

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Bangunan Tinggi Tahan Gempa

Syarat bangunan dikatakan tinggi jika pada analisis struktur dan desainnya dipengaruhi oleh beban lateral yang akan menyebabkan goyangan pada bangunan. Goyangan pada bangunan ini diartikan sebagai besarnya perpindahan lateral pada bagian atas bangunan terhadap dasarnya. Pada desain bangunan tinggi, sistem struktural harus mempertimbangkan persyaratan kekuatan, kekakuan, dan stabilitas. Persyaratan kekuatan adalah faktor dominan dalam desain struktur bangunan rendah. Sedangkan untuk bangunan tinggi, persyaratan kekakuan dan stabilitas menjadi lebih penting dan lebih dominan dalam desain. (Taranath, 1998)

Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Makin tinggi suatu bangunan, maka sistem pembebanan lateral yang berupa beban angin dan beban gempa akan makin besar. Pada perencanaan struktur bangunan tinggi, masalah yang timbul adalah kemampuan dari struktur tersebut sebagai suatu kesatuan sistem (*building sistem*) untuk menahan beban gempa. (Jimmy S. Juwana, 2005).

Prinsip utama dalam perencanaan bangunan tahan gempa adalah dengan meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya lateral (horizontal) yang umumnya berdampak besar pada struktur bangunan itu sendiri. Hal ini disebabkan gaya gempa arah horizontal menyerang titik lemah pada struktur dan langsung menyebabkan kegagalan. Sedangkan pada arah vertikal jarang ditemui kegagalan berarti pada struktur, sehingga pada umumnya jarang terjadi keruntuhan (Muto, 1992).

Bangunan tinggi merespon beban lateral sebagai *flexural cantilever* yang mana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Dalam hal ini, efek rotasi misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi yang mana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller, 2001)

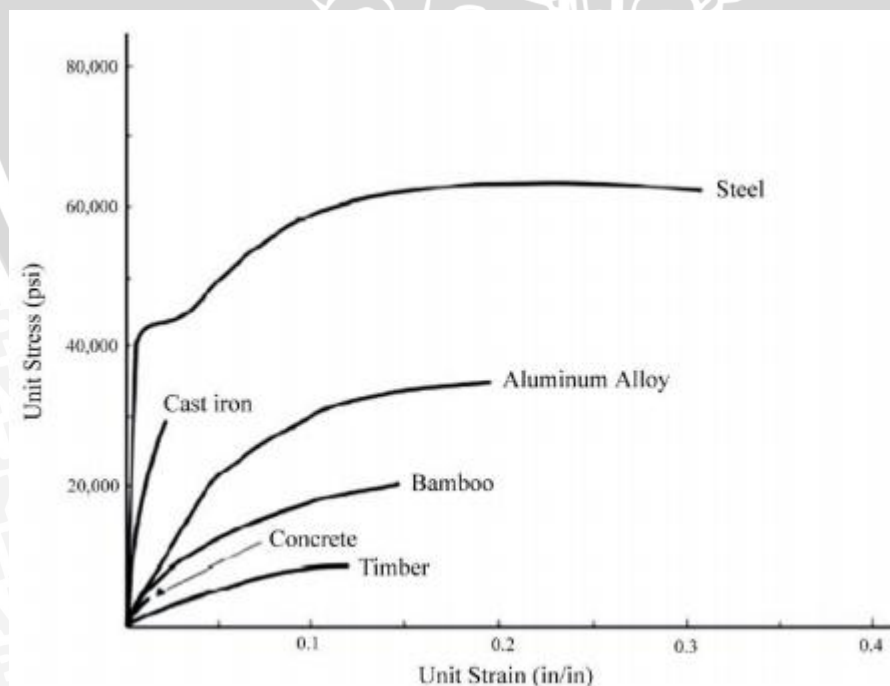
2.2. Baja Struktural

Baja adalah logam paduan dengan besi sebagai unsur dasar dan karbon sebagai unsur paduan utamanya. Kandungan karbon dalam baja berkisar antara 0,2 % hingga 2,1 % berat sesuai grade-nya. Fungsi karbon dalam baja adalah sebagai unsur penguat. Unsur paduan lain yang biasa ditambahkan selain karbon adalah mangan (*manganese*), krom (*chromium*), vanadium, dan nikel.

Sesuai dengan kandungan karbon ini, maka baja dapat diklasifikasikan menjadi tiga yaitu : (Wiryosumarto, 2004)

- Baja Karbon Rendah (*Low Carbon Steel*), baja dengan kandungan karbon dibawah 0,3 %.
- Baja Karbon Sedang (*Medium Carbon Steel*), baja dengan kandungan karbon antara 0,3 % hingga 0,6 %.
- Baja Karbon Tinggi (*High Carbon Steel*), baja dengan kandungan karbon antara 0,6 % hingga 1,7 % yang memiliki tahanan panas yang tinggi, kekerasan tinggi, namun keuletannya lebih rendah.

Sifat mekanis baja perlu diperhitungkan dan yang terpenting dalam baja struktural karena disinilah dapat dilihat keuntungan maupun kerugian dari baja itu sendiri serta perbandingan bahan baja dengan bahan yang lain karena perilakunya yang dinyatakan dengan hubungan tegangan-regangan pada Gambar 2.1 berikut.



Gambar 2.1 Hubungan Diagram Tegangan-Regangan Baja Struktural dibandingkan dengan material lainnya.

Sumber : Surjamanto & Aswin (2012).

Dari gambar 2.1 diatas dapat dilihat kekuatan baja struktural bahwa tegangan leleh lebih dari 35 ksi sedangkan tegangan atas lebih dari 55 ksi. Modulus Elastisitas juga besar sekitar 30.000 ksi. Kemampuan baja untuk melakukan deformasi yang besar tanpa terjadi keretakan sampai putus sekitar 0,3.

Dengan keterangan tentang baja struktural diatas bisa ditarik kesimpulan tentang keuntungan dan kerugian penggunaan baja dalam kehidupan sehari-hari. Keuntungan dari elemen baja yaitu :

- Lebih ringan, karena berat sendiri yang ringan,
- Kekuatan yang tinggi per berat isinya sehingga mampu menahan beban yang besar dengan ukuran profil yang kecil,
- Berumur panjang dengan perilaku yang tidak berubah (awet),
- Kedap air akibat densitas yang tinggi, dan
- Pemasangan relative cepat dan nilai daur ulang relative tinggi.

Sedangkan kerugian dari penggunaan baja struktural pada umumnya pada masalah korosi atau pengkaratan ditempat terbuka sehingga diperlukan perawatan berupa galvanisasi atau perlindungan katoda. Proses ini dilakukan dengan cara pelapisan baja dengan seng.

2.3. Struktur Portal Baja Bertingkat

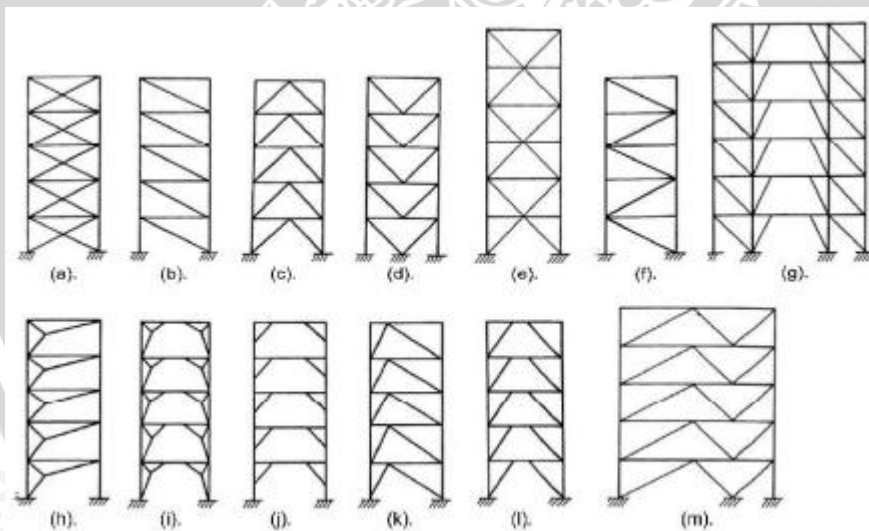
2.3.1 Definisi

Struktur portal adalah sebuah struktur penyusunan elemen-elemen batang lurus melalui pertemuan titik simpul yang ujungnya diasumsikan kaku dan dapat berputar pada bidanganya tanpa perubahan sudut antar elemen sebelum atau sesudah pembebanan. Ditinjau dari unsur geometri, struktur portal dapat dibagi menjadi dua, yaitu Portal Bidang/Dua Dimensi (*Plane Frame*) dan Portal Ruang/Tiga Dimensi (*Space Frame*).

Pada pelaksanaannya portal juga diklasifikasikan menjadi dua tipe yaitu Portal Terbuka (*Open Frame*) atau Portal Tanpa Pengaku dan Portal dengan Pengaku (*Braced Frame*). Perbedaannya jika Portal Terbuka (*Open Frame*) digunakan untuk tiga sampai empat lantai saja tanpa adanya Pengaku (*Braced*) sedangkan Portal dengan Pengaku (*Braced Frame*) digunakan diatas tiga tingkat atau dikatakan untuk bangunan tinggi dengan menambahkan pengaku.

2.3.2 Portal Bidang dengan Pengaku (*Braced*)

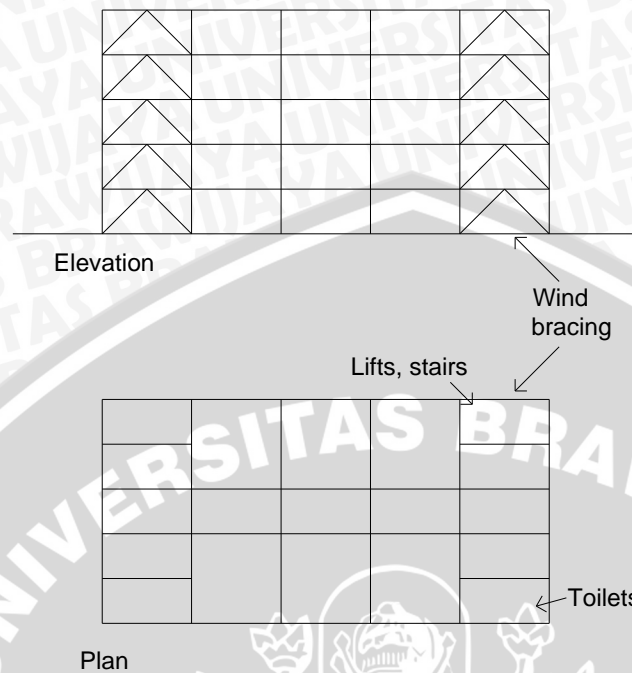
Pada umumnya struktur portal dengan tingkat lantai yang tinggi membutuhkan sebuah pengaku atau yang bisa disebut *braced*. Pemasangan *braced* atau pengaku disini diletakkan pada bentang yang dipilih tiap-tiap tingkat secara vertikal dari tingkat bawah keatas yang bertujuan untuk mencari sistem penghubung kolom-kolom agar efektif bekerja secara monolit. Banyak jenis tipe pengaku yang sering digunakan pada pembangunan gedung tinggi diantaranya adalah tipe X, K, dan *Knee*. Pada cara pemasangan diantara ketiga sistem pengaku tersebut telah diteliti bahwa sistem pengaku tipe X lebih ekonomis tetapi memiliki kekurangan pada sisi arsitekturnya karena dipasang diluar gedung sehingga mengurangi ruang untuk jendela, pintu, dan faktor non struktural lainnya. Pada sistem pengaku K lebih menguntungkan karena membuka ruang yang lebih luas serta letak titik simpul puncak pengaku yang berada ditengah balok bagian atas dapat meminimalisir terjadinya momen lentur bangunan. Sebagian tipe pengaku dapat dilihat pada sebagian gambar 2.2 dibawah ini (Wiryanto Dewobroto, 2012).



Gambar 2.2 Tipe sistem Pengaku Batang Diagonal, (a) Tipe X, (c) Tipe K, (j) Tipe *Knee*

Pada portal gedung tinggi biasanya dibagi menjadi banyak bentang dan semua tipe pengaku diatas bisa dipasang secara vertikal maupun horisontal pada tingkat yang dipilih. Apabila pengaku dipasang lebih dari satu bentang dalam satu gedung maka pengaku tersebut bersifat pengaku diagonal ganda yang

dipasang secara vertikal yang berguna untuk menahan beban lateral yang diberikan seperti pada gambar 2.3 dibawah ini.



Gambar 2.3 Struktur Portal dengan Sistem Pengaku Ganda
Sumber : MacGinley (1989)

2.3.3 Metode Analisis

Perencanaan gedung dapat diklasifikasikan menjadi dua yaitu sebagai perencanaan struktur gedung beraturan dan perencanaan struktur gedung tidak beraturan. Klasifikasi tersebut didasarkan pada konfigurasi horisontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung pada pasal 7.3.3.4. (Anonymous, SNI 03-1726-2012)

Prosedur analisis struktur yang diijinkan berkaitan dengan beberapa parameter struktur bangunan antara lain : (Anonymous, SNI 03-1726-2012)

- Parameter kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2,
- Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 4.1.2,
- Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek (S_{DS}) berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.5,
- Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik (S_{D1}) berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.5.

Sehingga analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diijinkan, yaitu berdasarkan pada kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis, dan keteraturan, atau dengan persetujuan pemberi ijin yang mempunyai kuasa hukum, sebuah prosedur alternatif yang diterima secara umum diijinkan untuk digunakan.

2.4. Teori Analisis Modal

Analisis modal adalah suatu proses yang ditujukan untuk menentukan karakteristik-karakteristik dinamik dari suatu sistem struktur. Dimana karakteristik-karakteristik tersebut adalah :

- a. Frekuensi Natural
- b. Moda getar, dan
- c. Rasio redam

Ketiga karakteristik dinamik ini didefinisikan oleh properti fisik serta distribusi spasial daripada komponen penyusun sistem struktur.

Selain menentukannya, analisis modal juga mencakup penggunaan karakteristik-karakteristik tersebut untuk memformulasikan suatu model matematis dari perilaku dinamik suatu sistem struktur yang kita tinjau. (Ginting Dines, 1988)

➤ Frekuensi Natural dan Moda Getar

Dalam lingkup sistem SDOF, yang dimaksud dengan frekuensi natural sendiri adalah frekuensi dimana suatu sistem struktur yang memiliki massa dan kekakuan bergerak ketika berikan suatu eksitasi awal kemudian eksitasi tersebut dihilangkan sehingga struktur tersebut bergetar secara bebas. Lalu bentuk dari perpindahan dari struktur tersebut bergetar yang disebut dengan moda getar. Frekuensi getar dipengaruhi oleh properti fisik dari struktur, yaitu massa dan kekakuan yang dinyatakan pada rumus dibawah ini : (Ginting Dines, 1988)

$$\omega_n = \left(\frac{k}{m}\right)^{1/2}. \quad (2-1)$$

Dalam sumber yang lain dikatakan bahwa frekuensi natural adalah sebuah sistem dengan pendekatan sistematis yang dimulai dengan mengklasifikasikan persamaan diferensial berupa massa dan kekakuan dengan menurunkan persamaan linier dari setiap orde tersebut. Dengan membuat persamaan di sebelah kanan bernilai nol, maka persamaan diferensial akan seperti dibawah ini : (Paz, 1990)

$$(-m\omega^2 + k)A\cos\omega t = 0 \quad (2-2)$$

Bila persamaan diatas benar untuk setiap besaran waktu, maka faktor yang di dalam kurung sama dengan nol, atau (Paz, 1990)

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (2-3)$$

Ketika sistem struktur menjadi lebih kompleks dengan penambahan derajat kebebasan, frekuensi natural dan moda getar tetap dipakai dalam analisis dinamik yang mana jumlah frekuensi natural dan moda getar sejumlah dengan banyaknya derajat kebebasan (DOF) yang ada.

Untuk sistem MDOF, frekuensi natural dan moda getar diketahui dengan penggunaan persamaan karakteristik (*eigenvalue equation*). Dalam dinamika struktur, akar dari nilai eigen dikenal dengan frekuensi natural (ω_n) dan vektor eigen dikenal dengan moda getar (φ_n). Dimana setiap moda memiliki satu eigen value dan satu vektor eigen. Layaknya SDOF, pada sistem MDOF komposisi massa dan kekakuan menentukan nilai frekuensi natural dan moda getar suatu sistem struktur. (Ginting Dines 1988)

➤ Analisis Frekuensi Getaran

Persamaan gerak suatu sistem yang bergetar dapat diperoleh dengan menghilangkan matriks redam dan vektor beban yang dalam persamaan (Clough & Penzien, 1975)

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = p(t) \quad (2-4)$$

menjadi

$$m\ddot{v} + kv = 0 \quad (2-5)$$

Di mana 0 adalah vektor nol. Masalah analisis getaran terdiri dari penentuan kondisi di dalam mana persamaan (2-4) akan memungkinkan terjadinya gerak. Secara analog dengan kelakuan sistem SDOF, akan diasumsikan bahwa gerak getaran bebas adalah harmonik sederhana, yang dapat dinyatakan untuk suatu sistem MDOF sebagai : (Clough & Penzien, 1975)

$$v(t) = \hat{v}\sin(\omega t + \theta) \quad (2-6)$$

Dalam pernyataan ini \hat{v} menggambarkan bentuk sistem (yang tidak berubah menurut waktu ; hanya amplitudo yang berubah) dan θ adalah sudut fase. Bila diambil turunan kedua dari persamaan (2-6), percepatan pada getaran bebas adalah

$$\ddot{v} = -\omega^2 \hat{v} \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 v \quad (2-7)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (2-6) dan (2-7) ke dalam persamaan (2-5) didapatkan

$$-\omega^2 m \hat{v} \sin(\omega t + \theta) + k \hat{v} \sin(\omega t + \theta) = 0 \quad (2-8)$$

Yang (karena bentuk sinus sembarang dan dapat dihilangkan) dapat dituliskan

$$[k - \omega^2 m] \hat{v} = 0 \quad (2-9)$$

Sekarang dapat diperlihatkan melalui aturan Cramer bahwa penyelesaian dari kumpulan persamaan simultan ini adalah berbentuk (Clough & Penzien, 1975)

$$\hat{v} = \frac{0}{|k - \omega^2 m|} \quad (2-10)$$

Dengan demikian pemecahan nontrivial dimungkinkan hanya bila penyebut persamaan determinan hilang. Dengan kata lain, amplitudo terhingga dari getaran bebas dimungkinkan hanya bila

$$|k - \omega^2 m| = 0 \quad (2-11)$$

Persamaan (2-11) disebut persamaan frekuensi sistem. Dengan memperluas determinan akan diperoleh persamaan aljabar berderajat N dalam parameter ω^2 untuk sistem yang mempunyai N derajat kebebasan. Ke- N akar-akar persamaan ini ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_N^2$) menunjukkan frekuensi modus dari ke- N getaran yang mungkin terjadi pada sistem. Modus yang mempunyai frekuensi terendah disebut modus pertama, frekuensi berikutnya yang lebih tinggi adalah modus kedua, dan seterusnya. Vektor yang dibentuk dari seluruh kumpulan frekuensi modus, yang disusun secara berurutan, akan disebut vektor frekuensi ω : (Clough & Penzien, 1975)

$$\omega = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_N \end{bmatrix} \quad (2-12)$$

Dapat dilihat bahwa untuk matriks massa dan kekakuan tertentu yang nyata, simetrik, dan positif yang termasuk sistem struktur yang stabil, semua akar persamaan frekuensi akan nyata dan positif.

➤ Analisis Bentuk Moda Getar

Apabila frekuensi getaran telah ditentukan dari persamaan (2-11), persamaan gerak [persamaan (2-9)] dapat dinyatakan sebagai (Clough & Penzien, 1975)

$$\tilde{E}^{(n)} \hat{v}_n = 0 \quad (2-13)$$

Di mana

$$\tilde{E}^{(n)} = k - \omega_n^2 m \quad (2-14)$$

Jadi $\tilde{E}^{(n)}$ menyatakan matriks yang diperoleh dengan mengurangkan $\omega_n^2 m$ dari matriks kekakuan ; karena ini bergantung pada frekuensi, maka akan berbeda untuk masing-masing modus. Persamaan (2-13) secara identik dipenuhi karena frekuensi dievaluasi dari kondisi ini ; dengan demikian amplitudo getaran tidak tertentu. Akan tetapi, bentuk sistem getaran dapat ditentukan dengan menyelesaikan semua perpindahan dalam bentuk salah satu koordinat.

Untuk maksud ini akan diasumsikan bahwa elemen pertama vektor perpindahan mempunyai amplitudo satu satuan, yaitu,

$$\begin{bmatrix} \hat{v}_{1n} \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{bmatrix} \quad (2-15)$$

Dalam bentuk yang diperluas, persamaan (2-13) kemudian dapat dituliskan

$$\begin{bmatrix} e_{11}^{(n)} & e_{12}^{(n)} & e_{13}^{(n)} & \dots & e_{1N}^{(n)} \\ e_{21}^{(n)} & e_{22}^{(n)} & e_{23}^{(n)} & \dots & e_{2N}^{(n)} \\ e_{31}^{(n)} & e_{32}^{(n)} & e_{33}^{(n)} & \dots & e_{3N}^{(n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ e_{N1}^{(n)} & e_{N2}^{(n)} & e_{N3}^{(n)} & \dots & e_{NN}^{(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \dots \\ \hat{v}_{Nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2-16)$$

Di sini pemisahan ditunjukkan sesuai dengan amplitudo perpindahan yang tidak diketahui sebelumnya. Untuk menyederhanakan, persamaan (2-16) akan dinyatakan secara simbolis sebagai (Clough & Penzien, 1975)

$$\begin{bmatrix} e_{11}^{(n)} & \tilde{E}_{10}^{(n)} \\ \tilde{E}_{01}^{(n)} & \tilde{E}_{00}^{(n)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{0n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2-16a)$$

Di mana

$$\tilde{E}_{01}^{(n)} + \tilde{E}_{00}^{(n)} \hat{v}_{0n} = 0 \quad (2-17)$$

Demikian pula

$$e_{11}^{(n)} + \tilde{E}_{10}^{(n)} \hat{v}_{0n} = 0 \quad (2-18)$$

Persamaan (2-17) dapat diselesaikan secara simultan untuk amplitudo perpindahan

$$\hat{v}_{0n} = -(\tilde{E}_{00}^{(n)})^{-1} \tilde{E}_{01}^{(n)} \quad (2-19)$$

Amplitudo perpindahan yang diperoleh dari persamaan (2-19) serta amplitudo satuan dari komponen yang pertama merupakan vektor perpindahan yang berkaitan dengan nodus getaran yang ke- n . Untuk menyederhanakan vektor ini biasanya dinyatakan dalam bentuk tanpa dimensi dengan membagi semua komponen dengan salah satu komponen referensi (biasanya yang terbesar). Vektor yang dihasilkan disebut bentuk modulus yang ke- n ϕ_n ; jadi (Clough & Penzien, 1975)

$$\phi_n = \begin{bmatrix} \phi_n \\ \phi_n \\ \phi_n \\ \vdots \\ \phi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{\hat{v}_{kn}} \begin{bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{kn} \\ \hat{v}_{kn} \\ \vdots \\ \hat{v}_{kn} \end{bmatrix} \quad (2-20)$$

Di mana \hat{v}_{kn} adalah komponen referensi.

Bentuk masing-masing dari ke- N modulus getaran dapat diperoleh dengan proses yang sama; matriks bujur sangkar yang disusun dari ke- N bentuk modulus akan dinyatakan dengan Φ ; jadi (Clough & Penzien, 1975)

$$\Phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \phi_3 \ \dots \ \phi_N] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \dots & \phi_{3N} \\ \phi_{41} & \phi_{42} & \dots & \phi_{4N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (2-21)$$

Harus diperhatikan bahwa analisis getaran suatu sistem struktur adalah berbentuk nilai karakteristik, atau nilai eigen yang merupakan masalah aljabar matriks. Bentuk frekuensi kuadrat adalah nilai eigen, dan bentuk modulus adalah vektor eigen. (Clough & Penzien, 1975)

Dari uraian analisis frekuensi getaran dan bentuk moda getar diatas dapat diambil sebuah ringkasan jika bentuk portal divariasikan dengan membuka portal menjadi tiga macam bentuk bukaan pengaku maka matriks kekakuan (“**K**”) dapat berubah pula sesuai dengan konfigurasi bukaan pengaku. Jika matriks kekakuan berubah maka nilai frekuensi getarnya (ω) juga akan berubah dan bentuk moda getar (ϕ) dari design bangunan juga ikut berubah.

2.5. Arah Pembebanan Gempa

Arah pembebanan gempa yang digunakan dalam desain merupakan arah yang akan menghasilkan pengaruh beban paling kritis. Arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem gedung secara keseluruhan. (*Anynomous*, SNI 03-1726-2012)

Untuk mensimulasikan arah pengaruh beban gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. (*Anynomous*, SNI 03-1726-2012)

2.6. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Konsep desain bangunan tahan gempa menuntut tingkat daktilitas yang cukup untuk menjamin agar struktur bangunan tetap berdiri atau tidak roboh selama proses terjadinya gempa bumi atau selama mungkin bertahan agar memberikan kesempatan pengguna bangunan tersebut untuk sesegera mungkin meninggalkan bangunan. (*Tavio*, 2013)

Tujuan dari struktur gedung yang ketahanan gempanya direncanakan dapat berfungsi sebagai berikut (*Anynomous*, SNI 03-1726-2002 pasal 1.3) :

- a. Menghindari terjadinya korban jiwa manusia oleh runtuhnya gedung akibat gempa yang kuat,
- b. Membatasi kerusakan gedung akibat gempa ringan sampai sedang, sehingga masih bisa diperbaiki,
- c. Membatasi ketidaknyamanan penghunian bagi penghuni gedung ketika terjadi gempa ringan sampai sedang,
- d. Mempertahankan setiap layanan vital dari fungsi gedung.

Sehingga, dalam perencanaan bangunan tahan gempa, diperlukan standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung yang digunakan sebagai acuan dalam merencanakan bangunan. Filosofi bangunan tahan gempa, adalah:

1. Bila terjadi gempa ringan, bangunan tidak boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun pada komponen strukturalnya.

2. Bila terjadi gempa menengah, bangunan boleh mengalami kerusakan pada komponen non-strukturalnya akan tetapi komponen strukturalnya tidak boleh rusak.
3. Bila terjadi gempa besar, bangunan boleh mengalami kerusakan baik pada komponen non-struktural maupun strukturalnya, akan tetapi jiwa penghuni tetap selamat, artinya sebelum bangunan runtuh masih cukup waktu bagi penghuni bangunan untuk menyelamatkan diri.

2.7. Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. (*Anynomous, SNI 03-1726-2002 pasal 3.1.3*)

Daktilitas di bagi menjadi 2, yaitu :

1. Daktilitas penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan yang paling besar.
2. Daktilitas parsial adalah seluruh tingkat daktilitas struktur gedung dengan nilai faktor daktilitas di antara untuk struktur gedung yang elastik penuh dan untuk gedung yang daktail penuh.

Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y di dalam struktur gedung, yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \dots\dots\dots (2-22)$$

dimana :

- $\mu = 1$: nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastis penuh
- μ_m : nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur gedung yang bersangkutan (*Anynomous, SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.1*)

Nilai faktor daktilitas struktur gedung t di dalam perencanaan struktur gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor



daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. (Anonymous, SNI 03-1726-2002 pasal 4.3.4)

2.8. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan pada SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.2. Pembagian tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Setiap sistem penahan gaya gempa yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang ditetapkan.

Sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter-parameter berikut ini: (Anonymous, SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.2)

- Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- Faktor pembesaran defleksi (Ω_0)
- Batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur

2.9. Waktu Getar Alami Struktur

Berdasarkan, periode fundamental struktur T dibatasi oleh batas atas dan bawah dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, dan dibatasi tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel pada pasal 7.8.2. (Anonymous, SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2)

Tabel 2.1 Perhitungan waktu getar alami struktur

SNI 03-1726-2012
$T_{a (min)} = C_t h_n^x$
$T_{a (max)} = C_u T_{a (min)}$
di mana :
h_n = ketinggian struktur di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur
C_t , C_u , x = koefisien yang ditentukan dari tabel pada pasal 7.8.2

Sumber : SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2

2.10. Perhitungan Koefisien Respon Seismik

Perhitungan koefisien respons seismik dapat dihitung dengan rumus berikut :
(Anynomous, SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1)

Tabel 2.2 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

SNI 03-1726-2012
$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$
Nilai C_s tidak perlu melebihi:
$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$
Nilai C_s tidak kurang dari :
$C_s = 0,044 S_{SD} I_e \geq 0,01$
di mana :
S_{SD} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek
S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada periode 1 detik
T = periode fundamental struktur
R = faktor modifikasi respons
I_e = faktor keutamaan gempa

Sumber : SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1.1

2.11. Distribusi Horisontal Gaya Gempa

Geser tingkat desain gempa didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma, ditentukan dari rumus : (Anynomous, SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4)

Tabel 2.3 Perhitungan distribusi horisontal gaya gempa

SNI 03-1726-2012
$V_i = \sum_{i=1}^n F_i$
di mana :
V_x = geser tingkat desain gempa di semua tingkat
F_i = bagian dari geser dasar seismik yang timbul di tingkat ke-i

Sumber : SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.4

2.12. Pengaruh Gempa Vertikal

Komponen vertikal berupa gerakan tanah akibat pengaruh gempa vertikal nominal statik ekuivalen harus ditinjau bekerja ke atas dan ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian faktor respons gempa vertikal (C_v) dan beban gravitasi termasuk beban hidup yang sesuai. (Anonymous, SNI 03-1726-2012 pasal 7.4.2.2)

Pengaruh gempa vertikal harus dilakukan analisis dengan memasukkan faktor E_v ke dalam kombinasi pembebanan ultimit. (Anonymous, SNI 03-1726-2012)

Tabel 2.4 Perhitungan Gempa Vertikal

SNI 03-1726-2012

$$E_v = 0,2 S_{DS} D$$

di mana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

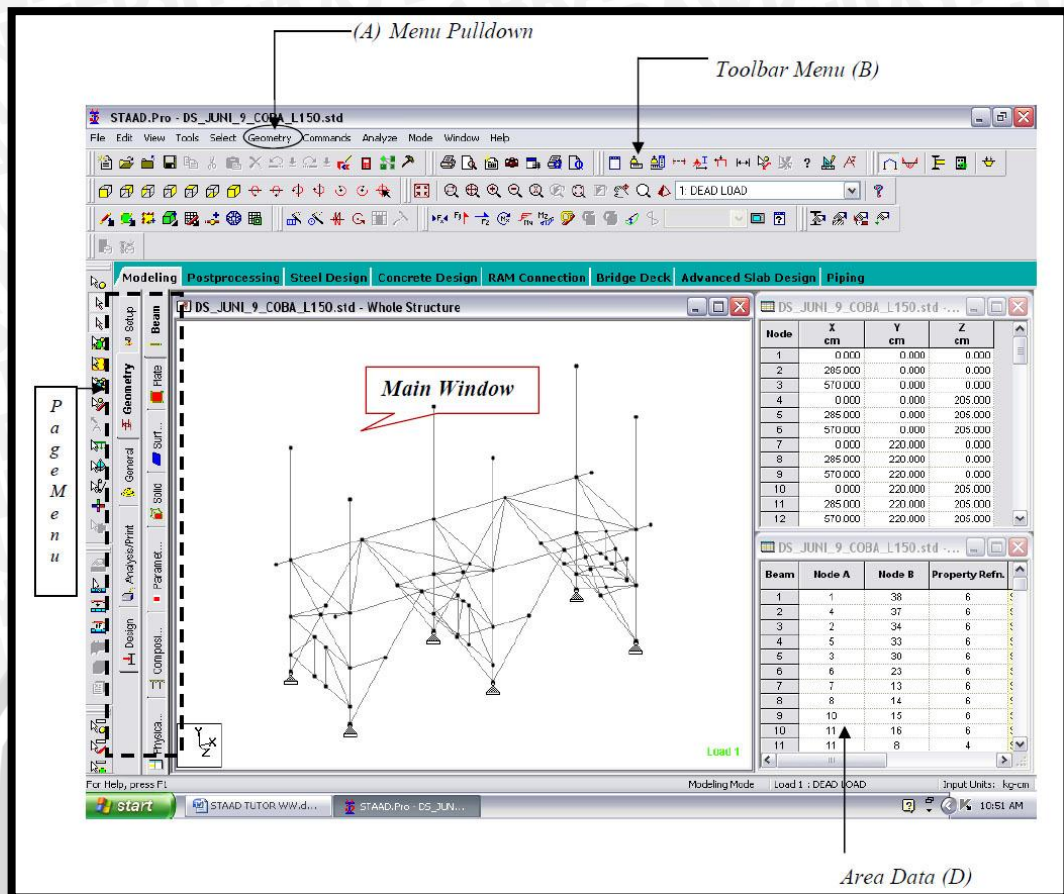
D = pengaruh beban mati

Sumber : SNI 03-1726-2012 Pasal 7.4.2.2

2.13. Software STAAD PRO untuk Analisis Struktur.

2.12.1 Software STAAD PRO

STAAD adalah salah satu program analisis program analisis struktur yang pada saat ini telah banyak dipakai diseluruh dunia. STAAD menggunakan teknologi yang paling modern dalam rekayasa elemen hingga, dengan metode input data berbasis object oriented. Kelebihan paling utama program ini adalah terletak pada kemudahan penggunaanya yang dirancang dalam sistem *GUI* (*Graphical User Interface*) pada tampilan menu utama seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.4 dibawah ini.



Gambar 2.4 Sistem Tampilan GUI dari STAAD PRO
Sumber : M Firdaus Alkaaf (2005).

Seperti yang ditampilkan pada gambar 2.4 diatas tampilan *GUI STAAD* mempunyai lima elemen utama yaitu *Menu Pulldown* yang berfungsi memberikan akses ke seluruh fasilitas yang ada pada Staad Pro, *Toolbar Menu* yang berfungsi untuk mengakses perintah-perintah yang sering dipakai, *Main Window* yang merupakan layar tempat bekerja dimana model dan semua analisis ditampilkan, *Page Menu* yang berfungsi sebagai control untuk memudahkan pemodelan dan verifikasi hasil analisis serta *Area Data* yang berfungsi sebagai tampilan informasi apa saja yang dikerjakan di *Main Window*. (M. Firdaus Alkaaf, 2005)

2.12.2 Prosedur Analisis Struktur Portal Bidang

Langkah analisis struktur secara umum pada penggunaan staad pro terdiri dari dua tahap, yaitu Pemodelan Struktur (*Pre-Processing*) dan Pengkajian Hasil Analisis (*Post Processing*). Pada tahap pemodelan struktur meliputi deskripsi struktur portal secara geometri, pembuatan *beam group*, penentuan

property batang, penentuan jenis tumpuan, penentuan beban primer serta kombinasinya, penyiapan perintah analisis struktur, penyiapan parameter desain struktur, pekerjaan perintah analisis struktur dan mengedit property.

Pada analisis struktur portal ruang (3D) dengan pengaku diagonal elemen-elemen struktur akan didefinisikan menjadi dua bagian yaitu, elemen pengaku diagonal sebagai elemen batang dengan fasilitas *TRUSS* dan elemen struktur portal yang terdiri dari balok-kolom dalam ruang dengan fasilitas *FRAME*. Dengan demikian masing-masing elemen tersebut akan berfungsi sesuai dengan derajat kebebasan yang diharapkan.

2.14. Hasil Penelitian Sebelumnya

2.13.1 Portal Bidang dengan Pengaku Ganda

Proses pemasangan portal dengan pengaku ganda pada penelitian sebelumnya diletakkan pada bentang kedua dan ketiga dari keempat bentang yang divariasikan dengan bukaan titik simpul puncaknya disetiap bentang.

Penelitian sebelumnya yang telah dilakukan dengan pengaku diagonal ganda jenis “K” dengan tata letak pengaku divariasikan dan diletakkan sebagai berikut :

- Portal A, kedua pengaku diagonal terletak pada bentang dua dan tiga serta ada variasi bukaan titik simpul sebesar 2 meter dari luar bentang.
- Portal B, kedua pengaku diagonal terletak pada bentang dua dan tiga serta ada variasi bukaan titik simpul sebesar 1,5 meter dari luar bentang.
- Portal C, kedua pengaku diagonal terletak pada bentang dua dan tiga serta ada variasi bukaan titik simpul sebesar 1 meter dari luar bentang.

Jumlah lantai yang divariasikan adalah 15, 21, dan 27 lantai dengan masing-masingnya mendapat ketiga perlakuan diatas. Hasil penelitian menyebutkan bahwa tata letak portal A menghasilkan perpindahan lateral yang paling kecil dibandingkan portal B dan C untuk semua variasi diatas. Perbandingan hasil perpindahan lateral maksimum pada portal bidang diatas disampaikan pada gambar 2.5. (Tika Nur Widyani, 2009 ; Hendro Suseno, 2009)

2.13.2 Kelemahan dari penelitian sebelumnya

Pada portal 15 lantai dalam melakukan redesain didapatkan rasio aksial-lentur yang besarnya rata-rata 0,95. Sehingga profil yang dipakai cukup efektif

dan efisien dalam menahan beban-beban yang terjadi. Sedangkan pada portal 21 dan 27 lantai perlu dilakukan redesain ulang karena profil yang dipakai masih terlalu besar untuk menahan beban-beban yang terjadi, sehingga penggunaan profil dirasa kurang efisien.

Dari uraian diatas dapat diambil kesimpulan bahwa dengan memvariasikan lebar bukaan titik simpul puncak engaku ganda jenis “K” pada struktur portal dapat memberikan perpindahan lateral struktur yang terkecil karena panjang elemen balok-kolom akan besar juga.

