistem Berderajat Kebebasan Banyak

Gaya-gaya inersia f_I dapat dinyatakan dengan sekumpulan koefisien pengaruh yang disebut dengan koefisien massa yang diperkalikan dengan percepatannya.

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ . \\ . \\ f_{Ii-1} \\ f_{I1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{1,1} & m_{1,2} & \dots & m_{1,i-1} & m_{1,i} \\ m_{2,1} & m_{2,2} & \dots & m_{2,i-1} & m_{2,i} \\ \dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots \\ \dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots & \dots\dots \\ m_{n-1,1} & m_{n-1,2} & \dots\dots & m_{n-1,i-1} & m_{n-1,i} \\ m_{n,1} & m_{n,2} & \dots\dots & m_{n,i-1} & m_{n,i} \end{bmatrix} x \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \dots \\ \dots \\ \ddot{x}_{i-1} \\ \ddot{x}_i \end{bmatrix}$$

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

atau,

$$[f_I] = [m].[x]$$

dimana:

f_{Ii} = Gaya inersia pada titik ke-i,

$m_{n,i}$ = Koefisien pengaruh massa yang sesuai untuk koordinat ke-n yang disebabkan oleh satuan percepatan pada koordinat ke-i dan

x_i = Percepatan pada titik ke-i. Untuk gaya-gaya redaman f_D diperoleh dengan memperkalikan antara sekumpulan koefisien redaman dengan kecepatannya.

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \dots \\ f_{Di-1} \\ f_{Di} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{1,1} & c_{1,2} & \dots & c_{1,i-1} & c_{1,i} \\ c_{2,1} & c_{2,2} & \dots & c_{2,i-1} & c_{2,i} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n-1,1} & c_{n-1,2} & \dots & c_{n-1,i-1} & c_{n-1,i} \\ c_{n,1} & c_{n,2} & \dots & c_{n,i-1} & c_{n,i} \end{bmatrix} x \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dots \\ \dot{x}_{i-1} \\ \dot{x}_i \end{bmatrix}$$

atau,

$$[f_D] = [c].[\dot{x}]$$

dimana :

f_{Di} = Gaya redaman pada titik ke-i,

$k_{n,i}$ = Koefisien pengaruh redaman yang sesuai untuk koordinat ke-n yang disebabkan oleh satuan kecepatan pada koordinat ke-i dan

$\dot{x}_i$ = Kecepatan pada titik ke-i. Gaya-gaya pegas yang diperoleh dengan memperkalikan antara sekumpulan koefisien kekakuan dengan perpindahan pada setiap titiknya.

$$\begin{bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ \dots \\ f_{si-1} \\ f_{si} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & \dots & k_{1,i-1} & k_{1,i} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & \dots & k_{2,i-1} & k_{2,i} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n-1,1} & k_{n-1,2} & \dots & k_{n-1,i-1} & k_{n-1,i} \\ k_{n,1} & k_{n,2} & \dots & k_{n,i-1} & k_{n,i} \end{bmatrix} x \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_{i-1} \\ x_i \end{bmatrix}$$

atau,

$$[f_S] = [k].[x]$$

dimana:

f_{Si} = Gaya pegas pada titik ke-i,

$k_{n,i}$ = Koefisien pengaruh kekakuan yang sesuai untuk koordinat ke-n yang disebabkan oleh satuan perpindahan pada koordinat ke-i dan

x_i = Perpindahan pada titik ke-i

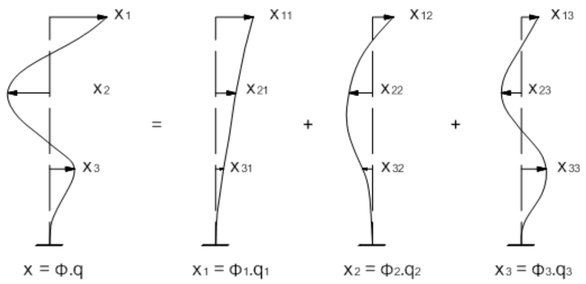
P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

Kesetimbangan dinamik struktur yang memperhitungkan semua derajat kebebasan yang ada,
$$[m]\{\ddot{x}\}+[c]\{\dot{x}\}+[k]\{x\}=\{p(t)\}$$

Persamaan differensial gerakan struktur MDOF yang terikat ini diselesaikan dengan cara mencari nilai-nilai modes getar f_{ij}. Dengan memakai prinsip-prinsip hubungan orthogonal maka persamaan-persamaan yang saling terikat itu dapat dirubah menjadi persamaan-persamaan yang saling bebas (*uncoupling*). Maka dengan berubahnya sifat persamaan-persamaan tersebut maka penyelesaiannya akan lebih mudah. Hal ini karena setiap persamaan untuk massa dan modes akan saling bebas terhadap persamaan yang lain seperti halnya pada penyelesaian SDOF.

Simpangan struktur total merupakan konstribusi dari respon setiap modes. Simpangan konstribusi setiap modes dapat dihitung melalui integrasi numerik atas persamaan bebas seperti yang telah dijelas di atas. Apabila simpangan untuk setiap modes pada massa tertentu telah diperoleh maka simpangan total massa yang bersangkutan merupakan superposisi atau penjumlahan dari simpangan tiap-tiap modes [3].

$$\begin{aligned}
x_1 &= \varphi_{11}q_1+\varphi_{12}q_2+\varphi_{13}q_3+\ldots\ldots\ldots+\varphi_{1n}q_n\\
x_2 &= \varphi_{21}q_1+\varphi_{22}q_2+\varphi_{23}q_3+\ldots\ldots\ldots+\varphi_{2n}q_n\\
x_3 &= \varphi_{31}q_1+\varphi_{32}q_2+\varphi_{33}q_3+\ldots\ldots\ldots+\varphi_{3n}q_n\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
x_n &= \varphi_{n1}q_1+\varphi_{n2}q_2+\varphi_{n3}q_3+\ldots\ldots\ldots+\varphi_{nn}q_n
\end{aligned}$$



Gambar 2.2 Penggambaran Simpangan Sebagai Jumlah Komponen Modes

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

atau,

$$\{x\} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & .... & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & ... & \phi_{2n} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} & .... & \phi_{3n} \\ ..... & .... & ...... & .... & .... \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \phi_{n3} & .... & \phi_{nn} \end{bmatrix} x \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ .... \\ q_n \end{Bmatrix}$$

Persamaan tersebut dapat ditulis dalam bentuk yang lebih sederhana menjadi,

$$\{x\} = [\phi]_n . \{q\}$$

Turunan pertama dan kedua dari persamaan tersebut adalah

$$\{\dot{x}\} = [\phi]_n . \{\dot{q}\}$$
$$\{\ddot{x}\} = [\phi]_n . \{\ddot{q}\}$$

Selanjutnya akan diperoleh,

$$[m].[\phi]_n.\{\ddot{q}\} + [c].[\phi]_n.\{\dot{q}\} + [k].[\phi]_n.\{q\} = \{p(t)\}$$

Persamaan ini adalah persamaan terikat non-homogen. Untuk dapat mentransfer persamaan tersebut menjadi persamaan bebas, maka persamaan tersebut dikalikan dengan transpose matriks modes $[f]^T$ sehingga diperoleh,

$$[\varphi]_n^T [m][\varphi]_n \{\ddot{q}\} + [\varphi]_n^T [c][\varphi]_n \{\dot{q}\} + [\varphi]_n^T [k][\varphi]_n \{q\} = [\varphi]_n^T \{p(t)\}$$

atau dalam bentuk lain,

$$M_j \ddot{q}_j + C_j q_j + K_j q_j = P_j(t)$$

$$\ddot{q}_j + 2\xi_j \omega_j q_j + \omega_j^2 q_j = \frac{P_j(t)}{M_j}$$

dimana:

$$M_j = [\varphi]_n^T [m][\varphi]_n$$
$$C_j = [\varphi]_n^T [c][\varphi]_n$$
$$K_j = [\varphi]_n^T [k][\varphi]_n$$
$$P_j(t) = [\varphi]_n^T \{p(t)\}$$

Dengan demikian untk n-derajat kebebasan dengan n-persamaan yang dahulunya bersifat terikat (*coupling*) sekarang menjadi tidak terikat (*uncoupling*). Dengan sifat-sifat seperti ini maka penyelesaian persamaan tersebut dapat dilakukan untuk setiap pengaruh mode getarnya

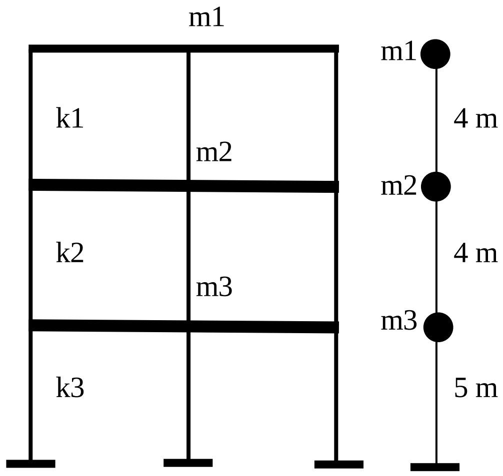
P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bagian ini menguraikan implementasi dari suatu pemodelan struktur portal sederhana dan pembahasan hasil implementasi tersebut. Tahap implementasi pemodelan ini dilakukan untuk melihat perbandingan respon dinamik yaitu displacement horizontal, prcepatan dan kecepatan pada struktur sederhana (MDOF) dengan metode numerik yaitu metode Newmark linier.

1.7 Kasus I

Diketahui Plane Frame (portal) seperti gambar 6 dibawah ini, mengalami gaya gempa El-centro,

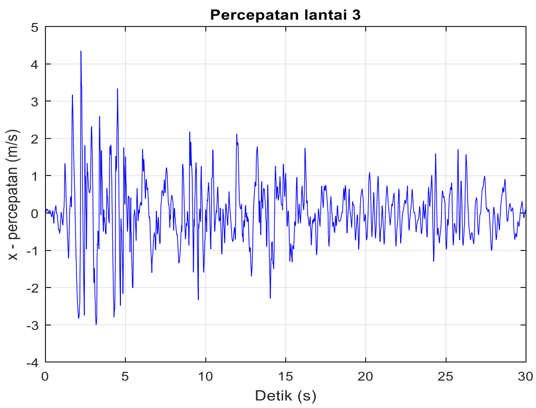


Gambar 3.1 Portal tiga lantai

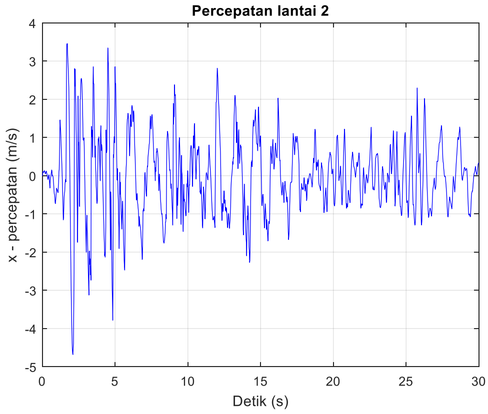
Dimana, massa m1 = 8.163265,m2=13.06122 dan m3 = 13.06122. Untuk Kekakuan, k1 = 634.8581, k2= 1176.1531 dan k3= 1027.3102

Solusi dari kasus diatas diselesaikan dengan metode newmark, sebagai berikut:

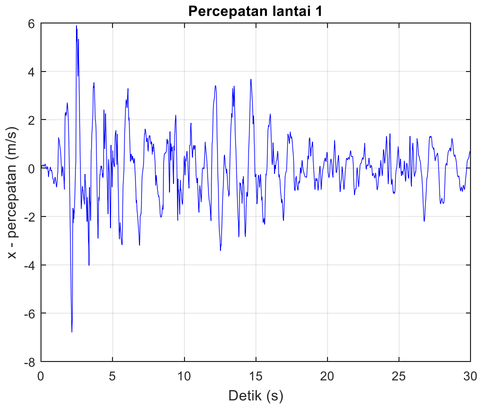
1. **Percepatan**



Gambar 3.2 Percepatan lantai 3

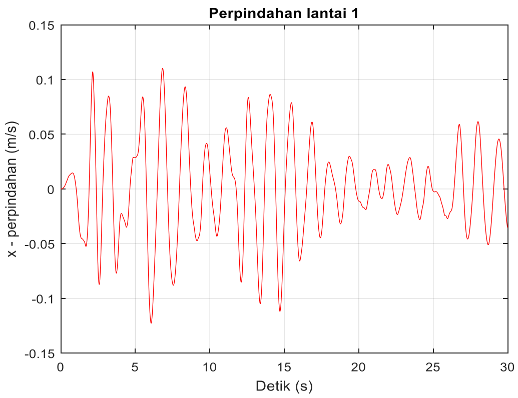


Gambar 3.3 Percepatan lantai 2

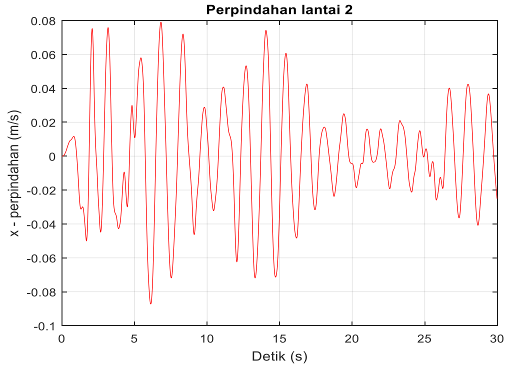


Gambar 3.4. Percepatan lantai 1

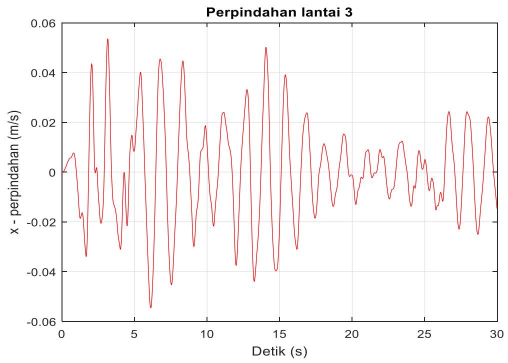
2. Perpindahan



Gambar 3.5. Perpindahan lantai 1



Gambar 3.6 Perpindahan lantai 2



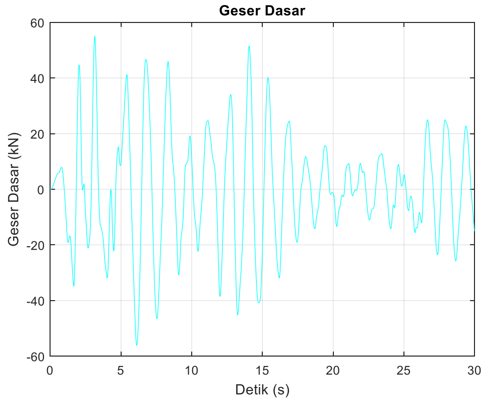
Gambar 3.7 Perpindahan lantai 3

3. Momen Guling

Gambar 3.8 Momen Guling

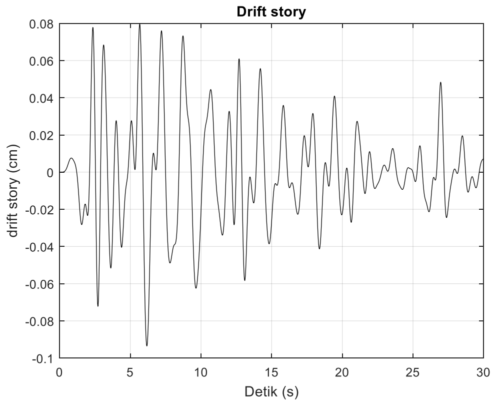
B A T A S
Jurnal Bidang Aplikasi Teknik Sipil dan Sains
Vol. 4, No.1, November 2024
P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

4. Geser dasar



Gambar 3.9 Geser dasar

5. Inter Story Drift



Gambar 3.10. Drift story

Dari grafik diatas diperoleh:
a) Displacement maksimum = 11.03 cm
b) Percepatan maksimum = 5,8 m/s
c) Momen guling = 470.584 kN.m
d) Geser dasar = 55.003 kN
e) Drift story = 5.36 cm

Untuk kasus 2, diketahui massa portal ditambah 2 kali sedangkan kekakuan tetap dengan cara yang sama diperleh :
a) Displacement maksimum = 21.43 cm
b) Percepatan maksimum = 4.83 m/s
c) Momen guling = 918.35 kN.m
d) Geser dasar = 117.48 kN
e) Drift story = 8.47cm

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

Untuk kasus 3, diketahui kekakuan portal lantai dasar ditambah 2 kali lipat sedangkan kekakuan tetap dengan cara yang sama diperleh :

a) Displacement maksimum = 18.39 cm
b) Percepatan maksimum = 5.7717 m/s
c) Momen guling = 1024.5 kN.m
d) Geser dasar = 110.81 kN
e) Drift story = 7.98 cm

Tabel 3.1 Rekapitulasi Perpindahan, percepatan, momen gulin, geser dasar dan drift story.

Kasus	Perpindahan (cm)	Percepatan (m/s2)	Momen guling (kNm)	Geser dasar (kN)	Simpangan antara tingkat
I	11.03	5,80	470.584	55.003	5.36
II	21.43	4.83	918.35	117.48	8.47
III	18.39	5.77	1024.5	110.81	7.98

Pembahasan

Berdasarkan tabel 1 diperoleh, apabila massa dilipatkan 2 kali maka terlihat displacement akan meningkat (11.03 cm menjadi 21.43 cm) Simpangan antara tingkat juga meningkat.Untuk kasus III, jika kekakuan dilipatkan 2 kali maka displacement menurun menjadi 18.39 cm. Simpangan antara tingkat juga menurun menjadi 7.98 cm. Hal ini menunjukkan bahwa displacement atau perpindahan berbanding terbalik dengan kekakuan dan berbanding lurus dengan massa sistem.

4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis diatas dapat ditarik beberapa kesimpulan penting yaitu:

- Dalam menganalisis struktur bangunan akibat gempa yang terpenting adalah menentukan nilai yang maksimum dari displacement, percepatan dan kecepatan. Akselerasi adalah penting untuk menentukan intensitas dari pengaruh gerakan pada struktur.
- Dari hasil pembahasan memperlihatkan bahwa struktur yang dimodelkan denganmeningkatkan massa dan kekakuan tetap, displacement maksimum akan mingkat. hal ini menunjukkan bahwa massa berbanding lurus dengan displacement dan berbanding terbalik kekakuan struktur.

Untuk massa tetap, displacement maksimum akan menurun pada saat kekakuan sistem ditingkatkan, hal ini menunjukkan bahwa kekakuan berbanding terbalik dengan displacement struktur

P-ISSN 2809-2473 | E-ISSN 2809-2562

DAFTRA PUSTAKA

[1] Yoyong Arfiadi, 2016."*Analisis Struktur dengan Program Matlab dan FreeMat*",Cahaya Atma Pustaka

[2] Widodo, (2001). "*Respon Dinamik Struktur Elastik*", UII Press.

[3] Chopra, A.K., (1995). "*Dynamics of Structures, Theory and Application to Earthquake Engineering"*, Prentice-Hall, Englewood clifft, NJ

[4] Thomas Wahyu Dwi Hatanto dan Y.Wahyu Agung Prasetyo (2002)." *Analisis dan Desain sistem kontrol dengan Matlab"* Andi Yogyakarta

[5] Larry J. Segerlind, 1984."*Applied Element analysis*",John Wiley and Sons. Inc.
.