

BAB III

LANDASAN TEORI

Dalam bab landasan teori ini akan dibahas mengenai teori-teori yang digunakan sebagai pedoman dasar pada penulisan tesis ini. Landasan teori pada penelitian ini antara lain adalah Filosofi Bangunan Tahan Gempa, Level Kinerja Bangunan, Performanced Based Design, Teori Evaluasi, Jenis Respon Struktur, Prosedur Evaluasi Kekuatan Struktur Bangunan *Existing* Mengacu pada FEMA 310, *Rapid Visual Screening (RVS)*, *Demand Capacity Ratio*, Evaluasi Analisis Statik Non Linier, dan Sendi Plastis.

3.1. Filosofi Bangunan Tahan Gempa

Bangunan tidak direncanakan untuk tidak boleh rusak, karena bangunan yang tidak boleh rusak itu sangat mahal dan mungkin tidak bisa dilakukan mengingat beban gempa yang mungkin terjadi tidak bisa diprediksi. Bangunan direncanakan boleh rusak tapi tidak mengakibatkan korban jiwa dan hanya mengalami kerugian yang sedikit.

Perencanaan bangunan tahan gempa mempunyai prinsip-prinsip disain filosofi, yaitu (Widodo, 2007) sebagai berikut ini.

1. Pada gempa kecil (*light*, atau *minor earthquake*) yang sering terjadi, struktur utama tidak boleh mengalami kerusakan, komponen non struktur boleh mengalami rusak ringan,
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, struktur utama boleh mengalami kerusakan ringan dan komponen non struktur boleh mengalami kerusakan namun masih bisa diperbaiki, dan
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, bangunan boleh mengalami kerusakan tetapi tidak boleh runtuh total, sehingga tidak ada korban jiwa atau paling tidak korban jiwa bisa diminimalisir.

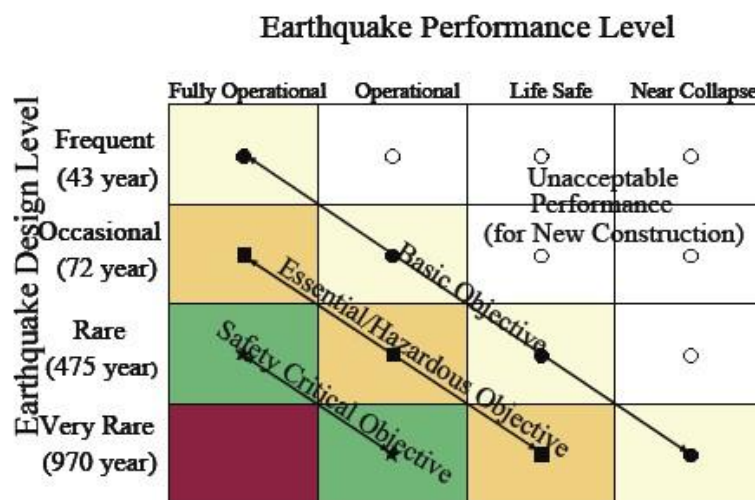
3.2. Performance Based Design

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa yang populer saat ini adalah perencanaan yang berbasis kinerja (*Performance Based Seismic Design*) dimana kinerja struktur dijadikan sebagai sasaran perencanaan. Level kinerja tersebut menurut FEMA 356 (2000), adalah sebagai berikut ini.

- a) *Operational Performance Level*,
- b) *Immediate Occupancy Level*,
- c) *Life Savety Level*, dan
- d) *Collpse Prevention Level*.

Karena bangunan yang dievaluasi dalam penelitian ini merupakan bangunan Kampus maka level kinerja yang disyaratkan adalah *Immediate Occupancy*. Analisis kinerja dapat dilakukan dengan membandingkan antara kapasitas struktur dan *demand*. *Demand* merupakan representasi dari pergerakan tanah akibat gempa sehingga parameter yang digunakan adalah perpindahan struktur, sedangkan kapasitas struktur merupakan representasi dari kemampuan struktur untuk memikul *seismic demand*.

Matrik desain tujuan batas kinerja seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1 telah diusulkan untuk bangunan oleh Vision 2000 Committee dan sekarang ini telah digunakan secara luas oleh para komunitas pakar kegempaan (Bertero dan Bertero, 2002).



Gambar 3. 1 Matrix hubungan Level desain gempa dengan Level Kinerja Bangunan.

(Bertero, R.D dan Bertero, V.V, 2002)

Kinerja bangunan didapat dari kombinasi antara level kinerja struktur dan nonstruktur. Sasaran kinerja bangunan terdiri dari kejadian gempa rencana (*hazard*), dan taraf kerusakan yang diijinkan atau level kinerja (*performance level*) dari bangunan terhadap kejadian gempa tersebut. Menurut FEMA 273 (1997) kategori level kinerja struktur dijelaskan dalam Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Kategori Level Kinerja Struktur FEMA 273 (1997)

Kategori	Keterangan
S-1	<i>Immadiate Occupancy level</i>
S-2	<i>Damage Control Performance Range (extends between Life Safety and Immadiate Occupancy performance Level</i>
S-3	<i>Life Safety Performance Level</i>
S-4	<i>Limited Safety Performance Range (extends between Life Safety and Collapse Prevention Level)</i>
S-5	<i>Collapse Prevention Level</i>

Kategori level kinerja nonstruktur dibedakan menjadi 4 kondisi, selanjutnya ditampilkan dalam Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Kategori Level Kinerja Nonstruktur FEMA 273 (1997)

Kategori	Keterangan
N-A	<i>Operational Performance Level</i>
N-B	<i>Immadiate Occupancy Performance Level</i>
N-C	<i>Life Safety Performance Level</i>
N-D	<i>Hazard Rduced Performance Level</i>

Hubungan antara 5 level kinerja struktur yang dinotasikan angka (Tabel 3.1) dengan 4 level kinerja nonstruktur yang dinotasikan dengan huruf (Tabel 3.2) diuraikan sebagai berikut ini (FEMA 273, 1997).

1. *Operasional Level (1-A)*

Pada level ini bangunan tidak ada kerusakan berarti pada struktur dan nonstruktur. Bangunan masih berfungsi dengan baik meskipun terdapat beberapa

kerusakan kecil yang tidak begitu berpengaruh seperti kerusakan pada instalasi listrik, jaringan air, dan beberapa utilitas lainnya. Kondisi level kinerja bangunan seperti ini ditunjukkan pada Gambar 3.2 (a).

2. *Immediate Occupancy Level (1-B)*

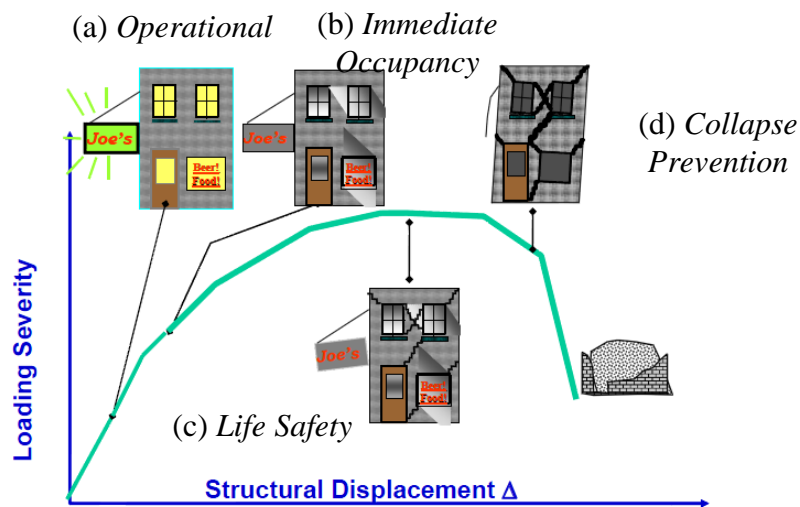
Pada level ini bangunan mengalami kerusakan pada struktur tetapi kerusakan tersebut tidak terlalu berarti. Kondisi komponen nonstruktur masih berfungsi dan berada atau tersedia ditempatnya. Bangunan masih bisa digunakan tanpa terganggu pada masalah perbaikan kerusakan bangunan tersebut. Risiko dari korban yang terjadi pada level kinerja ini sangat kecil. Kondisi level kinerja bangunan seperti ini ditunjukkan pada Gambar 3.2 (b).

3. *Life safety Level (3-C)*

Pada level ini bangunan mengalami kerusakan pada struktur dan kekakuan berkurang, tetapi masih memiliki kemampuan yang cukup terhadap keruntuhan. Komponen nonstruktur mengalami kerusakan dan tidak berfungsi lagi. Bangunan dapat digunakan kembali apabila sudah dilakukan perbaikan pada bagian struktur yang mengalami kerusakan, tetapi perlu dipertimbangkan juga dari segi ekonomis. Kondisi bangunan pada level ini seperti ditunjukkan pada Gambar 3.2 (c).

4. *Structural Stability/Collapse Prevention (5-E)*

Pada level ini bangunan mengalami kerusakan yang cukup parah baik komponen struktur maupun nonstruktur. Bangunan secara keseluruhan hampir mengalami keruntuhan akibat kekuatan struktur dan kekakuannya berkurang banyak akibat rusak atau runtuhnya material, sangat memungkinkan terjadinya korban jiwa, dan bangunan mengalami kerugian yang cukup besar secara ekonomi. Kondisi level kinerja bangunan ini ditunjukkan seperti Gambar 3.2 (d). Dari penjelasan masing-masing level kinerja bangunan akibat beban gempa dan simpangan struktur dapat diilustrasikan pada Gambar 3.3.

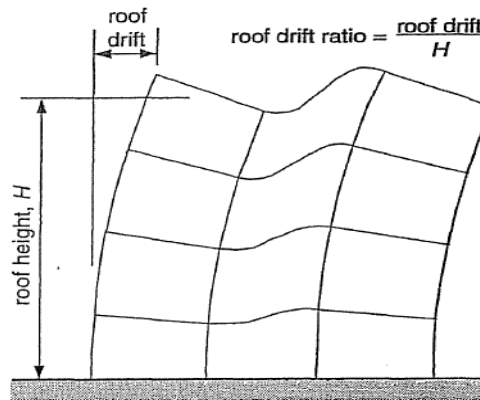


Gambar 3. 2 Performance Level (FEMA 451, 1997 dalam PBE Design)

Hubungan antara level kinerja struktur dengan simpangan (*drift*) pada elemen vertikal dari sistem pemikul beban lateral berupa struktur rangka beton bertulang (*concrete frames*) dapat dilihat pada Tabel 3.3. Nilai simpangan pada tabel tersebut merupakan nilai-nilai tipikal yang diberikan untuk menjelaskan respon struktur keseluruhan yang sesuai dengan berbagai level kinerja struktur.

Tabel 3. 3 Batasan simpangan untuk level kinerja struktur (FEMA 356,2000)

Level Kinerja Struktur	Drift (%)	Keterangan
<i>Immidiata Occupancy</i>	1,0	<i>Transient</i>
<i>Life Safety</i>	2,0	<i>Transient</i>
	1,0	<i>Permanent</i>
<i>Collapse Prevention</i>	4,0	<i>Transient atau permanent</i>



Gambar 3. 3 Simpangan pada atap dan rasio simpangan pada atap (ATC-40,1996)

ATC-40 (1996) memberikan batasan deformasi untuk berbagai level kinerja struktur gedung seperti ditunjukkan pada Tabel 3.4. Simpangan total maksimum didefinisikan sebagai simpangan antar tingkat pada perpindahan titik kinerja. Simpangan inelastis maksimum didefinisikan sebagai bagian dari simpangan total maksimum dibawah titik leleh.

Tabel 3. 4 Batasan *drift* untuk berbagai level kinerja struktur (ATC-40, 1996)

Batasan simpangan antar tingkat	Level kinerja struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Live Savety</i>	<i>Structural stability</i>
Simpangan total Maksimum	0,01	0,01-0,02	0,02	0,33Vi/Pi
Simpangan inelastis maksimum	0,005	0,005-0,015	Tidak dibatasi	Tidak dibatasi

Level kinerja struktur secara kualitatif dapat dijelaskan pada Gambar 3.3. Dalam gambar terlihat bahwa level kinerja struktur diwakili oleh suatu kurva hubungan antara gaya geser dasar dengan perpindahan pada titik kontrol (titik berat distribusi gaya lateral). Selain itu, ditunjukkan juga bagaimana perilaku keruntuhan struktur secara menyeluruh terhadap pembebanan lateral. Kurva tersebut diperoleh dari hasil analisa statik non linier atau analisis *pushover*.

Evaluasi kinerja struktur bangunan dapat dilakukan dengan perhitungan analisis struktur dengan bantuan program komputer analisis struktur seperti SAP2000 dan

ETABS. Tahapan evaluasi ini berpedoman pada SNI 1726-2012, FEMA 356, dan ATC-40.

3.3. Evaluasi Bangunan

Evaluasi terhadap suatu bangunan bertujuan untuk mengetahui keadaan dan kelayakan suatu gedung tersebut karena adanya perubahan standar-standar keamanan pada suatu gedung bertingkat saat terjadi bencana seperti gempa bumi. Hal ini bertujuan demi keamanan dan kelayakan pada gedung tersebut sebagai proses mitigasi bencana.

Ada dua metode yang dapat dilakukan yaitu evaluasi *existing building* dan evaluasi *post-damage building*. Pada penelitian ini dilakukan evaluasi pada *existing building*.

Evaluasi terhadap *existing building* yang menyangkut kelayakan keamanan serta kenyamanan dari segi teknis diperlukan seiring berjalannya operasional bangunan gedung tersebut. Hal ini dikarenakan tingginya kemungkinan terjadinya alih fungsi bangunan, faktor umur bangunan, penurunan kualitas material, perubahan lingkungan, bahaya kebakaran, dan perubahan beban beban luar seperti gempa atau penambahan alat atau mesin, akan berakibat berubahnya kinerja bangunan secara langsung (Santosa B, 2012).

Hasil evaluasi juga dipengaruhi terjadinya perubahan standar tata cara desain bangunan, seperti bangunan pada saat desain menggunakan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SKBI 1987, maka perlu dievaluasi ketahanan gempanya berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung.

3.4. Prosedur Evaluasi Kekuatan Struktur Bangunan *Existing* Mengacu Pada FEMA 310

Prosedur evaluasi kekuatan struktur bangunan *existing* menurut FEMA 310 (1998) meliputi 3 tahapan yaitu *screening phase (Tier 1)*, *evaluation phase (Tier 2)*, dan *detailed phase (Tier 3)*. Berikut adalah penjelasan dari tahapan evaluasi kekuatan struktur bangunan menurut FEMA 310 (1998).

3.4.1. Tier (Tahap) 1: Screening Phase

Tahap *Screening phase* ini mengacu pada pedoman FEMA 154 (2002) yakni evaluasi struktur dengan *Rapid Visual Screening* (RVS) dan FEMA 310 (1998) yakni *screening* lebih detail dengan melakukan eheklis evaluasi tier 1. Formulir harus diisi dengan lengkap untuk mengetahui kelemahan (*deficiencies*) dan untuk melakukan evaluasi lanjutan yang perlu dilakukan.

3.4.1.1. RVS Dengan FEMA 154 (2002)

Rapid Visual Screening (RVS) menurut FEMA 154 (2002) bisa dilakukan relatif cepat dan murah untuk mengetahui potensi kelemahan dari suatu bangunan apabila terkena gempa bumi. Dari nilai akhir (*final score*) yang diperoleh dari pengisian formulir RVS dapat diketahui apakah bangunan tersebut perlu evaluasi lebih lanjut atau tidak. Terdapat tiga jenis formulir dalam FEMA 154 (2002) yang didasarkan pada daerah kegempaan (*region of seismicity*). Pengklasifikasian tersebut dibedakan menjadi daerah kegempaan rendah (*Low Seismicity*), daerah kegempaan sedang (*Moderate Seismicity*) dan daerah kegempaan tinggi (*High Seismicity*). Salah satu contoh formulir RVS untuk daerah kegempaan tinggi dapat dilihat pada Gambar 3.5.

A. Pelaksanaan RVS menurut FEMA 154 (2002)

Pelaksanaan RVS menggunakan formulir pada FEMA 154 (2002) dilakukan dengan prosedur sebagai berikut:

1. mengumpulkan informasi identitas gedung,
2. mengidentifikasi ukuran, bentuk, menggambar sketsa dan menentukan elevasi bangunan pada formulir pengumpulan data,
3. menentukan kepemilikan bangunan,
4. menentukan jenis tanah,
5. menentukan tipe/kegunaan bangunan,
6. mengidentifikasi potensi resiko pada bagian non structural,
7. mengidentifikasi sistem yang dapat menahan gaya lateral akibat gempa pada bangunan,

8. mengidentifikasi dan memperkirakan gaya gempa yang sesuai, dan
9. menentukan nilai akhir.

Terdapat 15 tipe bangunan yang didefinisikan untuk menentukan nilai skor RVS yang akan digunakan dalam mengevaluasi suatu bangunan (FEMA 154, 2002). Tipe-tipe bangunan tersebut diberi kode secara alfa numerik, yaitu sebagai berikut ini.

- a. *Light wood-frame residential and commercial buildings (W1),*
- b. *Light wood-frame building (W2),*
- c. *Steel moment-resisting frame buildings (S1),*
- d. *Braced steel frame buildings (S2),*
- e. *Light metal building (S3),*
- f. *Steel frame buildings with cast-in-place concrete shear walls (S4),*
- g. *Steel frame buildings with unreinforced masonry infill walls (S5),*
- h. *Concrete moment-resisting frame buildings (C1),*
- i. *Concrete shear-wall building (C2),*
- j. *Concrete frame buildings with unreinforced masonry infill walls (C3),*
- k. *Tilt-up building (PC1),*
- l. *Precast concrete frame buildings (PC2),*
- m. *Reinforced masonry buildings with flexible floor and roof diaphragms (RM1),*
- n. *Reinforced masonry buildings with rigid floor and roof diaphragms (RM2), and*
- o. *Unreinforced masonry bearing-wall buildings (URM).*

Ketentuan pengisian formulir RVS ini telah diatur dalam FEMA 154 (2002), seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4 dan Gambar 3.5.

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards (FEMA 154)
Quick Reference Guide (for use with Data Collection Form)

1. Model Building Types and Critical Code Adoption and Enforcement Dates		Year Seismic Codes Initially Adopted and Enforced*	Benchmark Year when Codes Improved
Structural Types			
W1	Light wood frame, residential or commercial, ≤ 5000 square feet	_____	_____
W2	Wood frame buildings, > 5000 square feet.	_____	_____
S1	Steel moment-resisting frame	_____	_____
S2	Steel braced frame	_____	_____
S3	Light metal frame	_____	_____
S4	Steel frame with cast-in-place concrete shear walls	_____	_____
S5	Steel frame with unreinforced masonry infill	_____	_____
C1	Concrete moment-resisting frame	_____	_____
C2	Concrete shear wall	_____	_____
C3	Concrete frame with unreinforced masonry infill	_____	_____
PC1	Tilt-up construction	_____	_____
PC2	Precast concrete frame	_____	_____
RM1	Reinforced masonry with flexible floor and roof diaphragms	_____	_____
RM2	Reinforced masonry with rigid diaphragms	_____	_____
URM	Unreinforced masonry bearing-wall buildings	_____	_____
*Not applicable in regions of low seismicity			

2. Anchorage of Heavy Cladding
Year in which seismic anchorage requirements were adopted: _____

Use	Square Feet, Per Person	Use	Square Feet, Per Person
Assembly	varies, 10 minimum	Industrial	200-500
Commercial	50-200	Office	100-200
Emergency Services	100	Residential	100-300
Government	100-200	School	50-100

4. Score Modifier Definitions	
<i>Mid-Rise:</i>	4 to 7 stories
<i>High-Rise:</i>	8 or more stories
<i>Vertical Irregularity:</i>	Steps in elevation view; inclined walls; building on hill; soft story (e.g., house over garage); building with short columns; unbraced cripple walls.
<i>Plan Irregularity</i>	Buildings with re-entrant corners (L, T, U, E, + or other irregular building plan); buildings with good lateral resistance in one direction but not in the other direction; eccentric stiffness in plan, (e.g. corner building, or wedge-shaped building, with one or two solid walls and all other walls open).
<i>Pre-Code:</i>	Building designed and constructed prior to the year in which seismic codes were first adopted and enforced in the jurisdiction; use years specified above in Item 1; default is 1941, except for PC1, which is 1973.
<i>Post-Benchmark:</i>	Building designed and constructed after significant improvements in seismic code requirements (e.g., ductile detailing) were adopted and enforced; the benchmark year when codes improved may be different for each building type and jurisdiction; use years specified above in Item 1 (see Table 2-2 of FEMA 154 Handbook for additional information).
<i>Soil Type C:</i>	Soft rock or very dense soil; S-wave velocity: 1200 – 2500 ft/s; blow count > 50; or undrained shear strength > 2000 psf.
<i>Soil Type D:</i>	Stiff soil; S-wave velocity: 600 – 1200 ft/s; blow count: 15 – 50; or undrained shear strength: 1000 – 2000 psf.
<i>Soil Type E:</i>	Soft soil; S-wave velocity < 600 ft/s; or more than 100 ft of soil with plasticity index > 20, water content > 40%, and undrained shear strength < 500 psf.

Gambar 3. 4 Ketentuan Pengisian Form RVS (FEMA 154, 2002)

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards

FEMA-154 Data Collection Form

HIGH Seismicity

	<p>Address: _____ Zip _____</p> <p>Other Identifiers _____</p> <p>No. Stories _____ Year Built _____</p> <p>Screener _____ Date _____</p> <p>Total Floor Area (sq. ft.) _____</p> <p>Building Name _____</p> <p>Use _____</p> <div style="text-align: center; padding: 50px 0;"> <p>PHOTOGRAPH</p> </div>																																				
<p>Scale: _____</p>																																					
OCCUPANCY	SOIL TYPE	FALLING HAZARDS																																			
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:15%;">Assembly</td> <td style="width:15%;">Govt</td> <td style="width:15%;">Office</td> <td colspan="2">Number of Persons</td> </tr> <tr> <td>Commercial</td> <td>Historic</td> <td>Residential</td> <td>0 – 10</td> <td>11 – 100</td> </tr> <tr> <td>Emer. Services</td> <td>Industrial</td> <td>School</td> <td>101-1000</td> <td>1000+</td> </tr> </table>	Assembly	Govt	Office	Number of Persons		Commercial	Historic	Residential	0 – 10	11 – 100	Emer. Services	Industrial	School	101-1000	1000+	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:10%;">A</td> <td style="width:10%;">B</td> <td style="width:10%;">C</td> <td style="width:10%;">D</td> <td style="width:10%;">E</td> <td style="width:10%;">F</td> </tr> <tr> <td>Hard Rock</td> <td>Avg. Rock</td> <td>Dense Soil</td> <td>Stiff Soil</td> <td>Soft Soil</td> <td>Poor Soil</td> </tr> </table>	A	B	C	D	E	F	Hard Rock	Avg. Rock	Dense Soil	Stiff Soil	Soft Soil	Poor Soil	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:15%;"><input type="checkbox"/></td> <td style="width:15%;"><input type="checkbox"/></td> <td style="width:15%;"><input type="checkbox"/></td> <td style="width:15%;"><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Unreinforced Chimneys</td> <td>Parapets</td> <td>Cladding</td> <td>Other:</td> </tr> </table>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Unreinforced Chimneys	Parapets	Cladding	Other:
Assembly	Govt	Office	Number of Persons																																		
Commercial	Historic	Residential	0 – 10	11 – 100																																	
Emer. Services	Industrial	School	101-1000	1000+																																	
A	B	C	D	E	F																																
Hard Rock	Avg. Rock	Dense Soil	Stiff Soil	Soft Soil	Poor Soil																																
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																																		
Unreinforced Chimneys	Parapets	Cladding	Other:																																		
BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S																																					
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM																						
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8																						
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0																						
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A																						
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0																						
Plan irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																						
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2																						
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A																						
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4																						
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6																						
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8																						
FINAL SCORE, S																																					
<p>COMMENTS</p> 															<p>Detailed Evaluation Required</p> <p>YES NO</p>																						

* = Estimated, subjective, or unreliable data
 DNK = Do Not Know

BR = Braced frame
 FD = Flexible diaphragm
 LM = Light metal

MRF = Moment-resisting frame
 RC = Reinforced concrete
 RD = Rigid diaphragm

SW = Shear wall
 TU = Tilt up
 URM INF = Unreinforced masonry infill

Gambar 3.5 Contoh Formulir Pengumpulan data RVS (kondisi gempa tinggi), FEMA 154 (2002)

B. Hasil akhir (Final Score, S) dari RVS menurut FEMA 154 (2002)

Final Score (S) didapatkan dari penjumlahan nilai pada masing-masing kolom yang telah ditentukan sesuai tipe bangunan yang dievaluasi pada formulir FEMA 154 (2002). Apabila bangunan memiliki nilai *S* lebih dari 2, maka bangunan tersebut dianggap memiliki kemampuan yang memadai dalam menahan beban gempa. Sebaliknya apabila bangunan memiliki nilai *S* kurang dari 2, maka bangunan perlu dievaluasi lebih lanjut.

3.4.1.2. RVS Dengan Formulir Pada FEMA 310 (1998)

Formulir (cheklis) yang digunakan pada FEMA 310 (1998) ditentukan berdasarkan tingkat kinerja bangunan dan wilayah kegempaan bangunan. *Checklist* ini terdiri dari cheklis untuk evaluasi struktur dasar, *checklist* untuk evaluasi struktur tambahan, *checklist* untuk evaluasi kondisi geologi dan pondasi, *checklist* untuk evaluasi komponen nonstruktur dasar dan *checklist* untuk evaluasi komponen nonstruktur tambahan. Formulir *checklist* yang akan digunakan dalam *screening evaluasi* tier 1 menurut FEMA 310 ditentukan berdasarkan Tabel 3.5.

Tabel 3. 5 Formulir yang harus digunakan pada evaluasi tahapan 1 (FEMA 310, 1998)

Region of Seismicity	Level of Performance ²	Required Checklists ¹					
		Region of Low Seismicity (Sec. 3.6)	Basic Structural (Sec. 3.7)	Supplemental Structural (Sec. 3.7)	Geologic Site Hazard and Foundation (Sec. 3.8)	Basic Nonstructural (Sec. 3.9.1)	Supplemental Nonstructural (Sec. 3.9.2)
Low	LS	√					
	IO		√		√	√	
Moderate	LS		√		√	√	
	IO		√	√	√	√	√
High	LS		√	√	√	√	
	IO		√	√	√	√	√

¹A checkmark (√) designates that the checklist that must be completed for a Tier 1 evaluation as a function of the region of seismicity and level of performance.

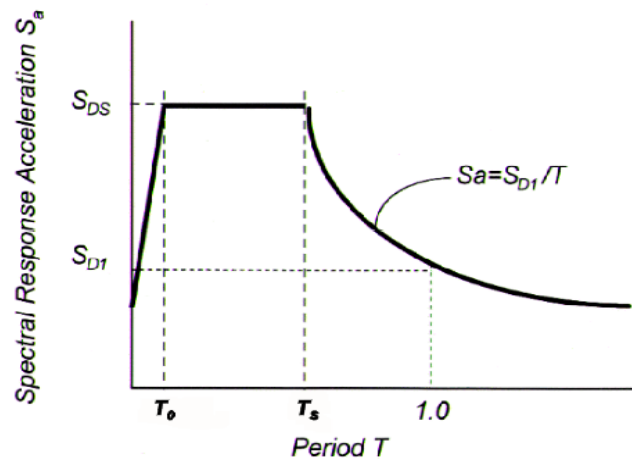
²LS = Life-Safety; IO = Immediate Occupancy; defined in Section 2.3.

Evaluasi tier 1 untuk komponen struktur menurut FEMA 310 (1998) terdiri dari evaluasi sistem bangunan dan penahan gaya leteral, serta perhitungan atau cek cepat (*quick check*), untuk mengetahui kekuatan dan kekakuan dari komponen bangunan. Hal ini menentukan apakah bangunan tersebut telah memenuhi kriteria evaluasi.

Cheklis dan penjelasan cheklis evaluasi tier 1 FEMA 310 selengkapnya dapat dilihat pada lampiran.

A. Wilayah kegempaan bangunan

Dalam penelitian ini nilai spektrum percepatan di ambil dari SNI 1726-2012. Wilayah kegempaan pada FEMA 310 (1998) ditentukan berdasarkan nilai spectrum percepatan (S_a) pada lokasi yang di tinjau. Dalam dokumen FEMA 302 (1997) penentuan nilai spektrum percepatan pada periode pendek 0.2 detik (S_{DS}) dan spectrum percepatan pada 1.0 detik pertama (S_{D1}) mengacu pada ketentuan yang disajikan dalam Gambar 3.6.



Gambar 3. 6 Desain respon spectrum FEMA 302 (1997)

Menurut FEMA 302 (1997), nilai *spectral acceleration* (S_a) dapat dihitung menggunakan rumus pada persamaan (3.1).

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (3.1)$$

Nilai S_a tidak boleh lebih dari nilai S_{D1}

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1 \dots\dots\dots (3.2)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_v \dots\dots\dots (3.3)$$

S_a dan S_1 adalah parameter percepatan respon periode pendek dan percepatan respon spectra pada periode 1 detik, berturut-turut untuk *Maximum Considered Earthquake* (MCE). Nilai F_v dan F_a merupakan *site coefficient* yang ditentukan dari Table 3.6 dan Tabel 3.7 sesuai dengan *site class* dan nilai

parameter percepatan respon S_s dan S_I . *Site class* pada bangunan ditentukan sesuai Tabel 3.7. Nilai S_{ds} dan S_{D1} kemudian dimasukkan ke dalam Tabel 3.8 untuk mengetahui daerah kegempaan.

T adalah periode fundamental dari getaran yang terjadi dalam ruangan. T dapat diijinkan langsung dihitung menggunakan persamaan (3.4) dan persamaan (3.5).

$$T = C_t h_n^{3/4} \dots\dots\dots (3.4)$$

Keterangan ;

T = periode fundamenteal

$C_t = 0.030$ untuk bangunan tipe C1 (rangka pemikul momen dengan beton bertulang) menurut FEMA 310 (1998)

h_n = tinggi bangunan (m)

atau $T = 0.10 N \dots\dots\dots (3.5)$

dengan, N = jumlah tingkat

Respon spektrum menurut persamaan (3.2) sampai dengan persamaan (3.3) dengan nilai F_v dan F_a seperti pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7 adalah respon spektrum untuk SNI 1726-2012 yang hanya merupakan informasi tambahan dan tidak digunakan pada analisis ini.

Tabel 3. 6 Nilai F_v sebagai fungsi *site class* dan *mapped spectral acceleration* pada periode 1 detik (S_1) (FEMA 310, 1998)

Site Class	<i>Mapped spectral acceleration</i> pada periode 1 detik				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,4	2,8	2,4	2,2
F	*	*	*	*	*

* Lihat Profil tanah Class F

Tabel 3. 7 Nilai F_a sebagai fungsi site dan mapped short-period spectral acceleration, (S_s) (FEMA 310, 1998)

Site Class	Mapped spectral acceleration pada periode 1 detik				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	*	*	*	*	*

* Lihat Profil tanah Class F

Tabel 3. 8 Region of seismicity Definitions (FEMA 154, 2002)

Region of Seismicity	Spectral Acceleration Response, S_a (Periode pendek 0.2 dt, S_{DS})	Spectral Acceleration Response, S_a (Periode 1.0 dt pertama, S_{DI})
Low (rendah)	$< 0,167$ g	$< 0,067$ g
Moderate (Sedang)	$< 0,500$ g $\geq 0,167$ g	$< 0,200$ g $\geq 0,067$ g
High (Tinggi)	$\geq 0,500$ g	$\geq 0,200$ g

B. Tingkat kinerja yang ditentukan untuk bangunan yang di evaluasi

Sebelum melakukan evaluasi kita harus menentukan dulu tingkat kinerja untuk bangunan, FEMA 310 (1998) mempertimbangkan dua tingkat kinerja dalam evaluasi bangunan yakni *Life Safety (SF)* dan *immediate occupancy (IO)* yang dipadukan dengan wilayah kegempaan bangunan.

C. Evaluasi sistem bangunan dan sistem penahan gaya lateral

Menurut FEMA 310 (1998), evaluasi yang dilakukan pada sistem bangunan dan sistem penahan gaya lateral antara lain :

1. Alur beban (*load path*)

Alur beban harus dimiliki struktur untuk pengaruh gaya gempa dari segala arah horizontal yang berfungsi untuk menyalurkan gaya inersia dari massa bangunan ke pondasi (FEMA 310, 1998).

Menurut Purwono dan Tavio (2010), alur beban yang umum adalah sebagai berikut ini.

- a) Gaya gempa yang menyeluruh pada bangunan diteruskan melalui sambungan-sambungan struktur ke diafragma horizontal,
- b) Diafragma mendistribusikan gaya-gaya ini ke elemen-elemen penahan gaya lateral vertical seperti dinding geser dan rangka,
- c) Elemen-elemen vertical mentransfer gaya-gaya ke dalam fondasi, dan
- d) Fondasi mentransfer gaya-gaya ke dalam tanah yang mendukungnya.

Alur beban yang lengkap merupakan sebuah persyaratan dasar untuk semua bangunan. Identifikasi alur beban yang lengkap merupakan langkah pertama yang diperlukan dalam evaluasi.

2. Bangunan bersebelahan

Bangunan yang dibangun dengan tidak memperhatikan jarak minimum antar bangunan, dapat berakibat terjadinya tabrakan/berbenturan antar bangunan yang berdekatan (*pounding*) saat terjadi gempa (SNI 1726 Pasal 8.2.3). Ketentuan ini juga tercantum di FEMA 310 (1998), bangunan bersebelahan tidak boleh berada di dekat bangunan yang dievaluasi dengan jarak kurang dari 4% dari tinggi bangunan.

Benturan bangunan dapat merubah respon dinamis kedua bangunan tersebut, dan memberikan beban tambahan inersia pada kedua struktur. Bila bangunan mempunyai tinggi yang berbeda (Gambar 3.7), bangunan yang lebih rendah dapat bertindak sebagai penyangga bagi bangunan yang lebih tinggi. Bangunan yang lebih tinggi menderita dari ketidak sinambungan kekakuan yang besar yang merubah respons dinamisnya. Karena kedua bangunan dirancang untuk kondisi ini, maka ada potensi terjadinya kerusakan yang parah, atau bahkan keruntuhan (Purwono dan Tavio, 2010).



Gambar 3. 7 Bangunan bersebelahan dengan tinggi yang berbeda

(www.google.com)

3. Mesanin

Lantai yang terdapat mesanin interior harus di perkaku secara independen (terpisah dari struktur utama) atau harus di angkur ke elemen penahan gaya lateral dari struktur utama. Alur beban dari mesanin ke struktur utama harus diidentifikasi. Mesanin pada umumnya mempunyai kelemahan tidak sebagai suatu system penahan gaya lateral. Mesanin seringkali diabaikan oleh pemilik bangunan. Mesanin bergoyang (*unbraced*) berpotensi terhadap bahaya keruntuhan dan harus diperiksa terhadap stabilitasnya (Purwono dan Tavio, 2010).

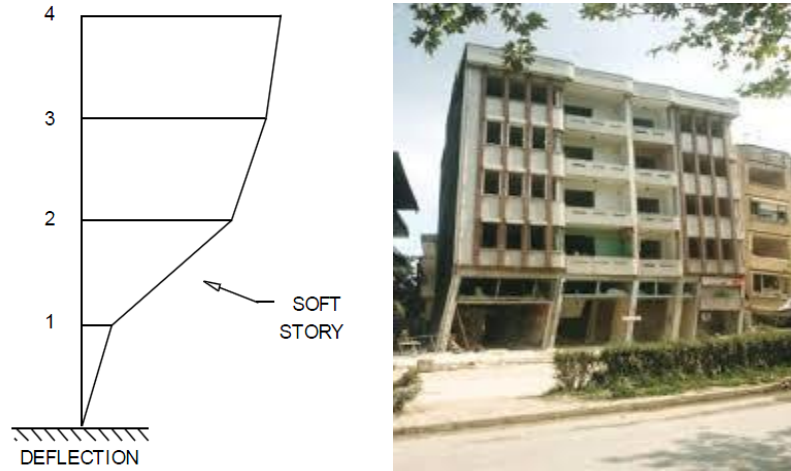
4. Tingkat lemah (*weak story*)

Kekuatan sistem penahan gaya lateral disemua tingkat harus tidak kurang dari 80% kekuatan tingkat yang berdekatan di atas atau di bawahnya (FEMA 310, 1998). Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan gaya lateral di suatu tingkat tertentu untuk arah yang ditinjau. Tingkat lemah akan mengakibatkan terjadinya konsentrasi perilaku inelastis yang dapat mengakibatkan keruntuhan sebagian atau total tingkat tersebut (Purwono dan Tavio, 2010).

5. Tingkat lunak (*soft story*)

Kekakuan sistem penahan gaya lateral di semua tingkat harus tidak kurang dari 70% kekakuan di tingkat yang berdekatan di atas atau di bawahnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atas atau di bawahnya (FEMA 310, 1998). Kolom-kolom pada tingkat lunak jika dirancang tanpa

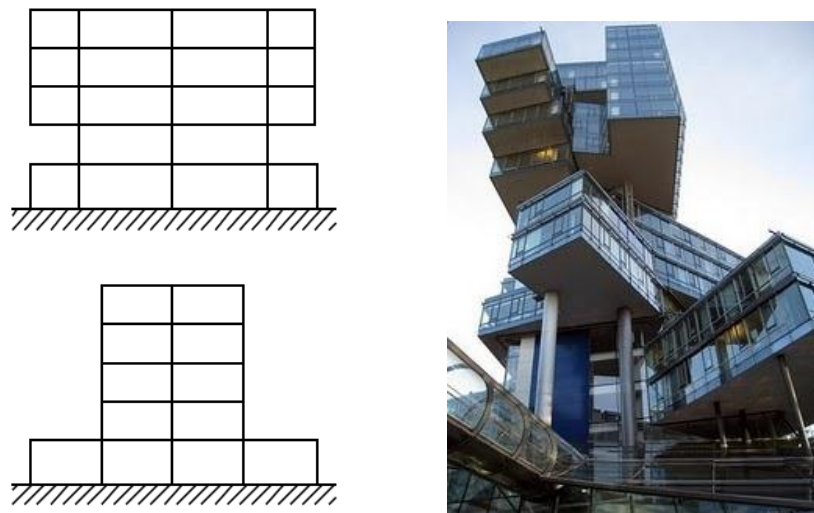
mempertimbangkan simpangan antar tingkat, dapat berpotensi mengakibatkan terjadinya keruntuhan (Purwono dan Tavio, 2010). Penjelasan defleksi pada *soft story* dijelaskan pada Gambar 3.8.



Gambar 3. 8 Defleksi pada *Soft Story* (FEMA 310, 1998)

6. Geometri

Berdasarkan FEMA 310, geometri bangunan struktur tidak boleh ada perubahan dimensi horizontal dari system penahan gaya lateral lebih dari 30% pada suatu tingkat relatif terhadap tingkat-tingkat yang berdekatan, kecuali untuk *penthouse* satu lantai. Ketidakteraturan geometri-geometri biasanya ditentukan dengan pemeriksaan variasi dimensi antar tingkat system penahan gaya lateral. Contoh dari bangunan dengan geometri yang tidak teratur pada Gambar 3.9.



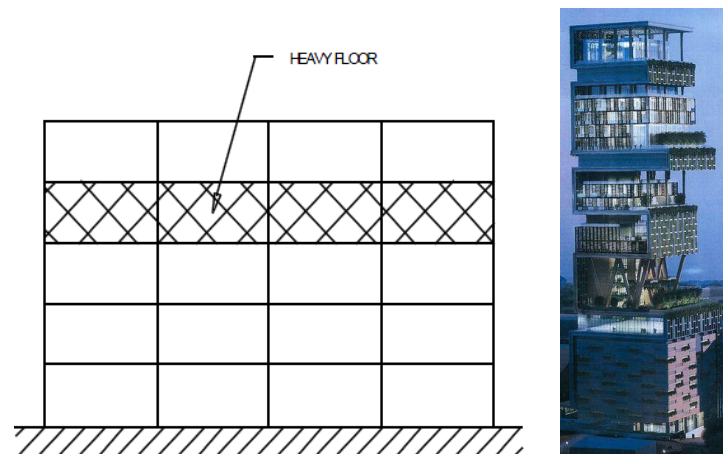
Gambar 3. 9 Ketidakteraturan geometri (FEMA 310, 1998)

7. Ketidaksinambungan vertical

Semua komponen struktur vertical pada sistem penahan gaya lateral harus menerus kepondasi (FEMA 310, 1998). Jika terdapat elemen rangka yang tidak menerus ke dalam pondasi tetapi berhenti di tingkat atasnya, maka geser di tingkat ini akan ditransfer melalui diafragma ke kolom-kolom di bawahnya Gambar 3.9. Hal ini dikhawatirkan jika kapasitas geser pada elemen tersebut melampaui kapasitas kolom-kolomnya (Purwono dan Tavio, 2010).

8. Massa

Berdasarkan FEMA 310, mensyaratkan bahwa tidak boleh ada perubahan massa efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ke tingkat berikutnya Gambar 3.10.



Gambar 3. 10 Perbedaan massa pada salah satu lantai (FEMA 310, 1998)

9. Puntir

Berdasarkan FEMA 310, mensyaratkan bahwa Jarak antar pusat massa tingkat dan pusat kekakuan tingkat harus lebih kecil dari 20% lebar bangunan dalam kedua arah dimensi bangunan. Bilamana terdapat puntir yang signifikan dalam bangunan dikhawatirkan terjadi tambahan deformasi dan simpangan lateral yang dikenakan pada elemen-elemen vertikal oleh rotasi diafragma. Bangunan dapat dirancang untuk memenuhi gaya gempa nominal termasuk puntirnya, tetapi bangunan dengan puntir yang besar bisa berperilaku kurang baik bila menghadapi gempa (Purwono dan Tavio, 2010).

10. Kolom pendek terkekang

Menurut FEMA 310 (1998), rasio tinggi/dalam kolom di suatu tingkat harus tidak kurang dari 75% dari rasio tinggi atau dalam nominal kolom tipikal di tingkat tersebut.

D. *Quick check* untuk kekakuan dan kekuatan

Pengecekan secara cepat (*quick check*) dilakukan untuk mengetahui potensi kelemahan pada bangunan. Hasil dari *quick check* kemudian dibandingkan dengan ketentuan yang terdapat dalam FEMA 310 (1998). Beberapa parameter yang dicek antara lain :

1. Kekakuan dan gaya geser tingkat

Menurut FEMA 310 (1998), perhitungan kekakuan tingkat secara cepat dapat dilakukan dengan menghitung nilai *Drift Ratio (DR)* terlebih dahulu dengan menggunakan persamaan (3.9).

$$DR = \left(\frac{k_b + k_c}{k_b k_c} \right) \left(\frac{h}{12E} \right) V_c \dots\dots\dots (3.6)$$

Keterangan ;

- DR = drift ;
- k_b = $1/L$ pada balok yang mewakili ;
- k_c = $1/h$ pada kolom yang mewakili
- h = tinggi tingkat (in)
- I = Momen inersia (in^4)
- L = Panjang bentang balok (in)
- E = Modulus elastisitas (ksi)
- V_c = gaya geser pada kolom (kips)

Menurut FEMA 310 (1998), gaya geser pada kolom (V_j) dihitung menggunakan rumus pada persamaan (3.7) berikut.

$$V_j = \left(\frac{n+j}{n+1} \right) \left(\frac{W_j}{W} \right) V \dots\dots\dots (3.7)$$

Keterangan ;

- V_j = Gaya geser pada tingkatan ke-j;

- n = Jumlah tingkat ;
- j = Tingkat yang ditinjau ;
- W_j = Jumlah berat pada semua lantai di atas tingkat ke- j ;
- W = Berat total bangunan;
- V = Gaya lateral, dihitung menggunakan pers. (3.8) dan (3.9)

$$V = C.S_a . W \dots\dots\dots (3.8)$$

$$V = 0,75.W \dots\dots\dots (3.9)$$

Keterangan ;

V = Gaya lateral

C = Faktor modifikasi yang berkaitan dengan simpangan inelastik maksimum yang diharapkan untuk menghitung simpangan pada respon linier elastic. Nilai C di ambil dari Tabel 3.9.

S_a = Respon spectral percepatan (*spectral acceleration*) pada saat periode fundamental bangunan.

W = Berat total bangunan.

Tabel 3. 9 Faktor Modifikasi (FEMA 310, 1998)

Building Type	Number of stories			
	1	2	3	≥ 4
Wood (W1, W1A, W2) Moment Frame (S1, S3, C1, PC2A)	1.3	1.1	1.0	1.0
Shear Wall (S4, S5, C2, C3, PC1A, PC2, RMW, URMA) Braced Frame (S2)	1.4	1.2	1.1	1.0
Unreinforced Masonry (URM) Flexible Diaphragms (S1A, S5A, C2A, C3A, PC1, RM1)	1.0	1.0	1.0	1.0

2. Tegangan geser kolom pada struktur beton

Menurut FEMA 310 (1998), kekuatan tingkat dapat diketahui dengan melakukan perhitungan cepat terhadap tegangan geser pada kolom menggunakan rumus pada persamaan (3.10).

$$V_{avg} = \frac{1}{m} \left(\frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left(\frac{V_j}{A_c} \right) \dots \dots \dots (3.10)$$

Keterangan ;

V_{avg} = Tegangan geser rata-rata;

n_c = Jumlah kolom ;

n_f = Jumlah rangka pada arah pembebanan ;

A_c = Jumlah luas kolom seluruhnya ;

V_j = Gaya geser dihitung menggunakan persamaan (3.10) ;

m = Faktor modifikasi komponen. Untuk bangunan dengan tingkat kinerja *Life safety* menggunakan nilai 2,0 dan untuk bangunan dengan tingkat kinerja *immediate occupancy* menggunakan nilai 1,3.

FEMA 310 (1998) menentukan batasan agar struktur aman, tegangan geser rata-rata (V_{org}) dalam kolom yang tidak boleh melebihi 100 psi atau $2\sqrt{f'c}$.

3. Gaya aksial pada kolom akibat gaya guling

Menurut FEMA 310 (1998), perhitungan cepat untuk mengetahui gaya aksial pada kolom akibat gaya guling dihitung menggunakan persamaan (3.11).

$$P_{ot} = \frac{1}{m} \left(\frac{2}{3} \right) \left(\frac{V \cdot h_n}{L \cdot n_f} \right) \dots \dots \dots (3.11)$$

Dimana, P_{ot} = Gaya aksial pada kolom ;

V = Gaya lateral ;

n_f = Jumlah rangka pada arah pembebanan ;

h_n = Tinggi bangunan (feet) ;

L = Panjang bentang pada rangka (feet) ;

m = Faktor modifikasi komponen. Untuk bangunan dengan tingkat kinerja *Life safety* menggunakan nilai 2,0 dan untuk bangunan dengan tingkat kinerja *immediate occupancy* menggunakan nilai 1,3.

FEMA 310 (1998) menentukan batasan agar struktur aman, tegangan aksial dalam kolom harus kurang dari $0,3 f'c$.

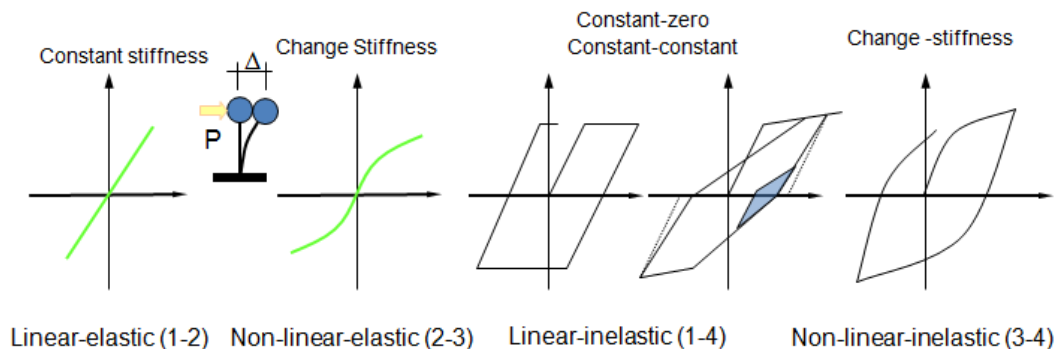
3.4.2. Tier (Tahap) 2: Evaluation Phase

Pada tahapan dua, terdiri dari dua analisis yakni (1) analisis secara lengkap pada bangunan terhadap *deficiencies* yang diidentifikasi pada tahap (*tier*) 1 atau (2) analisis pada *deficiencies* saja. Pada tahap 2 juga dilakukan analisis dan evaluasi kemampuan sistem gaya lateral yang terjadi pada bangunan. Analisis struktur pada tahapan ini adalah analisis linear elastik dinamik. Pada tahapan ini struktur dianggap masih pada kondisi elastik. Analisis kinerja komponen dilakukan sesuai prosedur FEMA 356 (2000).

3.4.2.1. Jenis Respon Struktur

Pada analisis struktur terdapat beberapa jenis respon struktur yang harus pahami. Pada pembebanan dinamik, jenis respon struktur tergantung dari banyak aspek, yaitu (1) level pembebanan dan (2) jenis material. Level pembebanan terdiri dari elastic dan in elastic (plastis). Sedangkan jenis material yaitu linier dan non linier. (Widodo, 2007).

Beberapa jenis respon struktur antara lain seperti terlihat pada Gambar 3.11 sebagai berikut.

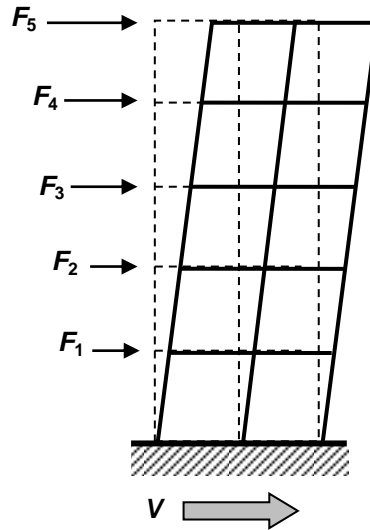


Gambar 3. 11 Jenis respon struktur (Widodo, 2007)

Tahapan 2 pada FEMA 310 (1998) adalah evaluasi bangunan menggunakan analisis linier. Analisis ini menggunakan prosedur analisis dinamik linier elastik (*Linier Elastic Dinamic Procedur, LEDP*) menggunakan respons spektrum.

3.4.2.2. Model-model beban pushover

1. Beban Segitiga Statik Linier Elastik (SNI 03-1726-2012)



Gambar 3. 12 Gaya lateral pada setiap tingkat bangunan

a. Gaya Geser Dasar (V)

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1, nilai gaya geser dasar nominal ekuivalen beban gempa (V) dihitung menurut Persamaan (3.12).

$$V = C_S W \dots\dots\dots(3.12)$$

Keterangan :

C_S = koefisien respon seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_S , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.13

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ dan } C_S = S_{D1} \frac{I}{T.R} \dots\dots\dots(3.13)$$

Keterangan:

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

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

b. Distribusi vertikal gaya gempa

Gaya gempa lateral F_x (kN) (SNI 03-1726-2012) pasal 7.8.3 yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan (3.14) berikut ini:

$$F_x = C_{vx} V \dots\dots\dots(3.14)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \dots\dots\dots(3.15)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertical

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur dinyatakan dalam kilonewton (KN)

w_i dan w_x = bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x .

h_i dan h_x = tinggi dasar sampai tingkat I atau x , dinyatakan dalam meter (m)

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :
 untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$ untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2.5 detik atau lebih, $k = 2$ untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

2. Beban Segitiga Statik Linier Elastik (SNI 03-1726-2002)

a. Gaya Geser Dasar (V) (SNI 03-1726-2002)

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 6.1.2, nilai gaya geser dasar nominal ekivalen beban gempa (V) dihitung menurut persamaan (3.16):

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots(3.16)$$

Dengan:

C_1 = nilai faktor respons gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana menurut SNI 03-1726-2002 untuk waktu getar alami fundamental(T_1).

- W_i = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- I = faktor keutamaan menurut Tabel 1 SNI 03-1726-2002.
- R = faktor reduksi gempa menurut Tabel 3 SNI 03-1726-2002.

b. Distribusi beban horizontal pada tiap lantai (F) (SNI 03-1726-2002)

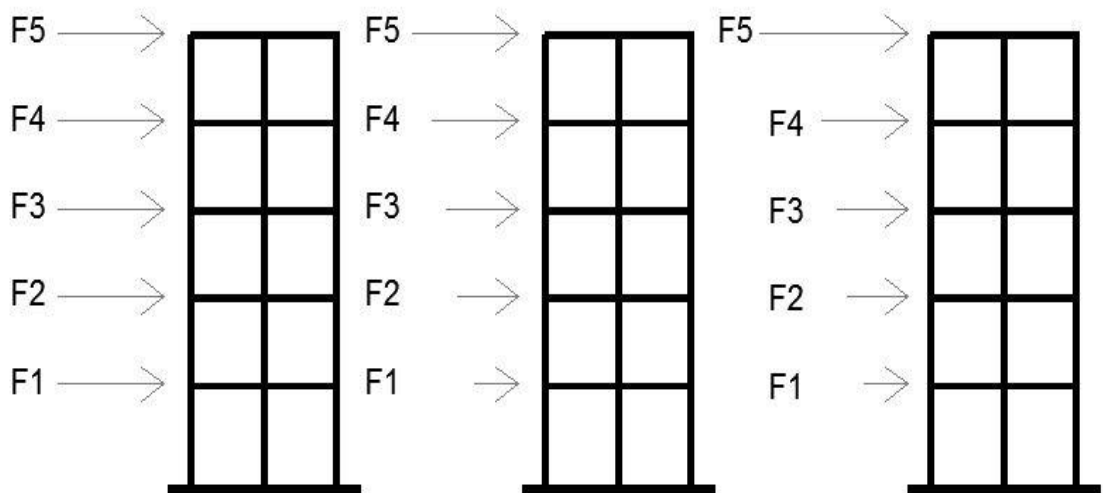
Beban geser dasar nominal V menurut persamaan 3.16 harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan 3.16 sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 6.1.3.

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i Z_i} V \dots\dots\dots(3.17)$$

dengan:

- W_i = berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai
- Z_i = ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral
- n = nomor lantai tingkat paling atas

3. Beban horizontal seragam pada tiap lantai (F)



Gambar 3. 13 3 Gaya beban horizontal pada setiap tingkat bangunan

Gaya horizontal seragam pada setiap tingkat bangunan ini digunakan untuk membandingkan dengan gaya segitiga pada SNI 03-1726-2002 dan SNI

03-1726-2012. Beban geser dasar nominal V harus dibagikan jumlah lantai struktur gedung menjadi beban seragam gempa nominal statik ekuivalen.

3.4.2.3. Analisis Dinamik Linier Elastik (*Linier Elastic Dynamic Prosedur, LEDP*)

Menurut FEMA 310 (1998), analisis linier dinamik harus digunakan pada bangunan dengan ketentuan berikut yaitu bangunan dengan tinggi lebih dari 100 ft dan bangunan dengan massa, kekakuan, atau kondisi geometri yang tidak umum (*irregularities*). Analisis linier dinamik dalam Tesis ini menggunakan respon spektrum dari wilayah lokasi bangunan.

Menurut Jamal (2011), Respons Spektrum adalah suatu diagram yang memberi hubungan antara percepatan response maksimum suatu sistem Satu Derajat Kebebasan (SDK) akibat suatu gempa masukan tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman waktu getar alami sistem SDK tersebut. Pada analisis linier dinamik ini menggunakan spektrum elastik, dimana spectrum didasarkan atas respon elastik struktur.

Menurut SNI 1726-2012, dalam melakukan analisis dinamik respon spektrum, ordinat Spektrum Respon tersebut harus dikoreksi dengan faktor koreksi I/R , dimana I adalah faktor keutamaan bangunan dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan.

Hal ini dilakukan karena untuk memperhitungkan kategori gedung yang dihadapi dan untuk menjadikan beban gempa menjadi beban nominal, sesuai dengan daktilitas yang dipilih untuk struktur gedung tersebut.

Menurut SNI 1726-2002 Pasal 7.2.2, analisis dinamik respon spektrum untuk bangunan tidak beraturan harus dilakukan dengan salah satu metode berikut:

1. metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination, CQC*) untuk waktu getar alami yang berdekatan atau selisih nilainya kurang dari 15%, dan
2. metode yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares, SRSS*) untuk waktu getar alami yang berjauhan.

Dalam praktik perencanaan, terdapat tiga tipe response spektrum yang digunakan, yaitu sebagai berikut ini.

1. Response spektrum dari *actual earthquake record* Respons spektrum ini berasal dari catatan gempa langsung. Biasanya hasil kurva respons spektrum kasar dengan kurva yang tajam dan tidak teratur.
2. *Smoothed design response spectra*. Untuk mengurangi respon yang berlebihan dari suatu gerakan tanah, maka suatu respons spektra diperhalus. Puncak yang tajam pada respon gempa diindikasikan sebagai akibat resonansi pada saat periode alami mendekati periode dari fungsi gaya.
3. *Site specific response spectra*. Pada struktur khusus dimana kondisi tanah tidak memungkinkan untuk menggunakan respons gempa dengan klasifikasi umum, maka dilakukan studi khusus untuk mengetahui karakteristik daerah tersebut terhadap gempa.

Dalam pemodelan ini, digunakan tipe *response Smoothed design response spectra* dengan data yang digunakan adalah data response gempa rencana sesuai dengan koordinat lokasi bangunan pada aplikasi desain spektra Indonesia dari situs www.puskim.go.id.

3.4.2.4. Batas Penerimaan Untuk Prosedur Linier Statik Dan Prosedur Linier Dinamik

Apabila dimensi komponen struktur dan kualitas bahan sudah diketahui, maka kekuatan struktur dalam mendukung gaya aksial, momen dan geser dapat dianalisis FEMA 356 menyebutkan nilai dan distribusi dari kebutuhan inelastik pada komponen utama dari hasil analisis linier dinamik elastik ditentukan melalui nilai DCR (*Demand-Capacity Ratio*), menurut pada persamaan (3.18).

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \dots\dots\dots(3.18)$$

Dimana, Q_{UD} = Kuat perlu akibat beban gravitasi dan beban gempa
 Q_{CE} = Kuat yang diharapkan pada setiap komponen

Kuat yang diharapkan (Q_{CE}) adalah sama dengan kapasitas (kuat nominal) dikalikan 1,25.

Kuat perlu akibat beban gravitasi dan beban gempa (Q_{UD}) dihitung berdasarkan kombinasi beban dengan faktor beban γ , sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013 kuat perlu yang diperhitungkan pada persamaan (3.19) dan persamaan (3.20).

$$Q_{UD} = 1,2D + 1,0L + 1,0E \dots\dots\dots(3.19)$$

$$Q_{UD} = 0,9D + 1,0E \dots\dots\dots(3.20)$$

Dimana, D = beban mati

L = beban hidup yang ditetapkan sesuai dengan ketentuan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1987

E = beban gempa ditetapkan berdasarkan SNI-1726-2012

DCR harus dihitung pada setiap komponen primer dalam mendukung gaya aksial, momen dan geser. FEMA 356 menyatakan bahwa prosedur analisis linier dapat digunakan apabila :

1. Jika nilai DCR pada setiap komponen $\leq 2,0$, prosedur analisis dapat digunakan
2. Jika pada satu atau lebih komponen, nilai $DCR > 2,0$ dan tidak terdapat adanya ketidak-beraturan (*irregularities*) pada struktur, maka prosedur analisis linier dapat digunakan.
3. Jika pada satu atau lebih komponen, nilai $DCR > 2,0$ dan terdapat adanya ketidak-beraturan (*irregularities*) pada struktur, maka prosedur analisis linier tidak dapat digunakan.

3.4.2.5. Analisis Kekuatan Komponen Balok

A. Analisis Lentur Balok

Menurut SNI 2847-2002 untuk penampang balok bertulang rangkap, seperti terlihat pada Gambar 3.14, dimana apabila semua tulangan telah leleh atau $f_s = f'_s = f_y$, akan diperoleh resultan gaya-gaya dalam sebagai berikut.

Gaya tekan pada beton :

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b \quad \dots\dots\dots(3.21)$$

Gaya tekan pada tulangan :

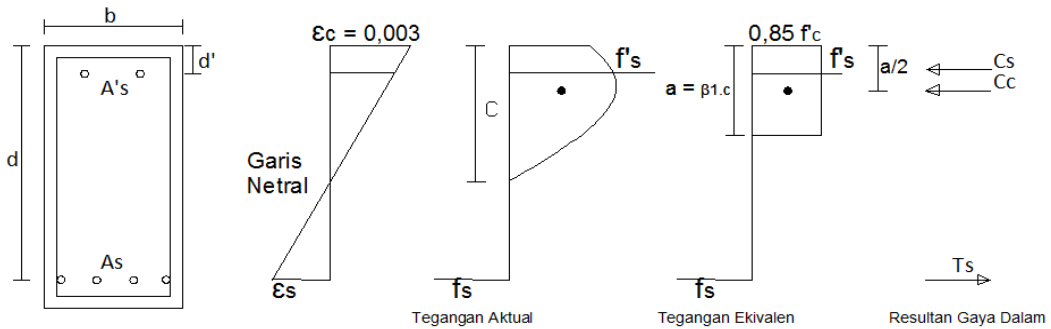
$$C_s = A'_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.22)$$

Dimana A'_s adalah luas tulangan tekan (mm^2)

Gaya tarik pada tulangan :

$$T = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.23)$$

Dimana A_s adalah luas tulangan tarik.



Gambar 3. 14 Penampang balok bertulang rangkap pada saat tegangan lentur tercapai

Persamaan kesetimbangan

$$C = C_c + C_s = T \quad \dots\dots\dots(3.24)$$

$$0,85 f'_c \cdot a \cdot b + A'_s \cdot f_y = A_s \cdot f_y \quad \dots\dots\dots(3.25)$$

Diperoleh :

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0,85 f'_c \cdot b} \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

Diagram regangan selanjutnya digunakan untuk memeriksa apakah tulangan telah leleh apa belum. Tulangan akan mengalami leleh apabila regangannya melebihi f_y/E_s . Regangan pada tulangan dihitung sebagai berikut :

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{c - d'}{c} = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \quad \dots\dots\dots(3.27)$$

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad \dots\dots\dots(3.28)$$

Apabila $\varepsilon_s > f_y/E_s$ maka baja desak sudah leleh, sehingga kapasitas momen nominal balok adalah

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f_y (d - d') \dots\dots\dots(3.29)$$

$$a = \frac{A_s f_s - A'_s \cdot f'_s}{0,85 f'_c \cdot b} \dots\dots\dots(3.30)$$

Apabila $\varepsilon_s < f_y/E_s$ maka baja desak belum leleh, sehingga kapasitas momen nominal balok adalah

$$M_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s (d - d') \dots\dots\dots(3.31)$$

Dengan nilai f'_s :

$$f'_s = \varepsilon'_s \cdot E_s = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} E_s \dots\dots\dots(3.32)$$

$$f_s = \varepsilon'_s \cdot E_s = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a} E_s \dots\dots\dots(3.33)$$

B. Analisis Geser Balok

Kekuatan geser nominal balok ditentukan dengan memperhitungkan kontribusi beton dan konstribusi tulangan geser (sengkang), diperoleh :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(3.34)$$

dimana :

V_c = kuat geser yang disumbangkan oleh beton (kn)

V_s = kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (kn)

Menurut SNI 2874-2002, kuat geser yang disumbangkan oleh beton yang hanya dibebani oleh geser dan lentur adalah.

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \dots\dots\dots(3.35)$$

Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur adalah :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots(3.36)$$

Dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berada dalam jarak s .

3.4.2.6. Analisis Kekuatan Komponen Kolom

A. Kekuatan Kolom Pendek Yang Dibebani Secara Konsentrik

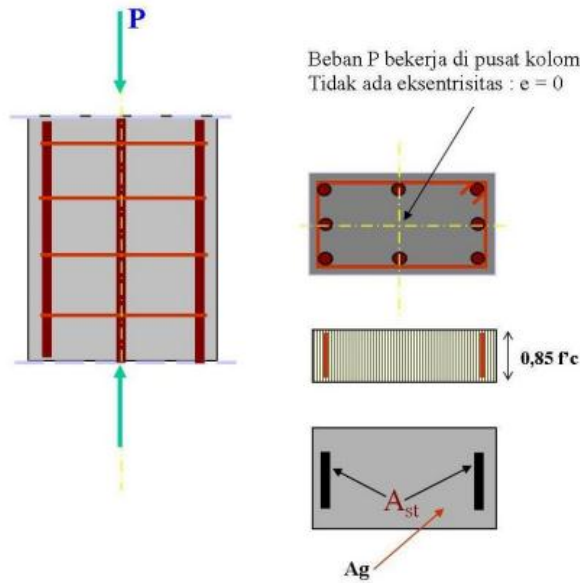
Kekuatan kolom pendek yang dibebani secara konsentrik dihitung sebagai berikut :

$$P_o = 0,85 \cdot f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \dots\dots\dots(3.37)$$

Dimana :

A_{st} = Luas total tulangan baja, yaitu $A_s + A'_s$

A_g = Luas total penampang kotor



Gambar 3. 15 Gaya Aksial konsentrik pada kolom

B. Kekuatan Kolom Yang Dibebani Secara Eksentrik

Pada analisis kolom terhadap beban eksentrik ini, prinsip blok tegangan persegi yang digunakan pada analisis balok dapat pula diterapkan.

Regangan pada tulangan dihitung sebagai berikut :

$$\epsilon'_s = 0,003 \frac{c - d'}{c} \dots\dots\dots(3.38)$$

$$\epsilon_s = 0,003 \frac{d - c}{c} \dots\dots\dots(3.39)$$

Tegangan dapat dihitung sebagai berikut :

$$f'_s = \epsilon'_s E_s \leq f_y \dots\dots\dots(3.40)$$

$$f_s = \epsilon_s E_s \leq f_y \dots\dots\dots(3.41)$$

Gaya-gaya dalam dihitung sebagai berikut :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad \dots\dots\dots(3.42)$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \dots\dots\dots(3.43)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.44)$$

Persamaan kesetimbangan mensyaratkan :

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots(3.45)$$

Diperoleh M_n sebagai berikut :

$$M_n = P_n \cdot e = C_c \left(\hat{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\hat{y} - d') - T_s (d - \hat{y}) \dots\dots\dots(3.46)$$

Atau

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots(3.47)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(\hat{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s \cdot f'_s (\hat{y} - d') - A_s \cdot f_s (d - \hat{y}) \dots\dots(3.48)$$

Jenis keruntuhan yang terjadi pada kolom pendek adalah timbulnya leleh pada tulangan tarik dan keruntuhan tekan. Kondisi seimbang (*balance*) terpenuhi apabila keruntuhan terjadi secara bersamaan pada tulangan tarik dan beton tekan. Apabila P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berkaitan dengan keruntuhan *balance*, maka :

$$P_n < P_{nb} \quad : \text{keruntuhan tarik}$$

$$P_n = P_{nb} \quad : \text{keruntuhan } balance$$

$$P_n > P_{nb} \quad : \text{keruntuhan tekan}$$

C. Kuat Kolom Pada Keruntuhan Tarik

Pada kondisi $e > e_b$ atau $P_n < P_{nb}$, keruntuhan taruk akan terjadi pada tulangan baja, sehingga $f_s = f_y$, pada kolom umumnya dipasang tulangan $A_s' = A_s$ untuk mencegah kekeliruan dalam penempatan tulangan tarik dan desak dalam pelaksanaan. Hal ini juga diperlukan apabila kemungkinan beban yang terbalik arah, misalnya akibat angin atau gempa. untuk kondisi keruntuhan fisik, dimana $A_s = A_s'$ diperoleh :

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad \dots\dots\dots(3.49)$$

$$M_n = P_n \cdot e = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y (\hat{y} - d') \dots\dots\dots(3.50)$$

Dimana $\hat{y} = \frac{h}{2}$ merupakan pusat geometri penampang.

D. Kuat Kolom Pada Keruntuhan Tarik

Kekuatan penampang yang dibebani gaya tarik aksial murni dihitung dengan menganggap bahwa penampang telah retak dan mengalami regangan tarik deragam melebihi regangan leleh e_y . Akibat regangan leleh tersebut semua lapisan tulangan pada penampang akan mencapai tegangan leleh f_y , sehingga :

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^n - f_y \cdot A_{s_i} \dots \dots \dots (3.51)$$

Dimana P_{nt} adalah kekuatan tarik nominal penampang.

E. Analisis Geser Kolom

Kekuatan geser nominal kolom ditentukan dengan memperhitungkan kontribusi beton dan kontribusi tulangan geser (sengkang), diperoleh :

$$V_n = V_c + V_s \dots \dots \dots (3.52)$$

Keterangan ;

V_c = Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

V_s = Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton yang hanya dibebani oleh tekan aksial adalah

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) b_w d \dots \dots \dots (3.53)$$

Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser yang tegak lurus sumbu aksial komponen struktur adalah :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots \dots \dots (3.54)$$

Dimana A_v adalah luas tulangan geser yang berada dalam jarak s .

3.4.3. Tier (Tahap) 3: Detailed Evaluation Phase

Tahapan ini dilakukan jika diidentifikasi terdapat *deficiencies* (kelemahan) pada tahap 2. Evaluasi detail dilakukan dengan metode non linier untuk analisis statik. Kinerja dapat dievaluasi dengan membandingkan gaya yang akan terjadi dengan kapasitas yang dimiliki oleh struktur tersebut. Pada analisis non linear ini

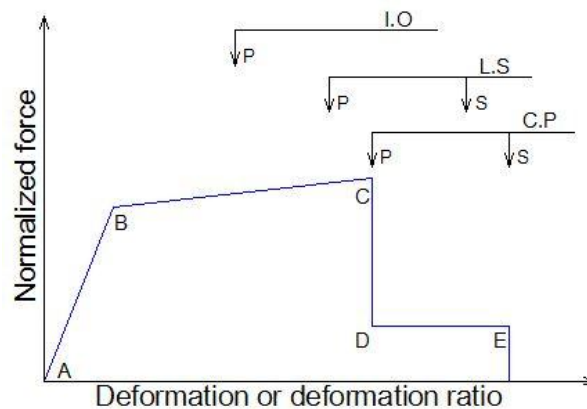
menempatkan struktur pada kondisi pasca elastik (*inelastic*). Analisis yang akan digunakan adalah analisis nonlinear *inelastic* yaitu analisis beban dorong statik (*pushover analysis*).

3.4.3.1. Analisis Beban Dorong Statik (Analisis Pushover)

Menurut SNI 1726-2012, analisis beban dorong statik (*static pushover analysis*) merupakan cara analisis statik yang bisa dilakukan secara 2 dimensi maupun 3 dimensi. Pengaruh gempa rencana dianggap sebagai beban statik yang ditempatkan pada pusat massa masing-masing lantai, yang kemudian nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama (sendi plastis) di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca elastik yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

Tujuan dari analisis pushover ini adalah untuk mengevaluasi perilaku keruntuhan dari suatu struktur akibat gempa, mendapatkan kurva hubungan gaya geser dan *displacement*, dan mendapatkan kurva kapasitas dan skema plastifikasi atau distribusi sendi plastis yang terjadi. Hal ini tentunya berbeda dengan analisis beban gempa statik ekuivalen, karena model analisisnya yang linier sehingga tidak dapat digunakan untuk menganalisis kinerja struktur yang telah mengalami plastifikasi (nonlinier) di beberapa tempat, sehingga perilaku keruntuhan struktur juga tidak dapat diketahui.

Pada FEMA 356 telah dijelaskan tentang kriteria deformasi yang terjadi dan prosedur analisis pada analisis *pushover*. Dokumen tersebut mendefinisikan kriteria deformasi-gaya untuk sendi (*hinges*) yang digunakan pada analisis *pushover*, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.16.



Gambar 3. 16 Batas deformasi elemen atau komponen (FEMA 356, 2000)

Gambar 3.16 merupakan grafik yang berfungsi untuk mengetahui seberapa besar level kinerja dari suatu bangunan. Pada kondisi A-B bangunan dapat dikategorikan masih dalam kondisi elastik. Dalam kondisi tersebut bangunan yang telah diberi beban gempa masih dalam level *Operasional*. Pada titik tertentu yang terdapat kondisi leleh pada komponen bangunan, maka kondisi tersebut termasuk ke dalam level *Immediate Occupancy*. Kemudian jika bangunan terus dibebani dengan beban gempa yang lebih besar, maka komponen bangunan akan sampai pada titik C, dalam kondisi tersebut level kinerja bangunan pada kondisi *Life Safety*. Pada kondisi terakhir, bangunan yang dibebani dengan beban gempa yang lebih besar lagi akan sampai pada kondisi *Collapse Prevention*. Pada kondisi tersebut bangunan sudah tidak memungkinkan lagi untuk diadakan perbaikan. Pada kondisi terakhir ini mitigasi yang bisa diberikan yaitu dengan cara diruntuhkan (*demolished*).

Ada beberapa cara menentukan target perpindahan untuk menentukan titik kinerja bangunan dengan analisis *pushover*. Dua cara yang cukup terkenal adalah *Displacement Coeficient Method* atau Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 273/274, FEMA 356/440) dan *Capacity Spectrum Method* atau Metode Spektrum Kapasitas (ATC 40). Karena banyaknya komponen yang harus dievaluasi, maka analisis *pushover* dilakukan dengan bantuan program komputer. Dua metode tersebut telah *built-in* dalam beberapa program analisis struktur, salah satunya

adalah program SAP2000. Dalam evaluasi ini analisa *pushover* menggunakan metode Spektrum Kapasitas (ATC-40) yang telah *built-in* pada SAP2000 versi 15.

A. Distribusi Beban Lateral

Beban lateral harus diterapkan pada model matematik dan proporsional dengan distribusi gaya inersia pada setiap lantai diaphragma. Untuk analisis, FEMA 356 (2000) mensyaratkan penggunaan sedikitnya dua pola distribusi vertikal dari beban lateral. Salah satu pola dapat dipilih dari setiap 2 kelompok pola berikut ini:

- 1) Pola modal (*modal pattern*), yaitu sebagai berikut ini.
 - a) Distribusi vertikal yang proporsional dengan nilai. Distribusi ini digunakan hanya jika lebih dari 75% dari total massa yang berpartisipasi dalam mode pertama dalam arah yang ditinjau.
 - b) Distribusi vertikal yang proporsional dengan bentuk mode pertama dalam arah yang ditinjau. Penggunaan distribusi ini berlaku hanya bila lebih dari 75% dari total massa yang berpartisipasi dalam mode ini.
 - c) Distribusi vertikal yang proporsional dengan distribusi gaya geser tingkat yang dihitung dengan kombinasi respon modal dari analisis respon spektrum, termasuk mode yang cukup untuk mencakup sedikitnya 90% dari total massa bangunan, dan menggunakan spektrum gerakan tanah yang sesuai. Distribusi ini digunakan apabila waktu getar alami dari mode pertama melebihi 1 detik.
- 2) Pola kedua (*second pattern*), yaitu sebagai berikut ini.
 - a) Distribusi seragam yang terdiri dari gaya lateral pada setiap lantai yang proporsional dengan total massa dari setiap lantai.
 - b) Distribusi beban *adaptive*, yang dimodifikasi dari distribusi beban awal dengan menggunakan suatu prosedur yang meninjau properti struktur yang telah leleh.

Pada penelitian ini distribusi beban lateral menggunakan distribusi seragam.

B. Target Perpindahan

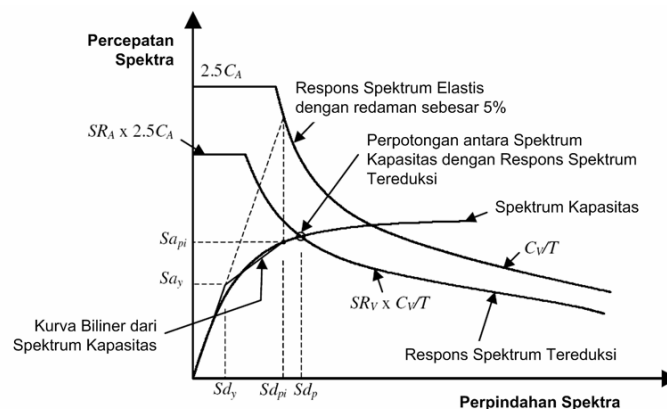
Evaluasi level kinerja struktur didasarkan pada gaya dan deformasi yang terjadi pada saat perpindahan pada titik kontrol sama dengan target perpindahan

δt . Titik kontrol (*control node*) ini diletakkan pada pusat massa atap dari model struktur. Titik kontrol ini kemudian dievaluasi terhadap beban lateral yang ditetapkan. Target perpindahan (*displacement target*) dapat dihitung dengan beberapa metode, antara lain Metode Spektrum Kapasitas (ATC-40, 1996) dan Metode Koefisien Perpindahan (FEMA 356, 2000). Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 12.6.4.4 bahwa batasan maksimum simpangan (δu) adalah $0,02 H$. Pada saat dilakukan analisis, target perpindahan ini diperbesar sampai minimal 150% untuk mendapatkan perilaku bangunan pada saat melebihi kondisi rencananya.

C. Penentuan Titik Kinerja (*Performance Point*)

1. *Perfomanced Point* dengan ATC-40

Titik kinerja (*performance point*) merupakan perpotongan antara kurva spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Titik kinerja ini merupakan suatu kondisi dimana *seismic capacity* struktur gedung sama dengan *seismic demand* yang ditentukan pada struktur akibat gerakan tanah dasar. Oleh karena itu, titik kinerja ini merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu sebagai representasi dari kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu dan menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan. Dalam hal analisis dengan program SAP2000 dengan metode spektrum kapasitas, SAP2000 secara otomatis akan menentukan titik kinerja dari struktur yang ditinjau.

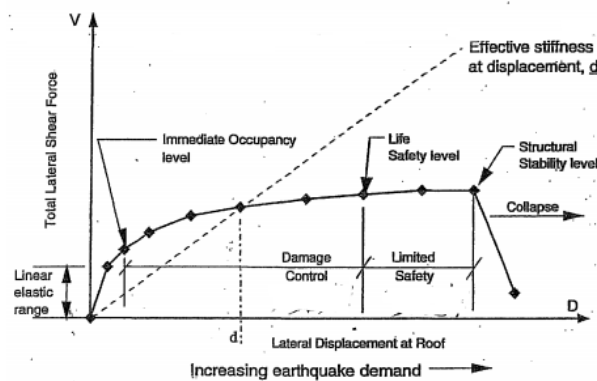


Gambar 3. 17 Performance Point pada Capacity Spectrum Method (sumber : Dewobroto, 2006)

Penentuan level kinerja struktur (*structural performance levels*) didasarkan melalui kriteria *structural drift ratio* yang diperoleh pada saat

titik kinerja tercapai. Structural drift ratio tersebut kemudian dibandingkan dengan persyaratan *drift ratio* yang ditetapkan oleh FEMA 356 (2000) pada Tabel 3.2 dan ATC-40 (1996) pada Tabel 3.3.

Kurva kapasitas tipikal penentuan *performance level* dari hasil kurva *pushover* ditunjukkan pada Gambar 3.18.



Gambar 3. 18 Typical Capacity Curve (ATC-40)

Pada penggunaan Metode Spektrum Kapasitas, penting untuk mengubah kurva kapasitas (kurva *pushover*) yang masih dalam bentuk hubungan gaya geser dasar dan perpindahan atap ke bentuk Spektrum Kapasitas. Spektrum Kapasitas merupakan representasi dari kurva kapasitas dalam format *Acceleration-Displacement Response Spectra* (ADRS), yaitu dalam hubungan S_a dan S_d . Hal ini ditunjukkan pada Gambar 3.19. Persamaan-persamaan yang digunakan untuk mengubahnya adalah :

$$Pfi = \frac{\left[\sum_{l=1}^N \frac{w_1 \theta_1}{g} \right]}{\left[\sum_{l=1}^N \frac{w_1 \theta_{11}^2}{g} \right]} \dots\dots\dots(3.55)$$

Modal effective weight kontribusi mode ke-1 sebagai berikut,

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{l=1}^N \frac{w_1 \theta_1}{g} \right]^2}{\left[\sum_{l=1}^N \frac{w_1}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_1 \theta_{11}^2}{g} \right]} \dots\dots\dots(3.56)$$

Spektral akselerasi S_a dapat dihitung dengan,

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(3.57)$$

Dengan demikian, *spectral displacement* SD dapat dihitung dengan,

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_i \Phi_{roof i}} \dots\dots\dots(3.58)$$

Keterangan ;

PF_i = Faktor partisipasi ragam (*modal participation factor*) untuk ragam ke-1.

α_1 = Koefisien massa ragam untuk ragam ke-1.

w_i/g = Massa lantai i .

Φ_{i1} = Perpindahan pada lantai i pada ragam ke-1.

N = Jumlah lantai.

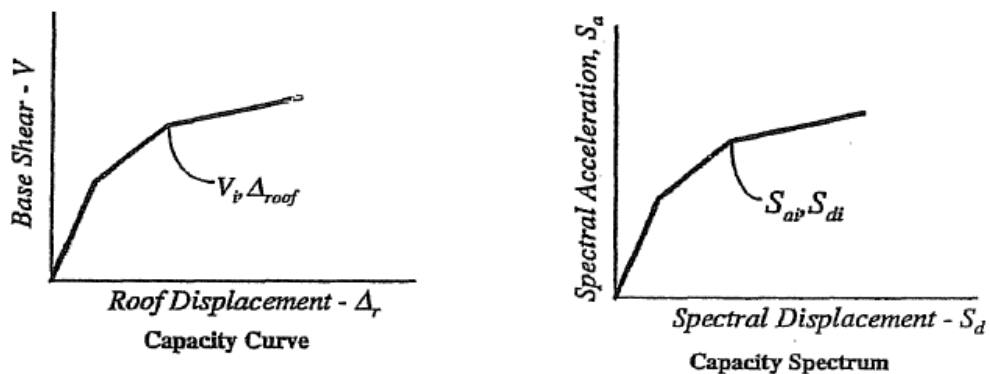
V = Gaya geser dasar.

W = Berat struktur (akibat beban mati dan beban hidup tereduksi).

Δ_{roof} = Perpindahan atap (yaitu yang digunakan pada kurva kapasitas).

S_a = Spektrum percepatan.

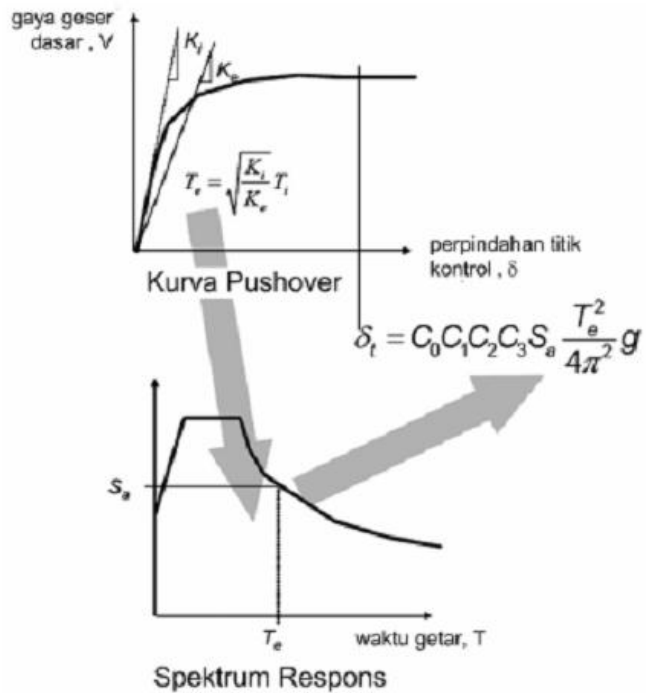
S_d = Spektrum perpindahan.



Gambar 3. 19 Konversi Kurva Kapasitas ke Spektrum Kapasitas (ATC-40, 1996)

2. *Performanced Point* dengan FEMA 356

Metode koefisien perpindahan merupakan metode dalam FEMA 356 yang digunakan untuk prosedur statik nonlinier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut “target perpindahan” (δ_T). Proses dimulai dengan menetapkan waktu getar efektif (T_e), yang memeperhitungkan kondisi inelastis bangunan.



Gambar 3. 20 Skematik Prosedur Metode Koefisien Perpindahan (*FEMA 356, 2000*)

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 \cdot g \dots\dots\dots(3.59)$$

Keterangan,

- T_e = waktu getar alamai efektif yang memperhitungkan kondisi inelastis
- C_0 = koefisien faktor bentuk, untuk mengubah perpindahan spektral menjadi perpindahan atap, umumnya memakai faktor partisipasi ragam yang pertama (*first mode participation factor*) atau berdasarkan dari FEMA 356, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.10.
- C_1 = faktor modifikasi yang menghubungkan perpindahan inelastik maksimum dengan perpindahan yang dihitung dari respon elastik linier.
 - = 1,0 untuk $T_e \geq T_s$
 - = $\frac{[1+(R-1)\frac{T_e}{T_s}]}{R}$, untuk $T_e < T_s$

Tabel 3. 10 Nilai untuk Faktor Modifikasi C_0^1 (FEMA 356, 2000)

Jumlah Tingkat	Bangunan Geser	Bangunan Lainnya
----------------	----------------	------------------

	Triangular Load Pattern (1.1,1.2,1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.2	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5
1. Interpolasi linier harus digunakan untuk menghitung nilai tengah-tengah. 2. Untuk seluruh lantai pada bangunan, interstory drift menurun dengan bertambahnya tingkat/lantai.			

T_S = waktu getar karakteristik yang diperoleh dari kurva respons spektrum pada titik dimana terdapat transisi bagian akselerasi konstan ke bagian kecepatan konstan.

R = rasi “kuat elastik perlu” terhadap “koefisien kuat leleh terhitung :

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \dots\dots\dots (3.60)$$

S_a = akselerasi respons spektrum yang berkesesuaian dengan waktu getar alami efektif pada arah yang ditinjau

V_y = gaya geser pada saat leleh, dari idealisasi kurva *pushover* menjadi bilinear

W = total beban mati dan beban hidup yang dapat direduksi

C_m = faktor massa efektif yang diambil dari FEMA 456, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.10

C_2 = koefisien untuk memperhitungkan efek “*pinching*” dari hubungan beban deformasi akibat degradasi kekakuan dan kekuatan, berdasarkan dari FEMA 356 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 3.11

Tabel 3. 11 Nilai untuk Faktor Massa Efektif C_m^1 (FEMA 356, 2000)

Number of story	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Sprandel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

C_m harus diambil sebesar 1.0 jika waktu getar alami (T) lebih besar dari 1.0 detik

Tabel 3. 12 Nilai Faktor Modifikasi C_2 (FEMA 356, 2000)

Level Kinerja Struktur	$T \leq 0.1 \text{ detik}^3$		$T \geq T_s \text{ detik}^3$	
	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²	Tipe Rangka 1 ¹	Tipe Rangka 2 ²
Immediate Occupancy	1.0	1.0	1.0	1.0
Life Safety	1.3	1.0	1.1	1.0
Collapse Prevention	1.5	1.0	1.2	1.0

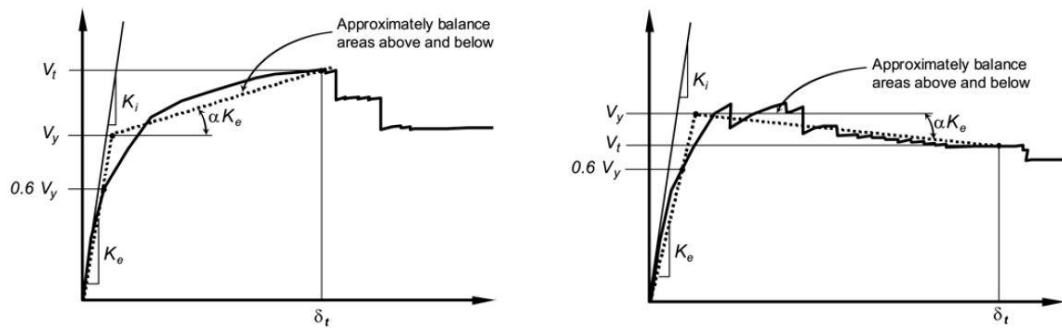
1. Struktur dengan lebih dari 30% pada geser tingkat disetiap level ditahan oleh beberapa kombinasi antara komponen, elemen atau rangka.
2. Semua rangka yang tidak termasuk Tipe Rangka 1.
3. Interpolasi linier harus digunakan untuk nilai Tengah T .

C_3 = koefisien untuk memperhitungkan pembesaran lateral akibat adanya efek P- Δ . Koefisien diperoleh secara empiris dari studi statistik analisa riwayat waktu non-linier dari SDOF dan diambil berdasarkan pertimbangan *engineering judgement*, dimana perilaku hubungan gaya geser dasar – lendutan pada kondisi pasca leleh kekakuannya positif (kurva meningkat) maka $C_3 = 1$, sedangkan jika perilaku pasca lelehnya negatif (kurva menurun) maka

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \dots\dots\dots (3.61)$$

α = rasio kekakuan pasca leleh terhadap kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya lendutan diidealisasikan sebagai kurva bilinear

g = percepatan gravitasi 9,81 m/det²



Gambar 3. 21 Perilaku Pasca Leleh Sistem Struktur (*FEMA 356, 2000*)

A. Kriteria Penerimaan Komponen pada Prosedur Analisis Nonlinier

Kriteria penerimaan komponen yang digunakan oleh FEMA 356 (2000) untuk prosedur non linier dan *deformation controlled* adalah deformasi pada titik-titik yang terdapat dalam alternatif kurva hubungan gaya (Q) dan deformasi (Δ). Kurva tersebut diperoleh dari *backbone curve* dari data pengujian.

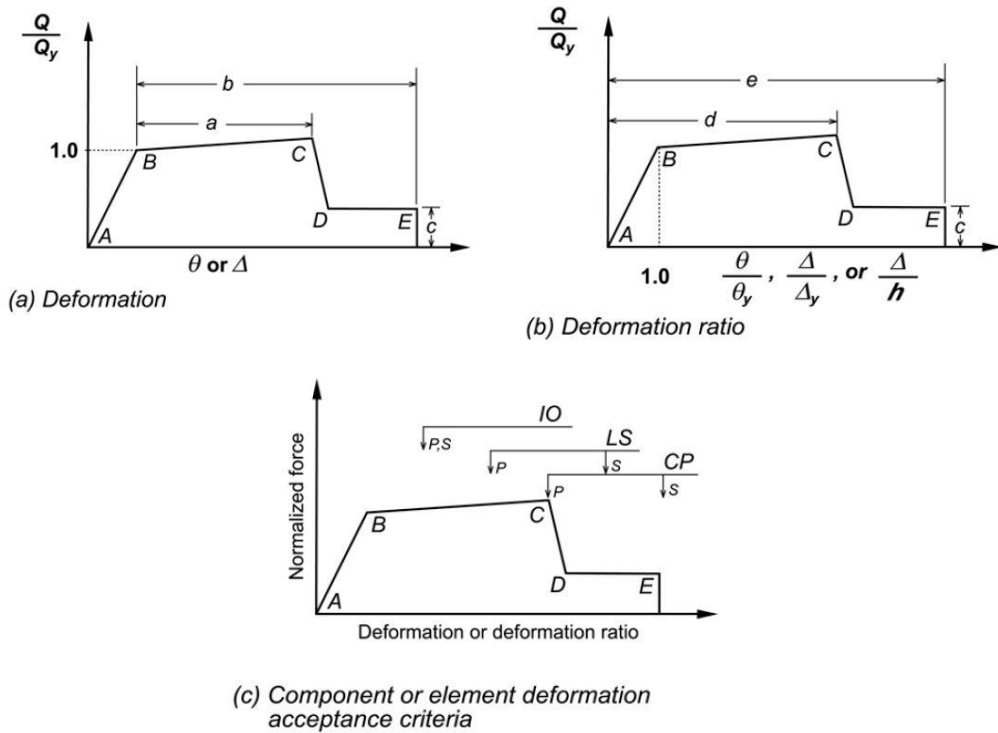
Kriteria penerimaan untuk komponen primer adalah sebagai berikut.

- Immediate Occupancy*, adalah deformasi pada bagian yang permanen, yaitu kerusakan yang tampak pada saat pengujian (*experiments*) tetapi tidak lebih besar dari 0,67 kali batas deformasi untuk *Life Safety*.
- Life Safety* : 0,75 kali deformasi pada titik C dalam kurva.
- Collapse Prevention* : deformasi pada titik C dalam kurva, tetapi tidak lebih besar dari 0,75 kali deformasi pada titik E.

Kriteria penerimaan untuk komponen sekunder adalah sebagai berikut.

- Immediate Occupancy* : penentunya sama dengan yang terdapat pada komponen primer.
- Life Safety* : 75% dari deformasi pada titik E.
- Collapse Prevention* : 100% dari deformasi pada titik C dalam kurva.

Hubungan antara beban dan deformasi hasil analisis menggunakan *pushover* terlihat pada Gambar 3.22.



Gambar 3. 22 Hubungan Beban-Deformasi dan Kriteria Batas Penerimaan Deformasi pada Komponen (*FEMA 356, 2000*)

B. Waktu Getar Alami Efektif Struktur (T_e)

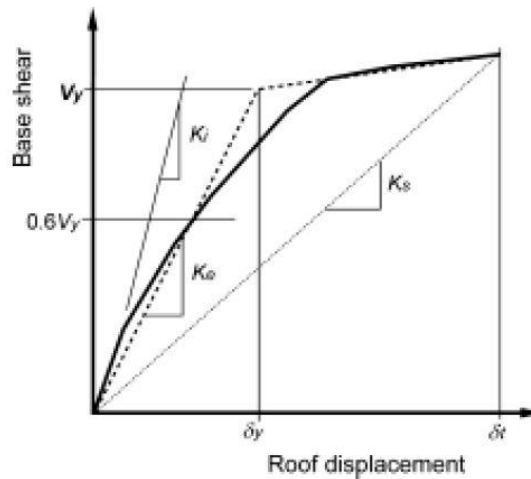
Waktu getar alami efektif struktur diperhitungkan pada saat struktur dalam kondisi in-elastis pada saat gempa maksimum. Waktu getar alami efektif struktur (T_e) dapat diperoleh dengan bantuan kurva hasil analisa *pushover*. Kurva *pushover* diubah menjadi kurva bilinear untuk mengestimasi kekakuan lateral efektif bangunan (K_e) dan kuat leleh bangunan (V_y). Kekakuan lateral efektif dapat diambil dari kekakuan secant yang dihitung dari gaya geser dasar sebesar 60% dari kuat leleh. Karena kuat leleh diperoleh dari titik potong kekakuan lateral efektif pada kondisi elastis (K_e) dan kondisi inelastis (αK_e), maka prosesnya dilakukan secara *trial-error*. Selanjutnya waktu getar alami efektif, T_e dihitung sebagai:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \dots\dots\dots(3.62)$$

Keterangan ;

T_i = periode alami awal elastis detik) pada arah yang ditinjau

K_i = kekakuan awal bangunan pada arah yang ditinjau

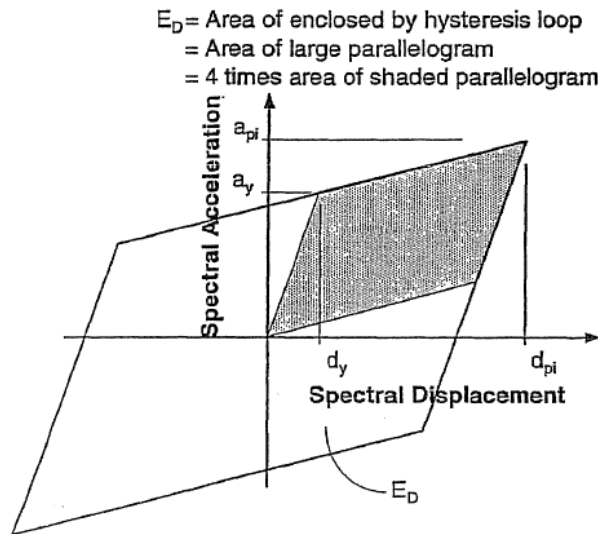


Gambar 3. 23 Parameter Waktu Getar Fundamental Efektif dari Kurva *Pushover* (FEMA 356)

3. *Perfomanced Point* dengan perhitungan manual

Dalam perhitungan performance point dan penentuan performed level secara manual sesuai pada grafik di Gambar 3.17, performed point merupakan perpotongan antara persamaan garis spektrum kapasitas dengan *spectra demand*. Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa penentuan performance point pada umumnya membutuhkan suatu iterasi. Proses iterasi dilakukan untuk mendapatkan nilai Redaman β_0 dan β_{eff} , kemudian dilanjutkan pada perhitungan *reduced of spectrum deman* SRA dan SRV untuk mendapatkan nilai *global drift ratio performance criteria*.

Redaman yang terjadi pada saat struktur dalam batas inelastis dapat dianggap sebagai kombinasi redaman viskous yang terdapat pada struktur dan redaman histeretik (*hysteretic damping*). Redaman histeretik ini berhubungan dengan area di dalam *loops* yang terbentuk pada saat gaya geser dasar diplot terhadap perpindahan struktur. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 3.24 berikut.



Gambar 3. 24 Penentuan *Energy Dissipated* dari redaman, E_D
 (ATC-40, 1996)

Redaman viscous ekuivalen, β_{eq} , yang berhubungan dengan perpindahan maksimum d_{pi} dapat diperkirakan dengan persamaan berikut :

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,005 \dots\dots\dots(3.63)$$

dimana :

β_0 = redaman histeretik yang direpresentasikan sebagai redaman viscous ekuivalen.

0,005 = 5% redaman viscous yang terdapat dalam struktur.

Selanjutnya β_0 dapat dihitung sebagai :

$$\beta_0 = \frac{63,7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \dots\dots\dots(3.64)$$

Sehingga diperoleh :

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63,7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots\dots\dots(3.65)$$

Redaman viscous efektif, β_{eff} , kemudian dirumuskan sebagai berikut :

$$\beta_{eff} = K\beta_0 + 5 = \frac{63,7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots\dots\dots(3.66)$$

dimana k merupakan faktor modifikasi redaman yang nilainya ditentukan sesuai dengan Tabel 8.1 ATC-40 (1996).

Untuk menuju kearah spektrum inelastik maka dipakai konsep *reduced spectrum demand* untuk periode pendek SRA dan untuk periode panjang SRV. Nilai-nilai tersebut akan dipengaruhi oleh *global hysteretic energy* β_{eff} yang nilai-nilai selengkapnya adalah sebagai berikut. (Widodo, 2012).

$$SRA = \frac{3,21-0,68.Ln(\beta_{eff})}{2,12} \dots\dots\dots(3.67)$$

$$SRV = \frac{2,31-0,41.Ln(\beta_{eff})}{1,65} \dots\dots\dots(3.68)$$

Tabel 3. 13 *Global drift ratio performance criteria* (ATC 40)

<i>Global drift</i>	<i>Performanced level</i>		
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Live Savety</i>
Y_{roof} / H	0,01	0,01-0,02	0,02
<i>Inelastic drift</i>	0,005	0,005-0,015	<i>No limit</i>

A. Daktilitas Struktur

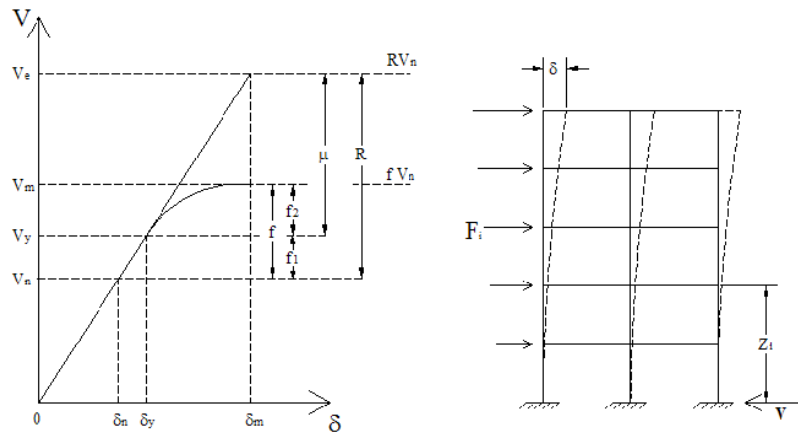
Nilai daktilitas struktur dapat diperoleh dari kurva kapasitas yang dihasilkan dari analisis statik nonlinier (*pushover*) dengan terlebih dahulu menentukan simpangan pada saat kondisi ultimit (δ_u) dengan simpangan pada kondisi leleh pertama (δ_y). Nilai daktilitas struktur didefinisikan sebagaimana Persamaan 3.70 dan Gambar 3.25 berikut.

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \dots\dots\dots(3.69)$$

dimana :

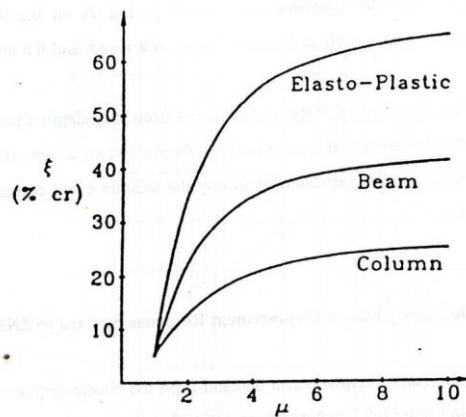
δ_u = Perpindahan (*displacement*) lateral ultimit

δ_y = Perpindahan lateral pada saat leleh



Gambar 3. 25 Diagram beban-simpangan (diagram $V-d$) struktur gedung

Nilai daktilitas struktur tersebut kemudian digunakan untuk menentukan redaman (β) pada penentuan titik kinerja (*performed point*) dalam metode spektrum kapasitas ATC-40 (1996). Dalam menentukan nilai redaman yang digunakan untuk penentuan titik kinerja telah didefinisikan secara grafis oleh NZNSEE (1996) seperti yang disajikan dalam (Gambar 3.26) sebagai berikut.



Gambar 3. 26 Grafik Hubungan daktilitas (μ) dengan redaman (β)
(NZNSEE, 1996)

B. Faktor Reduksi Gempa Aktual (R)

Menurut Aguirre (2004) yang dikutip oleh Jamal (2012), faktor reduksi kekuatan memiliki dua komponen faktor yaitu faktor yang berkaitan dengan rasio daktilitas struktur dan faktor yang berkaitan dengan kekuatan lebih struktur

(*overstrength*). Faktor reduksi gempa aktual (R) dapat diperoleh dengan pendekatan melalui persamaan berikut.

$$R_{aktual} = \frac{Q_e}{Q_y} \cdot \frac{Q_y}{Q_S} = R_{\mu} \cdot \Omega \quad \dots\dots\dots (3.70)$$

$$R_{code} = \frac{Q_e}{Q_y} \cdot \frac{Q_y}{Q_S} \cdot \frac{Q_S}{Q_{code}} = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot \gamma \quad \dots\dots\dots (3.71)$$

Dimana:

Q_e = gaya geser elastik struktur

Q_y = gaya geser pada titik leleh

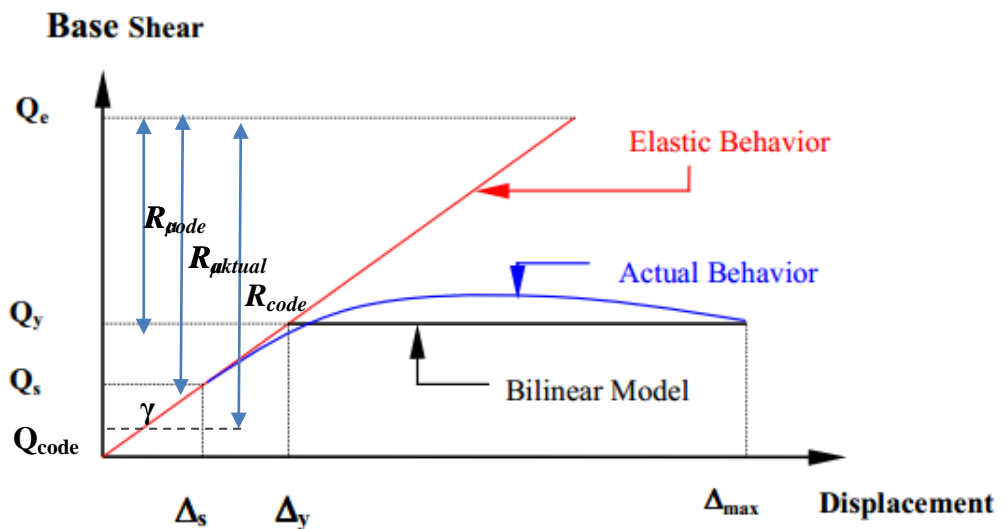
Q_S = gaya geser pada saat terjadi pelelehan pertama

R_{μ} = daktilitas struktur

Ω = faktor reduksi karena *overstrength*

γ = faktor reduksi dari pelelehan pertama ke *code*

Secara teoritis nilai minimum faktor reduksi karena *overstrength* adalah perkalian faktor beban dan faktor bahan yang dipakai dalam perencanaan beban dan kuat terfaktor, yaitu $1,05 \times 1,15 = 1,2$. Namun dalam kenyataannya selalu terjadi kekuatan unsur-unsur struktur yang berlebihan, karena jumlah tulangan atau profil terpasang yang lebih besar daripada yang diperlukan, sehingga pada umumnya faktor reduksi karena *overstrength* $> 1,2$.

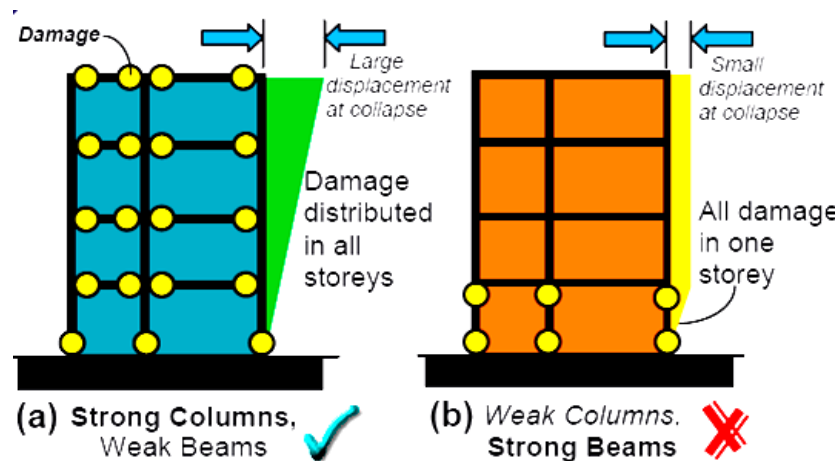


Gambar 3. 27 Penentuan Faktor Reduksi Kekuatan (Aguirre 2004 oleh Jamal 2012)

3.4.3.2. Sendi Plastis

Tegangan akan terjadi pada suatu elemen struktur sederhana dikenai sebuah gaya atau banyak gaya. Jika gaya-gaya yang dikenai ditingkatkan, maka tegangan-tegangan yang terjadi pada tampang juga akan meningkat. Pada suatu saat, gaya-gaya yang didukung sudah tidak dapat ditingkatkan lagi jika pada seluruh tampang telah tercapai tegangan lelehnya. Pada keadaan demikian, tampang akan terdefleksi atau berotasi terus (*plastic flow*) pada gaya yang konstan. Daerah dimana tampang sudah tidak mampu lagi menahan kenaikan gaya yang lebih besar disebut sendi plastis (*plastic hinges*) (Satyarno, 2012). Sendi plastis dapat terjadi pada suatu struktur portal berderajat kebebasan banyak MDOF (*Multi Degree of Freedom*).

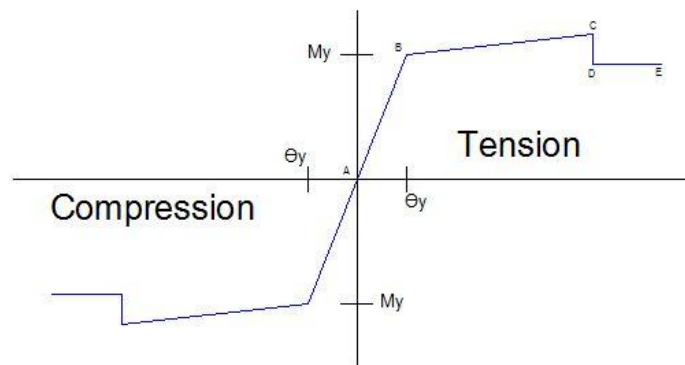
Ketika suatu gedung dilanda gempa yang cukup besar, akan timbul momen-momen pada balok atau kolomnya. Apabila besar dari momen-momen tersebut melampaui besar momen kapasitas balok atau kolom portal, maka terjadi sendi plastis pada balok atau kolom ditandai dengan melelehnya tulangan baja. Sendi plastis terjadi secara bertahap sampai bangunan gedung tersebut runtuh. (Jamal, 2011).



Gambar 3. 28 Kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis ,Widodo (2007) dalam Jamal (2011)

Ada dua kemungkinan pola terbentuknya sendi plastis, yaitu:

- a. Sendi-plastis terjadi pada balok. Pola ini tidak begitu berbahaya karena tidak ada efek $P-\Delta$ (sangat kecil), sehingga diperlukan banyak sendi-plastis untuk mencapai taraf keruntuhan bangunan.
- b. Sendi-plastis terjadi pada kolom. Bila pola ini terjadi maka keadaan menjadi berbahaya karena ada efek $P-\Delta$ (Gambar 3.29).



Gambar 3. 29 Default Sendi Plastis M3 dan P-MM

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku non linier *force-displacement* dan atau momen rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda sepanjang bentang balok atau kolom pemodelan sendi adalah *rigid* dan tidak memiliki efek perilaku linier pada *member*.

Pada penelitian tesis ini, analisis momen plastis tampang sebagai input data *hinge properties* dilakukan secara *auto* atau *default* pada program SAP2000.

Dalam analisa elemen kolom menggunakan tipe sendi *default* –PMM dengan mempertimbangkan kolom mendapat gaya aksial dan momen, sedangkan balok tipe sendi *default* M3 dengan mempertimbangkan balok menahan momen pada sumbu kuat (Gambar 3.20). Nilai yang tertera pada kriteria penerimaan untuk *Immediate Occupancy*, *Life Safety*, serta *Collapse Prevention*, merupakan nilai yang diambil berdasarkan FEMA 356 (2000).

3.4.3.3. Kriteria Nonlinier Plastic Rotation Angle Untuk Balok Dan Kolom

Balok dan kolom pada pemodelan *hinge* harus memenuhi kriteria untuk prosedur nonlinier terutama pada plastic rotation angle. Pada bangunan gedung yang diberikan gaya lateral pushover akan mengalami respon plastic rotation untuk menentukan performace level apakah balok dan kolom termasuk didalam IO, LS dan CP (Tabel 3.14 dan 3.15).

Tabel 3. 14 Kriteria nonlinier plastic rotation angle untuk balok

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Tabel 3. 15 Kriteria nonlinier plastic rotation angle untuk balok

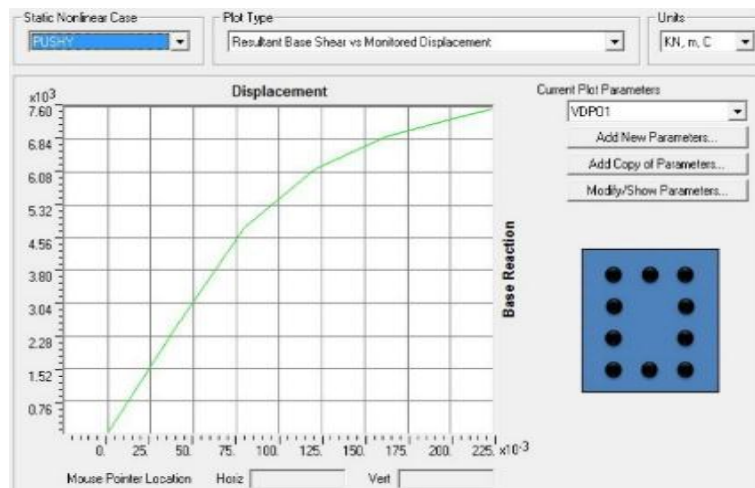
Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

3.4.3.4. Model hinge pada pendefinisian sendi plastis

Model hinge pada pendefinisian sendi plastis meliputi *auto section hinge* dan *fiber section hinge* adalah sebagai berikut.

1. *Auto section hinge*

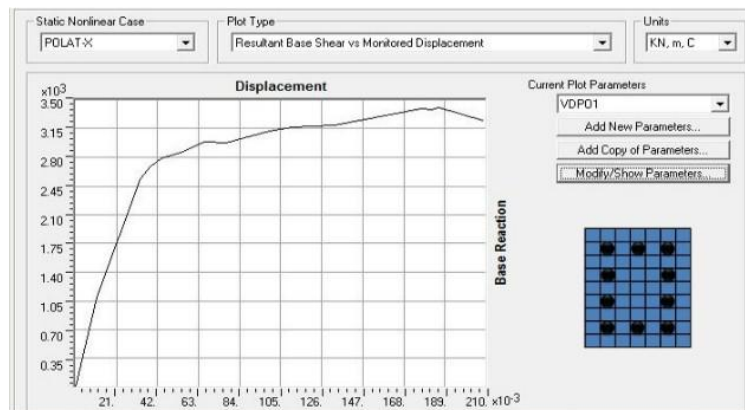
Auto section hinge merupakan salah satu pendefinisian sendi plastis yang dilakukan secara otomatis pada balok dan kolom. Sendi plastis pada balok dan kolom akan terbentuk pada posisi dimana momen-momen maksimum terjadi. Saat melakukan analisa penampang, ketika pembebanan luar mengakibatkan elemen struktur mengalami gaya dalam yang melebihi kapasitas lelehnya, maka penampang tersebut akan mengalami plastifikasi, dalam hal ini dinamakan sendi plastis terbentuk pada penampang tersebut, sehingga dalam analisis menggunakan *auto section hinge* akan diketahui kurva kapasitas pada bangunan tersebut. Melihat dari penggunaan auto dalam analisis pushover dalam menentukan kurva kapasitas masih kurang akurat karena tidak ada pembagian pias-pias pada balok dan kolom (Gambar 3.30).



Gambar 3. 30 Contoh kurva kapasitas balok dengan menggunakan *auto section hinge*

2. *Fiber section hinge*

Fiber section hinge merupakan pendefinisian sendi plastis yang sangat detail untuk kurva kapasitas. Sendi plastis pada kolom dapat dimodelkan dengan tingkat akurasi yang lebih tinggi dengan menggunakan model *fiber section hinge*. Model *fiber section hinge* secara otomatis menghitung hubungan *moment-curvature* untuk tiap arah lentur dengan tingkat beban aksial yang berbeda-beda berdasarkan analisa struktur yang dilakukan. Interaksi antara bi-aksial bending dengan gaya aksial dan distribusi inelastik dalam penampang didapatkan secara otomatis dengan terlebih dahulu mendefinisikan hubungan tegangan-regangan pada tiap elemen kecil *fiber* dalam penampang. Hubungan tegangan-regangan yang perlu didefinisikan adalah pada beton tidak terkekang (*unconfined concrete*), beton terkekang (*confined concrete*), dan pada baja tulangan longitudinal. Berbeda dengan pemodelan sendi plastis sebelumnya, suatu *fiber model* dapat merepresentasikan penurunan kekakuan elemen akibat retak beton, pelelehan baja tulangan akibat lentur, dan *strain hardening*. Perilaku geser dan torsi dari penampang diasumsikan bersifat elastik. Gambar 3.31 berikut adalah contoh kurva kapasitas *fiber section hinge* untuk memodelkan sendi plastis pada elemen. (Suryadi,2011).



Gambar 3. 31 Contoh kurva kapasitas *fiber section hinge* pada kolom

Jumlah diskritisasi *fiber* yang cukup diperlukan untuk mendapatkan hasil analisa yang akurat untuk mendapatkan kurva kapasitas yang lebih detail (Gambar 3.31).