

BAB 2 DASAR TEORI

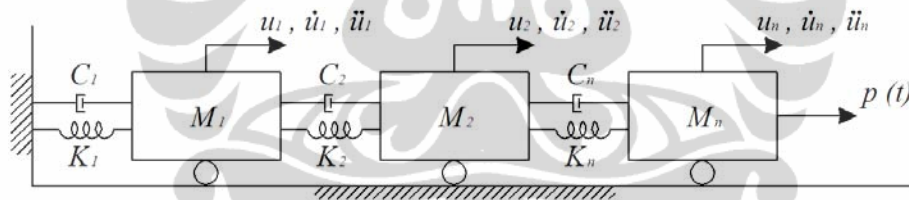
2.1 Teori Dinamika Struktur

2.1.1 Analisa Riwayat Waktu Non Linear

Analisa Riwayat waktu digunakan untuk menganalisa respons dinamik struktur yang menerima beban yang berubah-ubah terhadap waktu. Persamaan dinamik dari struktur seperti ini ditunjukkan dengan:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = \{p(t)\} \quad (2.1)$$

Dimana $[M]$ adalah matriks massa struktur; $[C]$ adalah matriks redaman struktur; $[K]$ adalah matriks kekakuan struktur; $u(t)$ adalah simpangan yang berubah terhadap waktu; $\dot{u}(t)$ adalah kecepatan yang berubah terhadap waktu; $\ddot{u}(t)$ adalah percepatan dari struktur yang berubah terhadap waktu; dan $p(t)$ adalah vektor gaya yang bekerja pada struktur yang berubah terhadap waktu.



Gambar 2.1 Sistem Massa – Kekakuan - Redaman

Dari persamaan dinamik (2.1) di atas, dapat dilihat bahwa elemen penting dari suatu struktur adalah Massa (M), Redaman (C), dan Kekakuan (K) struktur. Gambar 2.1 menggambarkan model sistem Massa-Kekakuan-Redaman untuk struktur dengan banyak derajat kebebasan. Nilai M , C , dan K terbentuk dalam sebuah matriks yang mewakili bentuk dan sistem struktur. Untuk struktur sederhana dan beraturan biasanya matriks M akan tersusun seperti berikut :

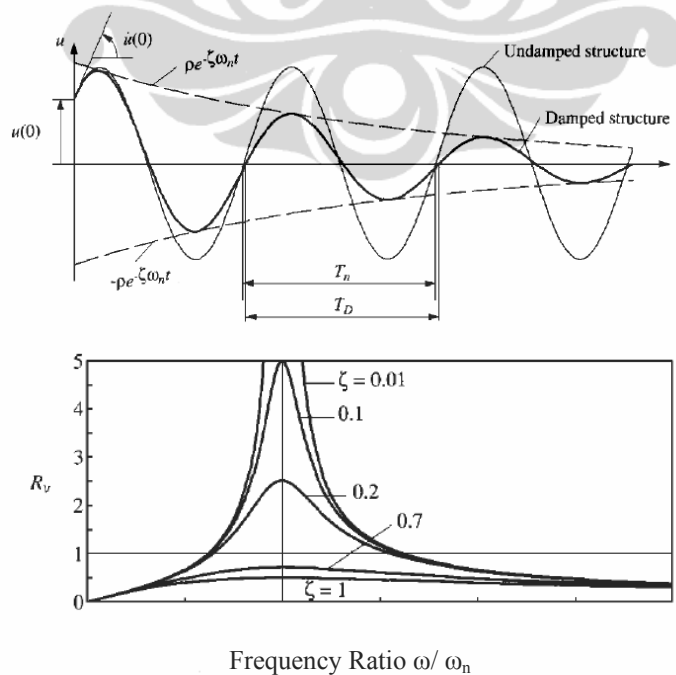
$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ \dots & \dots & \ddots & \vdots \\ \dots & \dots & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

Sedangkan matrix K untuk struktur sederhana dan beraturan biasanya akan terbentuk seperti berikut:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_2 + k_3 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & \ddots & \vdots \\ \dots & \dots & \dots & k_n \end{bmatrix}$$

Dengan 1, 2,..., n adalah tingkat ke-, pada struktur dengan banyak derajat kebebasan. Pada umumnya nilai pada matriks $[M]$ dan $[K]$ akan mengisi diagonal matriks, seperti pada contoh matriks di atas.

Sedangkan nilai C pada struktur akan berpengaruh pada bagaimana struktur menyerap energi yang bekerja pada struktur. Hal ini ditunjukkan oleh simpangan yang terjadi pada struktur tersebut. Semakin kecil redaman struktur, semakin besar simpangan yang terjadi. Begitu juga sebaliknya, semakin besar redaman struktur, semakin kecil simpangan yang terjadi. Gambar 2.2 menunjukkan bagaimana redaman struktur mempengaruhi simpangan struktur. Nilai C pada dasarnya akan berkerja efektif pada daerah resonansi struktur saja, selebihnya besarnya nilai C tidak akan memberikan efek yang sangat signifikan.



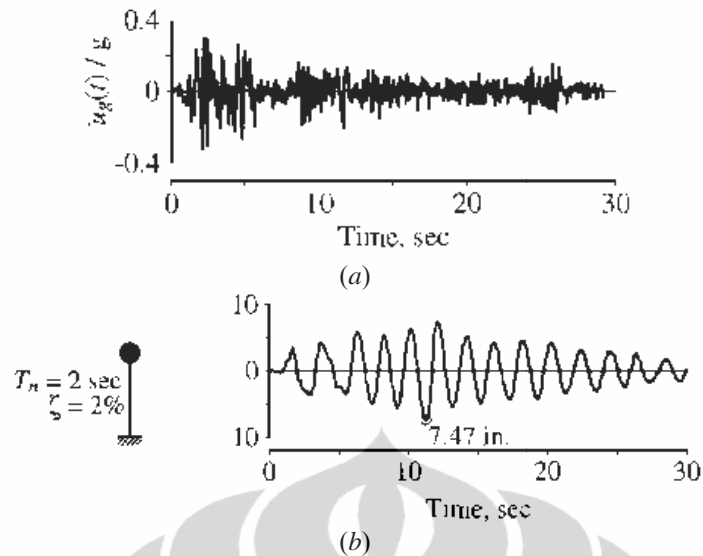
Gambar 2.2 Grafik Lendutan Terhadap Waktu Dengan Efek Redaman (ξ)

Ada beberapa pilihan tipe Analisa Riwayat waktu yang dapat digunakan.

- 1) Linear atau Non-Linear. Dibedakan terhadap sifat struktur. Struktur Linear berarti sifat struktur tersebut (Massa, Redaman, Kekakuan) tidak akan berubah terhadap waktu. Sedangkan Struktur Non-Linear berarti sifat struktur tersebut (Massa, Redaman, Kekakuan) dapat berubah pada saat/ waktu tertentu.
- 2) Transien atau Periodik. Analisa Transien terjadi jika beban yang diberikan memiliki waktu yang dibatasi, dengan kata lain beban berhenti pada waktu tertentu. Sedangkan analisa Periodik terjadi jika beban yang diberikan berulang-ulang dengan batas waktu yang tidak ditentukan.
- 3) Modal Analysis atau Direct-integration. Ada dua tipe metode penyelesaian, masing metode mempunyai kelebihan dan kekurangan. Tetapi pada dalam keadaan yang ideal, kedua metode ini memberikan hasil yang kurang lebih sama.

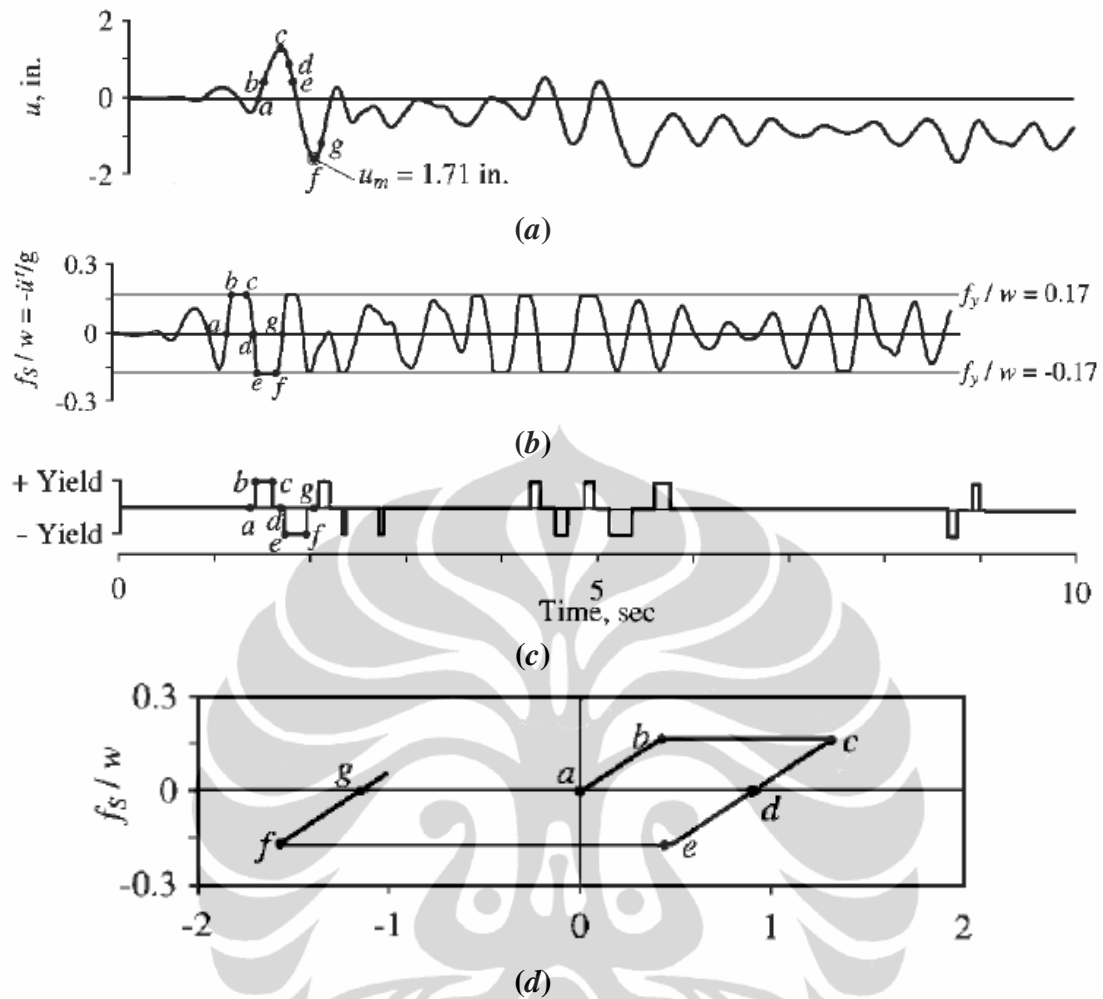
2.1.1.1 Linear Dan Non-Linear

Struktur Linear adalah struktur yang tidak mengalami perubahan Massa (M), Redaman (C), dan Kekakuan (K) dalam kondisi apapun. Analisa dalam kondisi ini biasanya digunakan dengan asumsi bahwa struktur direncanakan selalu berada dalam kondisi elastis, atau sifat struktur dapat kembali ke posisi awal setelah diberikan beban tertentu. Dapat dilihat pada Gambar 2.3, sebuah struktur SDoF yang bersifat linear diberikan beban percepatan gempa. Simpangan akhir, setelah beban berhenti bekerja, kembali ke keadaan awal.



Gambar 2.3 Perilaku Struktur Linear (a) Percepatan Gempa; (b) Lendutan Struktur SDOF Linear Yang Diberikan Beban Percepatan Gempa

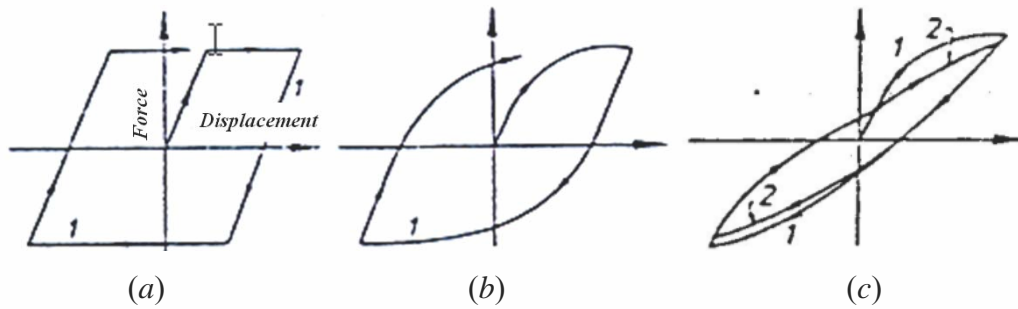
Sedangkan struktur Non-Linear adalah struktur yang mengalami perubahan Massa (M), Redaman (C), dan Kekakuan (K) pada kondisi tertentu. Struktur akan berubah sifat setelah melewati batasan tertentu. Analisa seperti ini sangat membantu para perencana untuk memahami bagaimana sifat suatu struktur setelah melewati batas elastisnya dan sampai seberapa kuat struktur tersebut dapat bertahan. Nilai rasio perbandingan titik hancur struktur dengan titik pertama kali leleh struktur disebut dengan daktilitas (μ). Gambar 2.4 menunjukkan perilaku struktur Non-Linear bila diberikan beban tertentu. Dapat dilihat bahwa pada kondisi tertentu gaya yang bekerja melebihi kemampuan gaya elastis struktur. Simpangan akhir, setelah beban berhenti bekerja, tidak kembali ke keadaan awal.



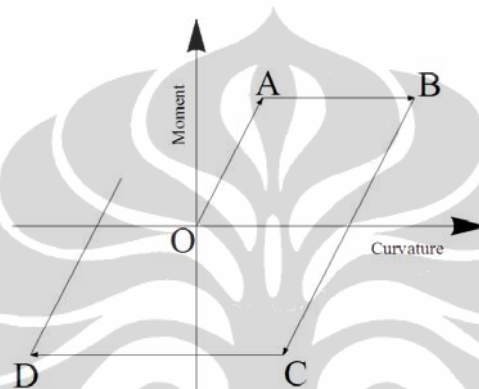
Gambar 2.4 SDoF Non-Linear (a) Simpangan; (b) Gaya Yang ditahan; (c) Interval Waktu Pelelehan; (d) Grafik Hubungan Gaya-Simpangan

Kemampuan sebuah struktur atau komponen untuk menahan respon inelastik, termasuk lendutan terbesar dan menyerap energi, disebut daktilitas. Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi tegangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*). Hubungan daktilitas ditunjukkan dengan:

$$\mu_{\Delta} = \frac{u_{\max}}{u_{\text{yield}}}, \text{ atau } \mu_{\phi} = \frac{\phi_{\max}}{\phi_{\text{yield}}}, \text{ atau } \mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_{\max}}{\epsilon_{\text{yield}}}$$



Gambar 2.5 *Hysteretic Loop* (a) Ideal elastoplastis ; (b) Beam Plastic Hinge ; (c) Column Plastic Hinge



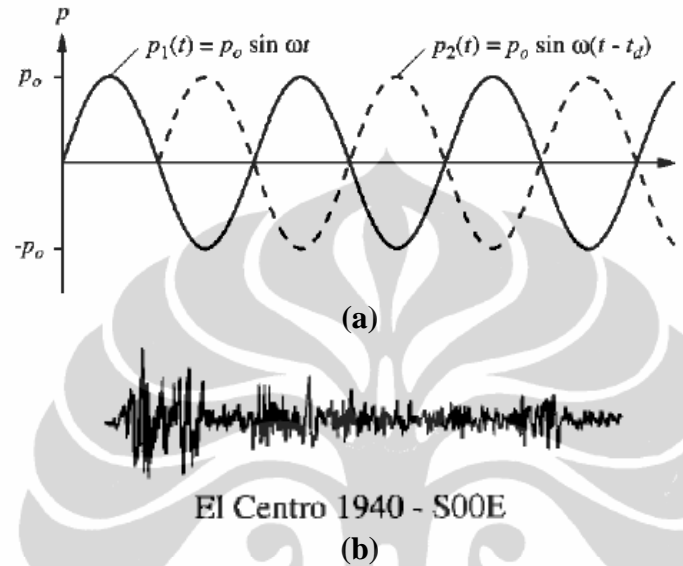
Gambar 2.6 Idealized Moment - Curvature Hysteretic Loop

Gambar 2.5 menunjukkan gambar *hysteretic loop* yang terjadi pada elemen. Gambar 2.6 menunjukkan hubungan antara moment dan curvature yang sudah disederhanakan pada elemen struktur. Daerah O-A menunjukkan dimana elemen masih dalam keadaan elastis. A adalah titik dimana terjadi pelelehan elemen (ϕ_{yield}). A-B adalah masa dimana struktur hanya menahan beban gempa dengan respon inelastis saja. B adalah titik dimana elemen struktur mencapai respon maksimum (ϕ_{max}) dan masuk kedalam respon elastis negatif. Siklus ini terus berulang sampai elemen melewati batas kemampuannya.

2.1.1.2 Transien Dan Periodik

Analisa Transien terjadi jika beban yang diberikan memiliki waktu yang dibatasi, dengan kata lain beban berhenti pada waktu tertentu. Sedangkan analisa Periodik terjadi jika beban yang diberikan berulang-ulang dengan batas waktu yang tidak ditentukan.

Contoh bentuk beban riwayat waktu yang bisa diambil adalah beban percepatan gempa dan beban percepatan sinusoidal. Beban gempa atau sinusoidal ini ditampilkan dalam bentuk percepatan. Percepatan yang diterjadi, akan diaplikasikan sebagai beban yang bekerja pada struktur tersebut. Gambar 2.7 menunjukkan contoh beban Sinusoidal dan beban Percepatan Gempa.



Gambar 2.7 Beban Transien Dan Periodik (a) Beban Sinusoidal; (b) Beban Percepatan El-Centro

2.1.1.3 Modal Analysis Dan Direct Integration

A. Modal Analisis

Penyelesaian problem dinamik yang non-linear dapat diselesaikan dengan menggunakan metode modal analisis. Metode yang digunakan oleh program SAP2000[®] adalah Fast Nonlinear Analysis (FNA) yang dikembangkan oleh Wilson (Ibrahimbegovic and Wilson, 1989; Wilson, 1993). Secara umum persamaan nonlinear yang digunakan pada metode ini ditunjukkan sebagai berikut:

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K_L]u(t) + \{p_N(t)\} = \{p(t)\} \quad (2.2)$$

Dimana $[M]$ adalah matriks diagonal massa, $[C]$ adalah matriks redaman proporsional, $[K_L]$ adalah matriks kekakuan elemen linear, $\{p_N\}$ adalah vektor gaya dari keadaan non-linear, $\{p\}$ adalah vektor gaya, dan u, \dot{u}, \ddot{u} adalah simpangan, kecepatan, dan percepatan.

Untuk keperluan analisis, kekakuan efektif linear harus ditentukan pada setiap titik derajat kebebasan elemen yang non-linear. Nilai kekakuan efektif pada

elemen non-linear sangat beragam, tetapi variasinya akan berada pada nol sampai nilai maksimum kekakuan non-linear. Sehingga persamaan (2.2) dapat ditulis sebagai berikut :

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K] u(t) = \{p(t)\} - \{p_N(t)\} - [K_L] u(t) \quad (2.3)$$

Dimana $K = K_L + K_N$, dimana K_L adalah kekakuan semua elemen linear dan K_N adalah kekakuan efektif untuk semua elemen non-linear.

Penjelasan modal superposisi dari metode Modal Analysis adalah sebagai berikut:

- Karakteristik modal

Untuk mencari karakteristik modal dapat menggunakan analisa *Eigen-vector* ataupun metode *Ritz-vector*. Disini akan dijelaskan bagaimana mendapatkan karakteristik modal dengan analisa Eigen-vector, tetapi pada program SAP2000[®] disarankan penggunaan analisa Ritz-vector.

Persamaan getaran bebas tak teredam dari sebuah struktur dengan gaya luar yang bekerja $P(t)=0$ dan struktur tidak teredam ($C = 0$), dapat ditulis sebagai berikut:

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (2.4)$$

Untuk menyelesaikan persamaan diatas, maka diambil persamaan lendutan sebagai berikut:

$$U(t) = Q_n(t)\phi_n \quad (2.5)$$

dimana: $Q_n(t)$ = Lendutan yang bervariasi terhadap waktu secara harmonik

ϕ_n = Vektor fungsi bentuk yang tidak bervariasi terhadap waktu

Fungsi $Q_n(t)$ merupakan fungsi lendutan harmonik sederhana yaitu:

$$Q_n(t) = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t) \quad (2.6)$$

dimana A_n dan B_n adalah konstanta integrasi yang dapat dihitung berdasarkan kondisi awal. Dengan mengkombinasikan persamaan (2.5) dan (2.6) serta mensubstitusikannya ke dalam persamaan (2.4), maka akan diperoleh persamaan berikut:

$$\left[-\omega_n^2 M \phi_n + K \phi_n \right] Q_n(t) = 0 \quad (2.7)$$

Solusi trivial dari persamaan diatas saat $Q_n(t)=0$ akan menghasilkan $U(t)=0$ yang berarti tidak ada pergerakan dalam struktur. Solusi non trivial persamaan diatas adalah sebagai berikut:

$$\left(-\omega_n^2 M + K\right)\phi_n = 0 \quad (2.8)$$

$$\det\left[-\omega_n^2 M + K\right] = 0 \quad (2.9)$$

$$\det\left[K - \lambda_n M\right] = 0 \quad (2.10)$$

dimana $\lambda_n = \omega_n^2$ merupakan *eigenvalue*.

Penyelesaian persamaan polinomial ini akan menghasilkan N akar real dan positif untuk masing-masing λ_n , karena matriks massa dan matriks kekakuan struktur merupakan matriks simetris dan definitif positif. Akar-akar real ini akan menghasilkan n buah frekuensi getar alami yang disebut sebagai nilai eigen dimana $\lambda_1 \leq \lambda_2 \leq \lambda_3 \leq \dots \leq \lambda_n$. Jika nilai eigen tersebut dimasukkan ke dalam persamaan (2.5), maka akan diperoleh N buah vektor independen ϕ_n , yang dikenal sebagai eigen vektor atau pola getar alami.

➤ Persamaan modal

Persamaan kesetimbangan dinamik non-linear yang dipakai adalah persamaan (2.3) merupakan persamaan yang berhubungan (*coupled equation*) sehingga harus ditransformasikan menjadi persamaan yang tidak saling berhubungan (*uncoupled equation*) dengan mensubstitusikan persamaan (2.4) ke persamaan (2.3), sehingga:

$$M\phi_n \ddot{Q}_n + C\phi_n \dot{Q}_n + K\phi_n Q_n = P(t) - [P_N(t) - K_N u(t)] \quad (2.11)$$

Dengan mengalikan persamaan diatas dengan ϕ_n^T , maka:

$$\phi_n^T M \phi_n \ddot{Q}_n + \phi_n^T C \phi_n \dot{Q}_n + \phi_n^T K \phi_n Q_n = \phi_n^T P(t) - \phi_n^T [P_N(t) - K_N u(t)] \quad (2.12)$$

Karena sifat ortogonalitas, maka setiap elemen penjumlahan akan hilang kecuali $r = n$, sehingga persamaan (2.12) dapat disederhanakan menjadi:

$$M_n \ddot{Q}_n + C_n \dot{Q}_n + K_n Q_n = P_n(t) - P_{Nn}(t) \quad (2.13)$$

dimana:

- $M_n = \phi_n^T M \phi_n$
- $C_n = \phi_n^T C \phi_n$
- $K_n = \phi_n^T K \phi_n$
- $P_n(t) = \phi_n^T P(t)$
- $P_{Nn}(t) = \phi_n^T [P_N(t) - K_N u(t)]$

B. Direct Integration

Berbeda dengan metode analisa Modal yang menggunakan modal superposisi, metode analisa Direct Integration dilakukan dengan menggunakan *time stepping*. Keuntungan yang metode ini adalah :

- Redaman pada setiap modal dapat diperhitungkan dengan baik.
- Gaya kejut dan gelombang yang memungkinkan memerlukan jumlah modal yang banyak dapat lebih mudah dianalisa dengan menggunakan metode direct integration.

Ketergantungan metode ini terhadap ukuran time-stepping kadang kala dapat menjadi kelemahan metode ini. Semakin kecil ukuran time-stepping yang digunakan maka hasil yang didapat akan semakin bagus, hanya saja dengan jumlah time-stepping yang semakin banyak akan menambah waktu perhitungan metode ini.

Ada beberapa metode Direct Integration yang biasa digunakan, antara lain :

- Metode Newmark
- Metode Wilson
- Metode Collocation
- Metode Hilber-Hughes-Taylor
- Metode Chung - Hulbert

Pada penelitian ini digunakan metode Newmark sebagai penyelesaian analisa. Metode Integrasi Numerik Newmark adalah metode waktu bertahap (*time-stepping Methods*) yang mempunyai persamaan dasar seperti dibawah ini,

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma \cdot \Delta t) \ddot{u}_{i+1} \quad (2.14)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1} \quad (2.15)$$

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 $\frac{1}{2}$ dan $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ tergantung dari cara pandang, termasuk ketepatan. Dua jenis metode Newmark yang sering digunakan adalah :

– Metode Percepatan Rata-Rata (*average acceleration*)

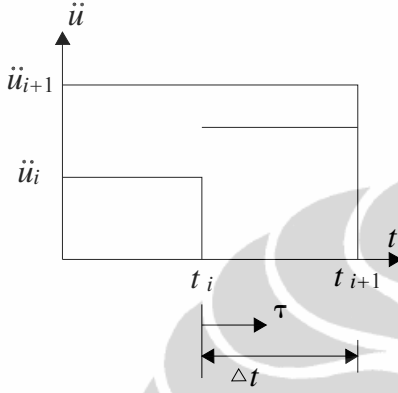
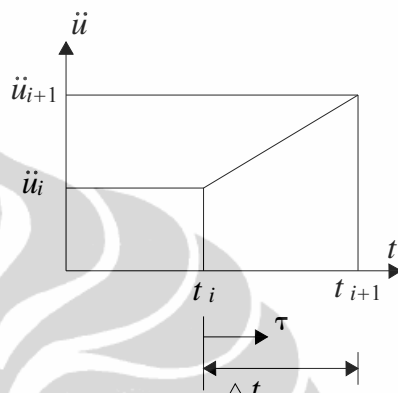
Pada metode percepatan rata-rata diasumsikan bahwa percepatan yang terjadi adalah percepatan yang telah dirata-ratakan. Sehingga tidak ada perubahan percepatan di setiap waktunya ($\ddot{u}(t_i) = \ddot{u}(t_{i+n})$).

– Metode Percepatan Linier (*linear acceleration*)

Pada Metode percepatan linear, percepatan yang digunakan terus berubah berdasarkan waktu. Sehingga membentuk sebuah grafik linear.

Untuk melihat perbedaan pada kedua metode ini, Tabel 2.1 dapat membantu untuk membandingkannya.

Tabel 2.1 Average Acceleration dan Linear Acceleration Methods

| Average Acceleration | Linear Acceleration |
|---|--|
|  |  |
| $\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$ | $\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$ |
| $\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$ | $\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$ |
| $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$ | $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$ |
| $u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$ | $u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \ddot{u}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$ |

Untuk mendapatkan bentuk non-linearitas yang bagus, metode Newmark akan ditambahkan dengan metode Newton-Raphson. Metode Newton-Raphson merupakan salah satu metode yang paling cepat dalam mencapai konvergensi untuk penyelesaian persamaan non-linear. Persamaan dasar yang digunakan adalah

$$R_{n+1} = R(u_{n+1}) = P(u_{n+1}) - f = 0 \quad (2.16)$$

Persamaan tersebut dapat dinyatakan dalam ekspansi deret Taylor dengan mengambil dua suku pertamanya yaitu

$$R(u_{n+1}^{i+1}) \approx R(u_{n+1}^i) + \left(\frac{\partial R}{\partial u}\right)_{n+1}^i \delta u_n^i \quad (2.17)$$

Dimana i merupakan hitungan integrasi yang dimulai dari

$$u_{n+1}^i = u_n \quad (2.18)$$

Dan

$$\frac{\partial R}{\partial u} = \frac{\partial P}{\partial u} = K_T \quad (2.19)$$

Dengan K_T adalah matriks Jacobian atau dalam struktur dikenal sebagai matriks kekakuan yang berhubungan dengan arah tangensial. Dengan mendistribusikan persamaan di atas, maka diperoleh

$$K_T^i \delta u_n^i = -R_{n+1}^i \quad (2.20)$$

$$u_{n+1}^{i+1} = u_n + \Delta u_n^i = u_{n+1}^i + \delta u_n^i \quad (2.21)$$

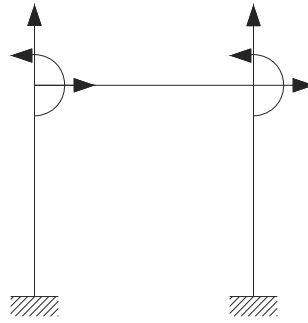
$$\Delta u_n^i = \sum_{k=1}^i \delta u_n^k \quad (2.22)$$

2.2 Sistem Struktur

2.2.1 Portal

Struktur yang pada umumnya pasti akan menggunakan sistem portal. Portal terdiri dari tiga elemen, yaitu balok, kolom, dan lantai penahan. Titik dimana ketiga elemen tersebut bertemu disebut sambungan kaku (*Rigid Joint*). Sistem struktur portal digunakan bila beban gravitasi lebih dominan dari pada beban lateral akibat gaya gempa dan angin. Sistem struktur portal terdiri dari elemen-elemen balok dan kolom yang saling terhubung pada sambungan yang kaku.

Suatu portal mempunyai elemen-elemen yang dihubungkan pada nodal-nodalnya. Struktur portal lentur 2D (dua dimensi) memiliki tiga derajat kebebasan, *Degree of Freedom (DoF)*, untuk setiap nodal, yaitu *displacement* horizontal, vertikal, dan rotasi (2 *DoF* translasi dan 1 *DoF* rotasi). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.8



Gambar 2.8 Derajat kebebasan pada Portal

Model struktur dengan tingkat yang tinggi atau yang memiliki lantai yang banyak, tentunya akan memiliki kesulitan dalam memodelisasikan *DoF* yang ada. Jika setiap nodal memiliki 3 *DoF* dan setiap lantai memiliki nodal yang sama, maka untuk mempermudah pekerjaan dapat digunakan metode penyederhanaan *Rayleigh Ritz*.

a. Massa

Massa menimbulkan gaya inersia pada struktur portal. Matriks massa pada struktur portal dapat diformulasikan ke dalam dua bentuk matriks Massa Konsisten (*Consistent Mass Matrix*) dan matriks Massa Tergumpal (*Lumped Mass Matrix*).

b. Kekakuan

Matriks kekakuan elemen menghubungkan gaya dan perpindahan pada koordinat lokal nodal elemen, sedangkan matriks kekakuan sistem menghubungkan gaya dan perpindahan pada koordinat global nodal sistem. Sifat matriks kekakuan sistem yang diperoleh adalah simetris dan mempunyai jalur suku yang tidak sama dengan nol (*Banded Matrix*).

c. Redaman

Terdapat dua jenis redaman yang dapat digunakan digunakan untuk menformulasikan redaman struktur, yaitu : redaman viskos (*Viscous Damping*) dan redaman kekakuan kompleks (*Complex Stiffness Damping*). Redaman viskos memberikan formulasi yang mudah apabila dibandingkan dengan formulasi redaman kekakuan kompleks, tetapi tidak memberikan gambaran yang sebenarnya dari redaman struktur (terutama dalam definisi kehilangan energi per siklus yang bergantung kepada frekuensi respon). Sedangkan redaman kekakuan kompleks

memberikan formulasi yang sulit, tetapi lebih menggambarkan keadaan redaman pada struktur.

2.2.2 Portal Dengan Pengisi Dinding Bata

Seperti yang sudah disebutkan sebelumnya bahwa keberadaan dinding pengisi bata pada struktur portal akan menambah kekakuan lateral portal. Kekakuan lateral portal dapat menambah kekuatan portal dalam menahan gaya gempa yang diterima portal. Dinding pengisi dapat memberikan keuntungan terhadap perilaku portal, tetapi juga dapat memberikan kerugian jika konfigurasi dinding pengisi tidak dalam posisi yang menguntungkan struktur.

Kegagalan pada dinding pengisi bata disebabkan karena dinding bata menerima gaya yang melebihi kapasitas dinding pengisi bata. Gaya yang bekerja pada dinding bata dibagi atas 2 jenis gaya berdasarkan arah kerja.

1. Gaya tegak lurus dinding (*out plane failure*)

Gaya yang bekerja dari arah tegak lurus dinding yang dapat menyebabkan keruntuhan menyeluruh dinding (Gambar 2.9(b)). Dinding pengisi bata mempunyai kemampuan yang sangat kecil untuk menahan gaya seperti ini.

2. Gaya sejajar dinding (*in plane failure*)

Gaya yang bekerja dari arah sejajar dinding yang menimbulkan geser pada dinding dan menyebabkan keruntuhan sebidang dinding pengisi (Gambar 2.9(a)). Dinding pengisi bata mempunyai kemampuan yang lebih baik dalam menahan gaya dari arah ini.

Tipe kegagalan pada dinding pengisi bata dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Kegagalan tarik dari kolom yang tidak kuat menahan tarik akibat momen.
2. Kegagalan geser antar dinding sepanjang adukan (sambungan bata) dalam arah horizontal sepanjang dinding.
3. Retak sepanjang diagonal dinding bata karena tarik.
4. Kegagalan tekan pada arah diagonal dinding bata.
5. Kegagalan fleksural dan geser pada kolom.

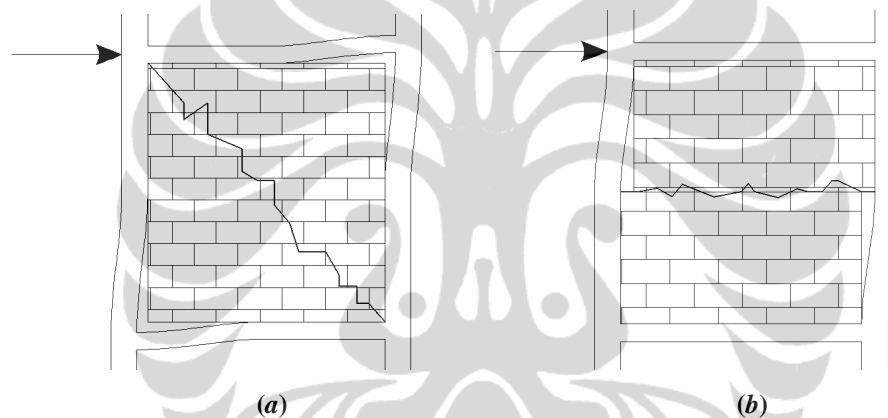
Kegagalan dalam bidang pada struktur portal dengan dinding bata sebagai pengisi akan menimbulkan dua tipe pola retak pada dinding pengisi, yaitu:

1. Retak sepanjang diagonal dinding

Retak ini disebabkan oleh strut diagonal dinding bata tidak dapat menahan tekan, sedangkan strut diagonal yang lain mengalami tarik. Hal ini menyebabkan dinding terpisah pada diagonal tekannya.

2. Retak horizontal sepanjang dinding

Retak ini disebabkan adanya gaya lateral yang besar pada struktur yang menyebabkan adanya perpindahan yang besar pada ujung atas dinding bata, sehingga terjadi pergeseran antara dinding bagian atas dan bagian bawah yang menimbulkan pergeseran horizontal pada mortar yang lemah.

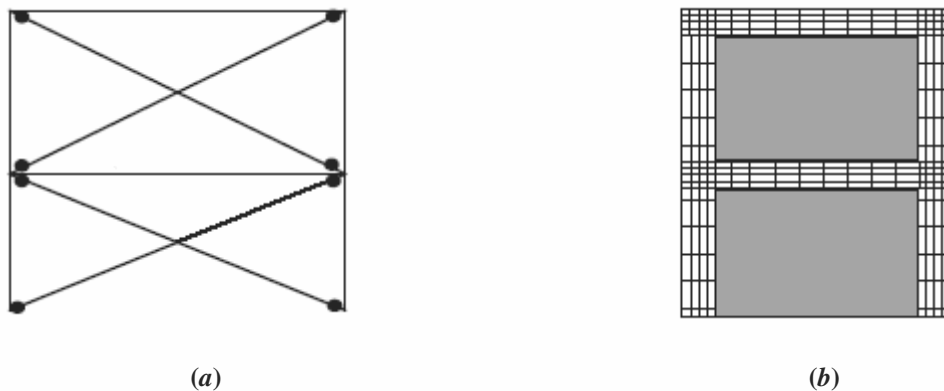


Gambar 2.9 Pola Keretakan Dinding Pengisi Bata

Pemodelan dinding pengisi bata pada struktur portal dapat dilakukan dalam dua cara (Gambar 2.10), yaitu :

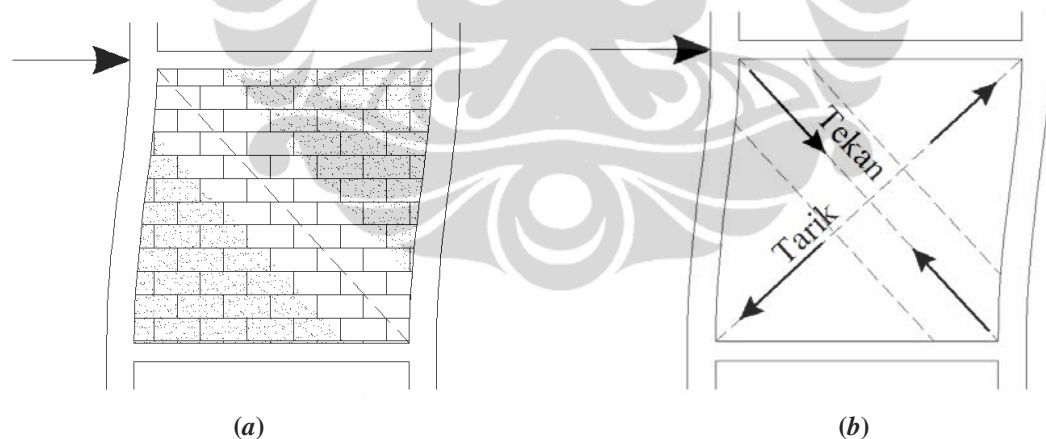
1. *Diagonal Compression Strut*
2. *Continuum Model*

Kedua model ini memiliki kekurangan dan kelebihan masing-masing. *Diagonal Compression Strut* memodelkan kekakuan ekuivalen nonlinear dinding pengisi bata dengan menggunakan batang tekan diagonal sehingga dengan metode seperti ini akan mempermudah analisa perhitungan, tetapi model seperti ini akan tidak efektif jika terdapat bukaan pada dinding pengisi. Sedangkan dengan model *Continuum Model*, masalah bukaan pada dinding pengisi dapat dimodelkan dengan mudah, tetapi dengan model seperti ini diperlukan bantuan program finite element.



Gambar 2.10 Model Dinding Pengisi Bata (a) *Diagonal Compression Strut* (b) *Continuum Model*

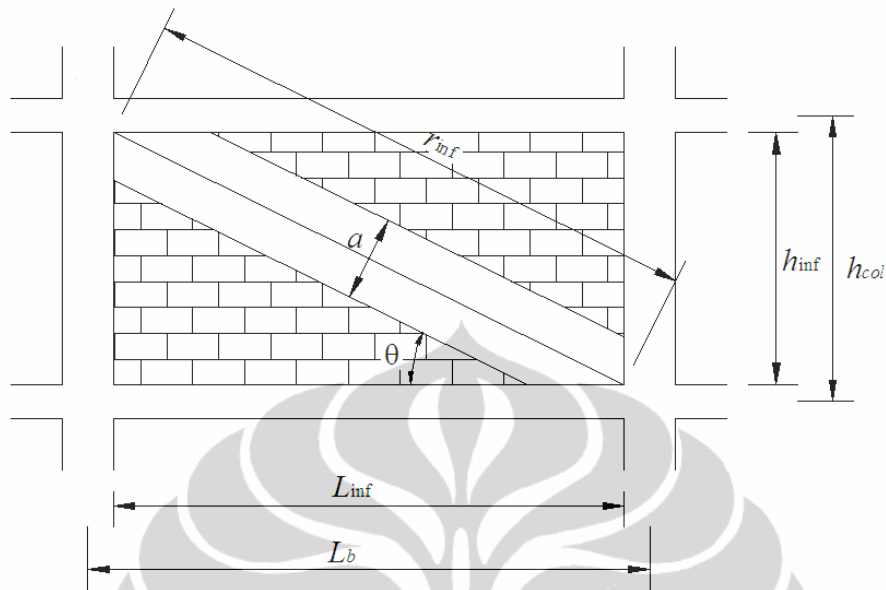
Memodelkan dinding pengisi bata pada portal tidak semudah seperti menambahkan kekakuan dinding pengisi pada struktur portal, tetapi perencana harus mengerti sifat dinding pengisi dinding bata. Jika struktur portal dengan dinding pengisi bata diberikan gaya lateral sebidang dinding (*in-plane*), maka gaya lateral tersebut akan disalurkan searah diagonal dinding pengisi bata (Gambar 2.11). Gaya lateral tersebut dapat diterjemahkan sebagai gaya tekan pada diagonal dinding. Begitu juga pada diagonal sebaliknya, gaya tarik akan bekerja pada arah yang berlawanan.



Gambar 2.11 Perilaku Dinding Pengisi Bata

Kemampuan dinding pengisi bata dianggap hanya mampu menahan gaya tekan saja. Gaya tarik yang bekerja pada dinding dianggap tidak ada karena kemampuan dinding pengisi bata menerima gaya tarik sangat kecil. Diagonal compression strut dihubungkan dengan titik balok-kolom (*Beam-Column Joint*) dengan batasan bahwa tidak ada moment yang tersalurkan kedalam dinding

pengisi bata (*Moment-free*), sehingga asumsi dinding bata hanya mampu menerima gaya tekan terpenuhi.



Gambar 2.12 Diagonal Compression Strut Model

Kekakuan dan kekuatan dari Diagonal Compression Strut didapat dengan mengikuti nilai yang disarankan oleh FEMA 356. Lebar ekuivalen dari compression strut ditunjukkan sebagai berikut:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2.23)$$

Dimana,
$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2.24)$$

dan
$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right) \quad (2.25)$$

a = Lebar ekuivalen strut

h_{col} = Tinggi kolom

r_{inf} = Jarak bersih diagonal dinding pengisi bata

E_{me} = Modulus elastisitas dinding pengisi

t_{inf} = Tebal strut atau dinding pengisi bata

E_{fe} = Modulus elastisitas portal

I_{col} = Moment inersia kolom

h_{inf} = Tinggi bersih dinding pengisi bata

L_{inf} = Lebar bersih dinding pengisi bata

Sehingga kekakuan diagonal compression strut dapat diambil:

$$K = a \times E_{me} \times t_{inf} \quad (2.26)$$

Sebagai tambahan, kegagalan tekan yang mungkin terjadi pada model strut sesuai dengan FEMA 356 ditunjukkan dengan persamaan dibawah ini:

$$R_c = a \times t_{inf} \times f'_{me90} \quad (2.27)$$

Dimana,

R_c = Kekuatan tekan strut

f'_{me90} = Kuat tekan dinding pengisi bata yang diharapkan,
atau sebesar 50% f'_{me}

2.2.2.1 Karakteristik Pasangan Bata Merah

Pasangan bata merupakan unit bata yang dilekatkan satu dengan lain dengan menggunakan adukan campuran. Pasangan bata dapat menahan gaya tekan, tetapi tidak kuat dalam menahan gaya tarik. Karakteristik pasangan bata yang diberikan berikut ini mencakup Kuat Tekan dan Modulus Elastisitas.

A. Kuat Tekan Pasangan Bata

1. Berdasarkan Penelitian di Indonesia (Laboratorium Bahan Universitas Indonesia)¹

Tabel 2.2 Kuat Tekan Pasangan Bata Merah Berdasarkan Penelitian di Indonesia

| No. | Jenis Pasangan | Kuat Tekan (MPa) |
|-----|----------------------------|------------------|
| 1 | Tanpa Plesteran | 10.91 |
| 2 | Dengan Plesteran | 11.05 |
| 3 | Dengan Komprot + Plesteran | 10.88 |

2. Berdasarkan Standar Australia

Dinding bata yang tersusun dari unit bata selain AAC, nilai kuat tekan (f'_m) dihitung sebagai berikut:

$$f'_m = k_h \times f'_{mb}$$

$$f'_{mb} = k_m \times \sqrt{f'_{uc}}$$

¹ Arijoeni, Essy, *Report for Confirmation of Candidature: Performance Characteristic of Cikarang (Indonesia) Clay Brick Masonry Wall Panels Under Lateral Loading*, 2001.

k_h = Faktor yang menggambarkan penuh rasio tinggi bata dengan tebal mortar

$\sqrt{f'_{uc}}$ = Karakteristik kuat tekan *unconfined masonry unit* (MPa)

k_m = Faktor yang digunakan untuk menurunkan karakteristik kuat tekan tergantung pada jenis adukan dan tipe bedding

Tabel 2.3 Koefisien k_m Berdasarkan Australia

| Tipe Bedding | Jenis Adukan | Kuat Tekan Bata (MPa) | | | | | | | | K_m |
|--------------|--------------|-----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-------|
| | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 40 | >50 | |
| Penuh | M2 | 2.5 | 3.5 | 4.3 | 4.9 | 5.5 | 6.0 | 7.0 | 7.8 | 1.1 |
| Penuh | M3 | 3.1 | 4.4 | 5.4 | 6.3 | 7.0 | 7.7 | 8.8 | 9.9 | 1.4 |
| Penuh | M4 | 3.4 | 4.7 | 5.8 | 6.7 | 7.5 | 8.2 | 9.5 | 10.6 | 1.5 |

Tabel 2.4 Koefisien k_h Berdasarkan Standar Australia

| Rasio Tinggi Bata Dengan Tebal Adukan | 0 | 3 | 7.6 | 12 | >19 |
|---------------------------------------|---|-----|-----|------|-----|
| K_h | 0 | 0.6 | 1.0 | 1.15 | 1.3 |

3. Berdasarkan ASTM

$$f'_{mb} = X (400 + Y \cdot f'_b)$$

f'_m = Kuat tekan dinding bata merah (psi)

f'_b = Kuat tekan rata-rata unit bata merah (psi, maks 14000 psi)

X = Koefisien

X = 2/3 bila tanpa inspeksi

X = 1 bila dengan inspeksi

Y = Koefisien Mortar

Y = 0.2 untuk tipe mortar N

Y = 0.25 untuk tipe mortar S

Y = 0 untuk tipe mortar M

B. Modulus Elastisitas (E) Pasangan Bata

1. Berdasarkan Penelitian di Indonesia (Laboratorium Bahan Universitas Indonesia)

Tabel 2.5 Modulus Elastisitas Pasangan Bata Merah Berdasarkan Penelitian di Indonesia

| No. | Jenis Pasangan | E (MPa) |
|-----|----------------------------|-----------|
| 1 | Tanpa Plesteran | 2237.50 |
| 2 | Dengan Plesteran | 3201.86 |
| 3 | Dengan Komprot + Plesteran | 2135.80 |

2. Berdasarkan Standar Australia
Australia menetapkan modulus elastisitas pasangan bata merah berdasarkan durasi pembebanan, kuat tekan bata merah, dan tipe adukan.

Tabel 2.6 Modulus Elastisitas Bata Berdasarkan Standar Australia

| Kuat Tekan Bata Merah (MPa) | Tipe Adukan | Pembebanan Jangka Pendek (E_m) | Pembebanan Jangka Panjang (E_i) |
|-----------------------------|-------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| 30-May | M2 & M3 | $700 f'_m$ | $450 f'_m$ |
| >30 | M3 & M4 | $1000 f'_m$ | $660 f'_m$ |

3. Menurut ACI 530-95
ACI 530-95 menetapkan modulus elastisitas berdasarkan tipe adukan dan kuat tekan pasangan bata merah.

Tabel 2.7 Modulus Elastisitas Pasangan Bata Berdasarkan ACI 530-95

| Kuat Tekan Luas Bersih Pasangan Bata Merah (MPa) | E_m (Gpa) | | |
|--|---------------|---------------|---------------|
| | Adukan Tipe N | Adukan Tipe S | Adukan Tipe M |
| 82.7 atau lebih | 19 | 21 | 21 |
| 68.9 | 17 | 20 | 21 |
| 55.1 | 14 | 17 | 19 |
| 41.3 | 11 | 13 | 15 |
| 27.6 | 8 | 10 | 11 |
| 13.8 | 6 | 6 | 7 |