دکتر سعید شجاعی-عضو هیئت علمی دانشگاه شهید باهنر کرمان

بنام خدا

طراحی لرزه ای ساختمانها

Seismic Design of Buildings

ارگ بم بعد از زلزله

مهر ۱۳۸۸

مباحث)

- مهندسی زلزله ,لرزه نگاری و اثر زلزله بر سیستمهای سازه ای

Engineering Seismology/Impact of Earthquakes on Structural Systems

- پاسخ سیستم یک درجه آزادی تحت اثر زمین لرزه

Dynamic Response of Single-Degree of Freedom Systems (SDOF) to Ground Motion

- پاسخ سیستم چند درجه آزادی تحت اثر زمین لرزه

Multi Degree of Freedom (MDOF) Systems

- بررسی آیین نامه ها برای طراحی مقاوم در برابر زلزله

Code Provisions for Earthquake- Resistant Design

- تاثیر رفتار مصالح، اتصالات، درجه نامعینی و ضریب استهلاک در مقاومت لرزه ای سازه ها

Design of Structures for Seismic Resistance Material Characteristics, Connections , Redundancy and Damping Factors

- طراحی لرزه ای ساختمانهای بتنی

Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings

- طراحی لرزه ای ساختمانهای فولادی

Seismic Design of Steel Buildings

References)

1) *Seismic Design Handbook, Naeim, F. (ed.).2001,2nd edition, Kluwer, New York.*

2) *Earthquake Egineing For Structural Design, Wai-Fah Chen, Eric M. Lui, 2006 by Taylor & Francis Group.*

3) *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings, Robert E. Englekirk.*

4) *Steel TIP (SAC)*

5) *Uniform Building Code : UBC97*

6) *IBC 2000*

7) *SEAOC 2000*

8) *Seismic Provision for Structural Steel Building AISC (2002 Downloadable)*

9) FEMA 350,351,352,353,354 / 356,357 / 440,445

10) ATC

- **نحوه سنجش)**

---- تکالیف و مسائل ٪۳۰
---- پروژه ترمی ٪۳۰
---- امتحان نهایی ٪۴۰

تکالیف ومسائل بصورت دستی وشفاهی می باشند، که در طول ترم مطرح میگردند وباید درروز امتحان نهایی تحویل داده شوند.
پروژه ترمی با توجه به موضوع انتخاب شده باید در تاریخ های از قبل تعیین شده بطور کامل ارائه وتحویل گردد.

موضوعات پیشنهادی :

۱) شتابنگاشتها وطیفهای مصنوعی زلزله

۲) طراحی سازه های جدید براساس عملکرد لرزه ای

۳) تحلیل دینامیکی مرحله به مرحله با استفاده از نرم افزار *opensees*

۴) اثر پیچش در توزیع بار لرزه ای

۵) بررسی رفتار لرزه ای و روشهای طراحی سازه های بنایی

۶) بررسی رفتار لرزه ای مخازن **(Storage Tank)** مدفون مدلسازی، تحلیل وطراحی

۷) بررسی آیین نامه ای اثر اندر کنش خاک وسازه روی رفتار لرزه ای سازه ها

بنام خدا

مهندسی زلزله ,لرزه نگاری و اثر زلزله بر سیستمهای سازه ای

Engineering Seismology/Impact of Earthquakes on Structural Systems

به چه دلیل به زلزله حتی امروزه بعنوان اثری پیچیده نگاه می شود؟

-- موج زلزله (تحریک)
-- خاک محیط نیمه نامحدود
-- شالوده
-- سازه

مقدمه

Earthquake engineering **مهندسی زلزله**

Seismology **زلزله شناسی**

Engineering seismology مهندسی زلزله شناسی

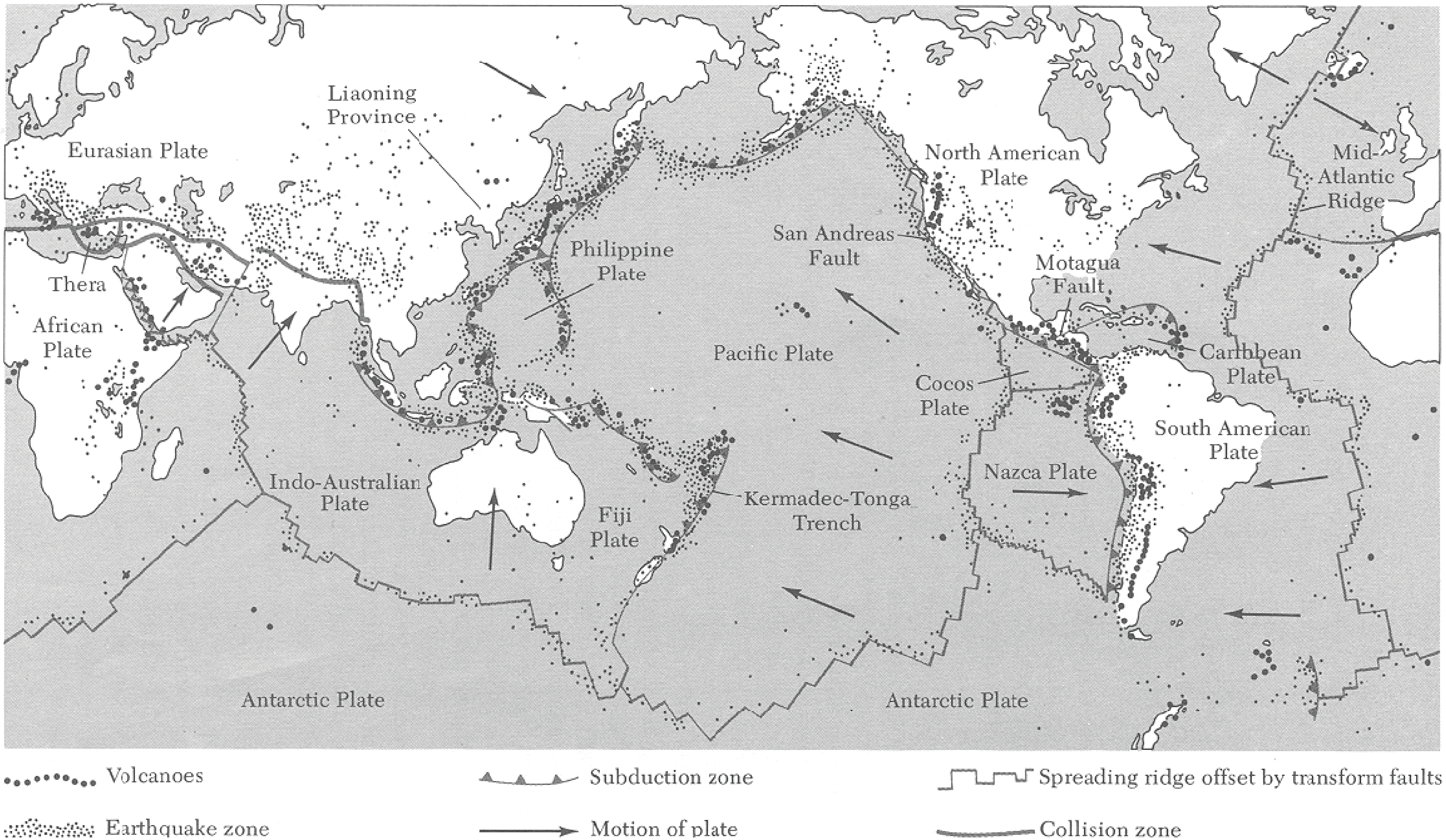
دوره زلزله شناسی نوین را می توان بصورت زیر مطرح کرد :

-- Robert Mallet, who carried out extensive field work following the 1857 Neapolitan (Italy) earthquake

-- 1900-1960: advances in seismologic investigations of distant earthquakes using sensible seismographs

-- after 1970 - (1971 San Fernando earthquake): strong motion instrumentation, measurements and research

پهنه بندی لرزه ای دنیا



عوامل ایجاد زلزله :

-- **Tectonic activity**

-- **Volcanic earthquakes**

-- **Explosions (underground detonation of chemical or nuclear devices)**

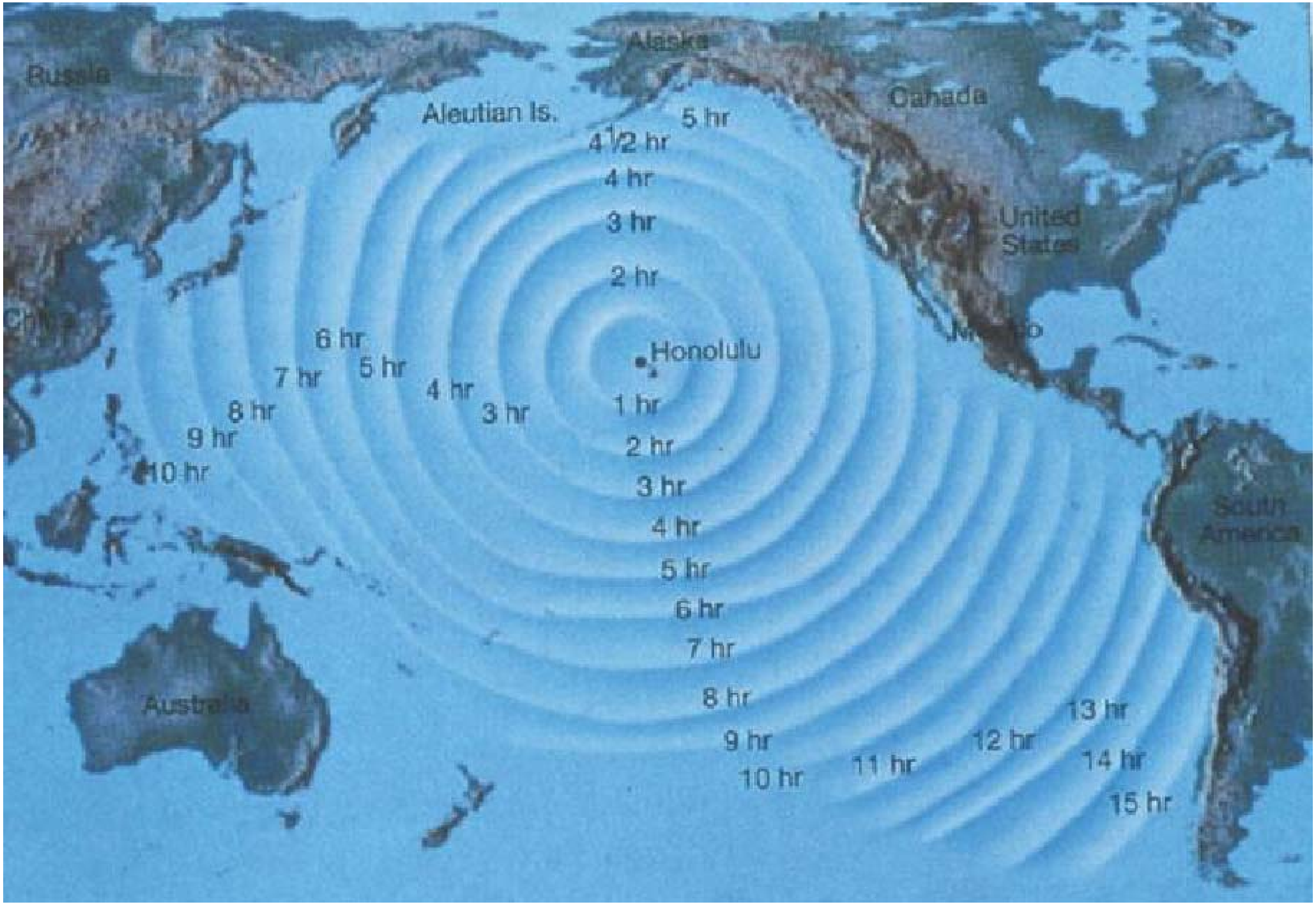
-- **Collapse earthquakes (roofs of mines and caverns)**

-- **Reservoir induced earthquakes**

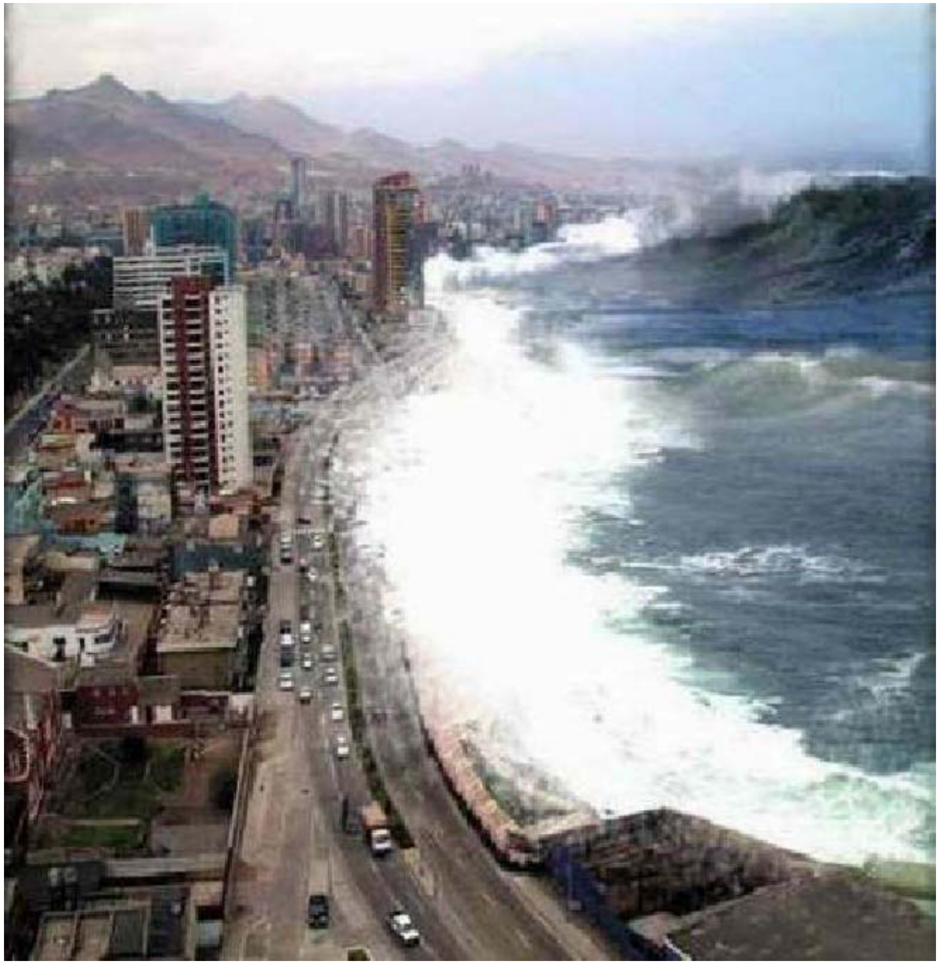
-- **Impacts with extraterrestrial bodies (meteorites)**

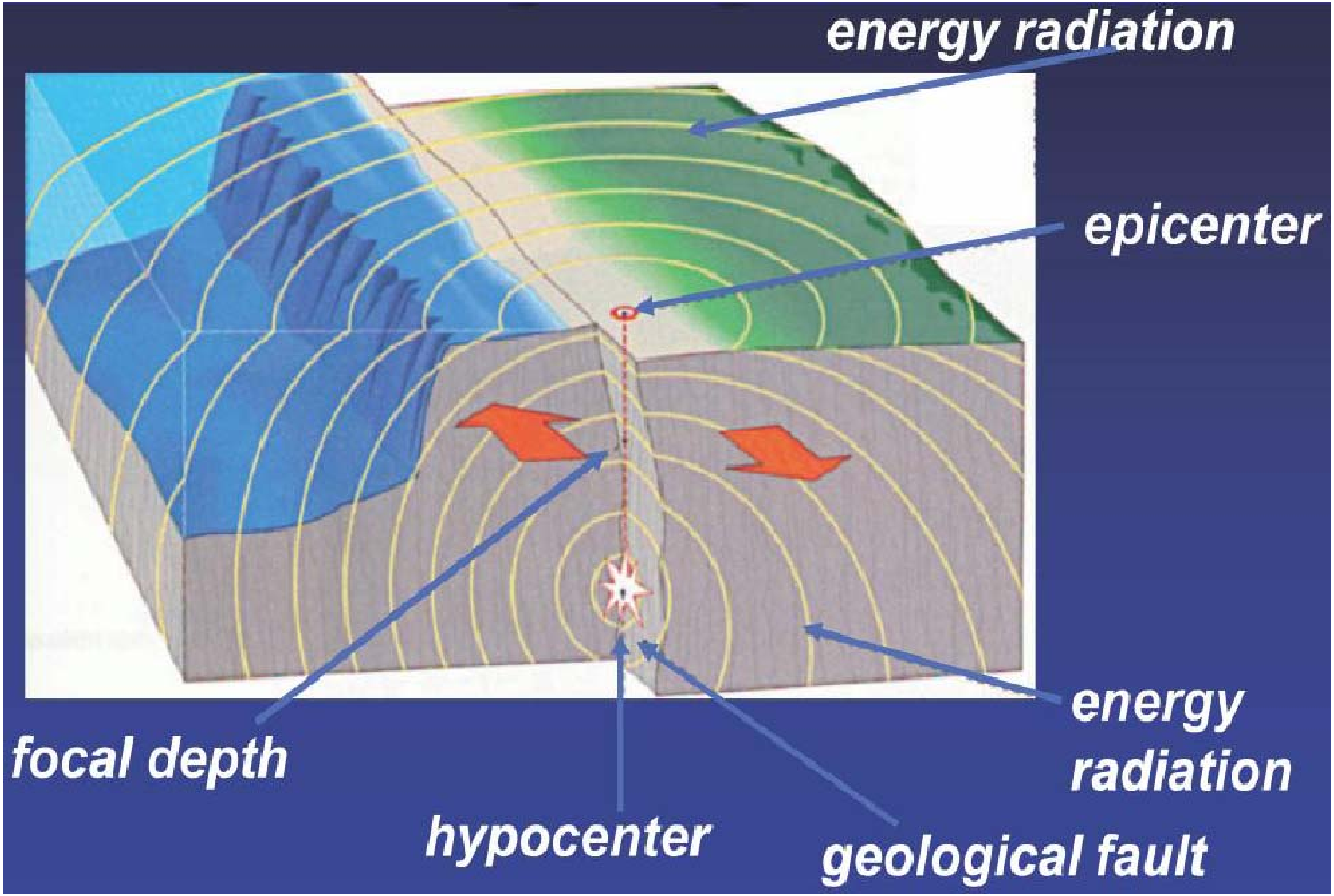
گسله fault : حاصل رها شدن انرژی کرنشی جمع شده در بخشی از پوسته زمین می باشد.

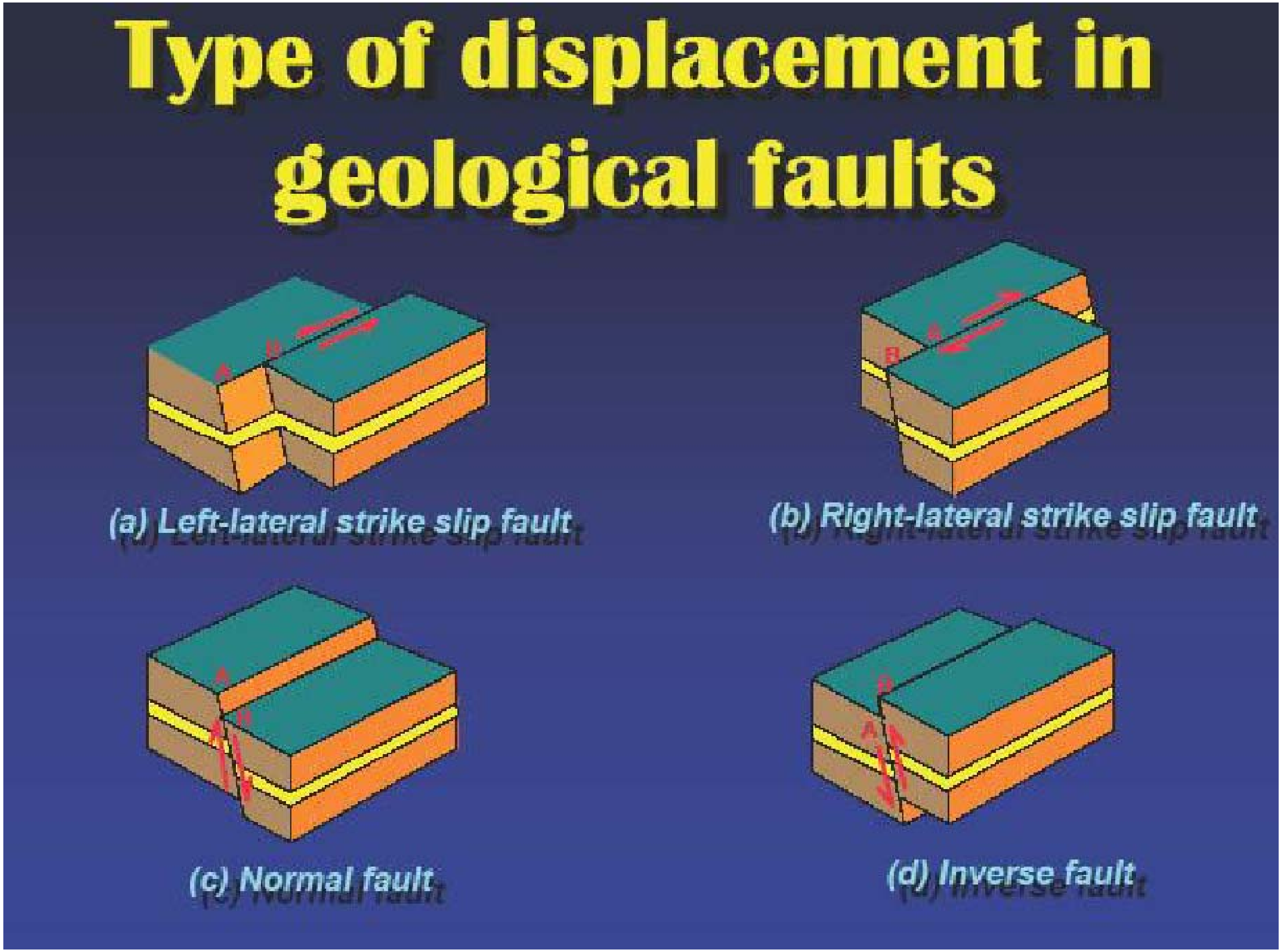
Tsunami

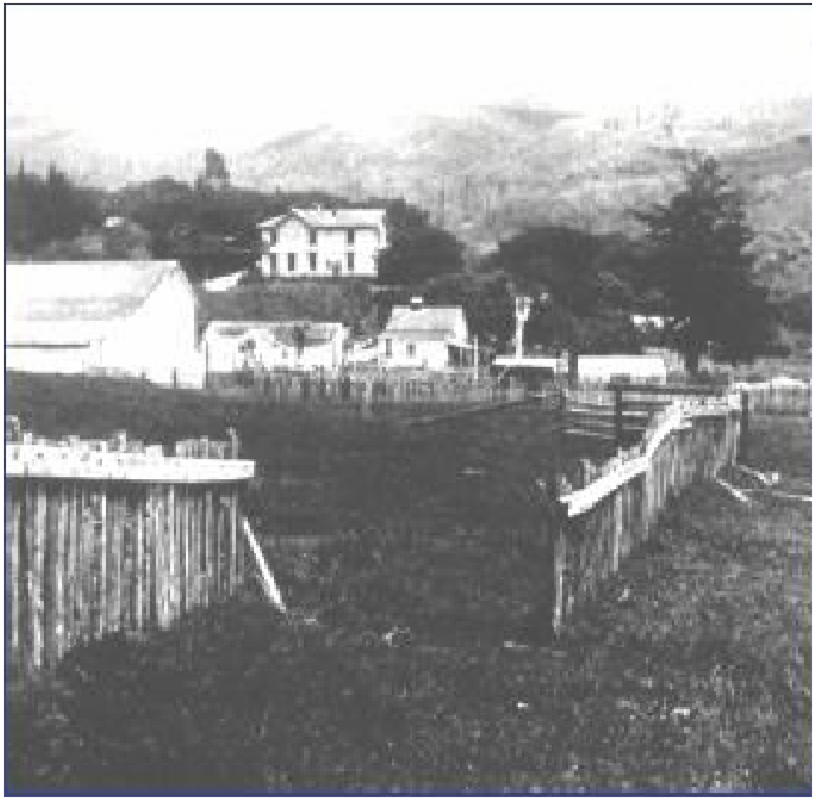


Russia
Alaska
Aleutian Is.
Canada
United States
China
Honolulu
South America
Australia
5 hr
4 1/2 hr
4 hr
3 hr
2 hr
6 hr
7 hr
5 hr
4 hr
3 hr
8 hr
9 hr
10 hr
1 hr
2 hr
3 hr
4 hr
5 hr
6 hr
7 hr
8 hr
9 hr
10 hr
11 hr
12 hr
13 hr
14 hr
15 hr

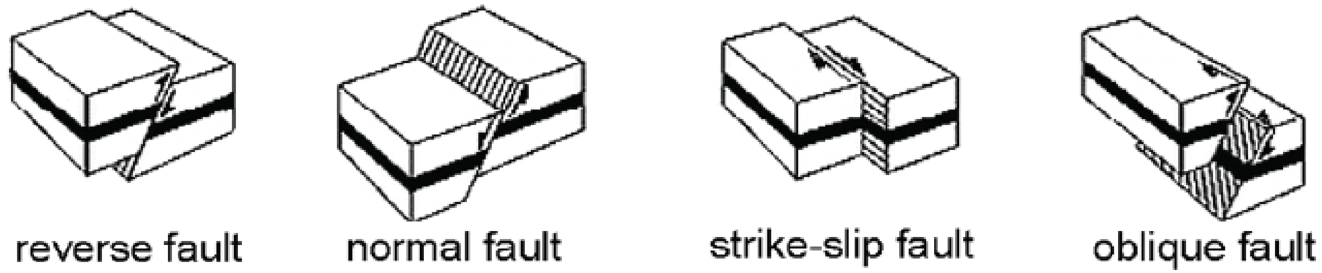



energy radiation
epicenter
energy
radiation
focal depth
hypocenter
geological fault

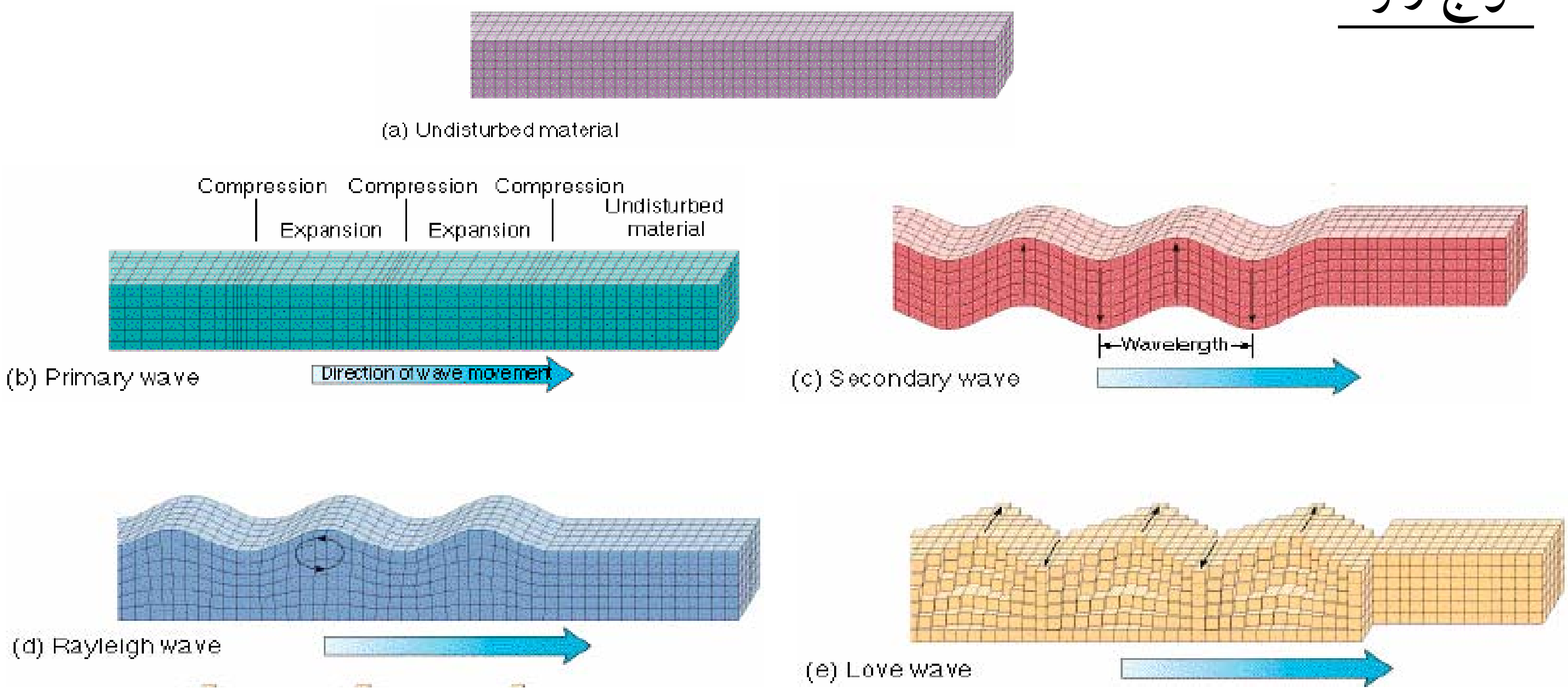

Type of displacement in geological faults
(a) Left-lateral strike slip fault
(b) Right-lateral strike slip fault
(c) Normal fault
(d) Inverse fault



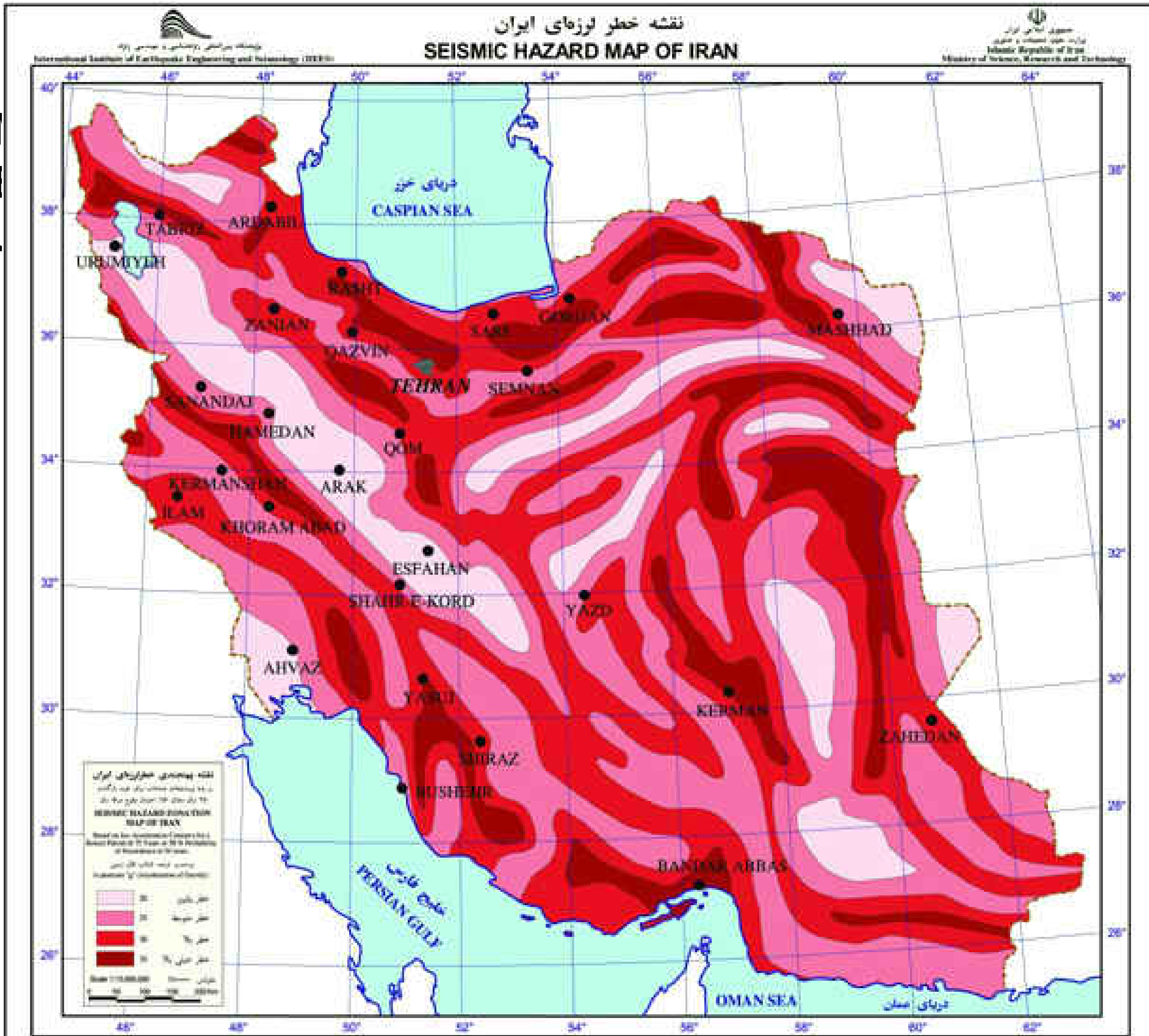
انواع گسله



امواج زلزله



مقیاس کمی و کیفی زلزله



-- شدت زلزله (Magnitude)

مقدار کمی انرژی آزاد شده توسط زلزله می باشد که مخصوص به هر زلزله است.

- بزرگای محلی(مقیاس ریشتر) ML (local)

$$M_L = \log A - \log A_0$$

- بزرگای امواج سطحی Ms (Surface)

distant earthquakes >2000 km

- بزرگای امواج حجمی Mb (Body)

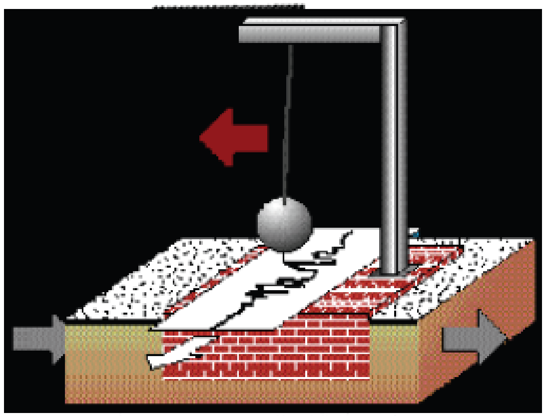
- بزرگای ممانی Mw (Moment)

$$M_W = (\log M_0)/1.5 - 10.7$$

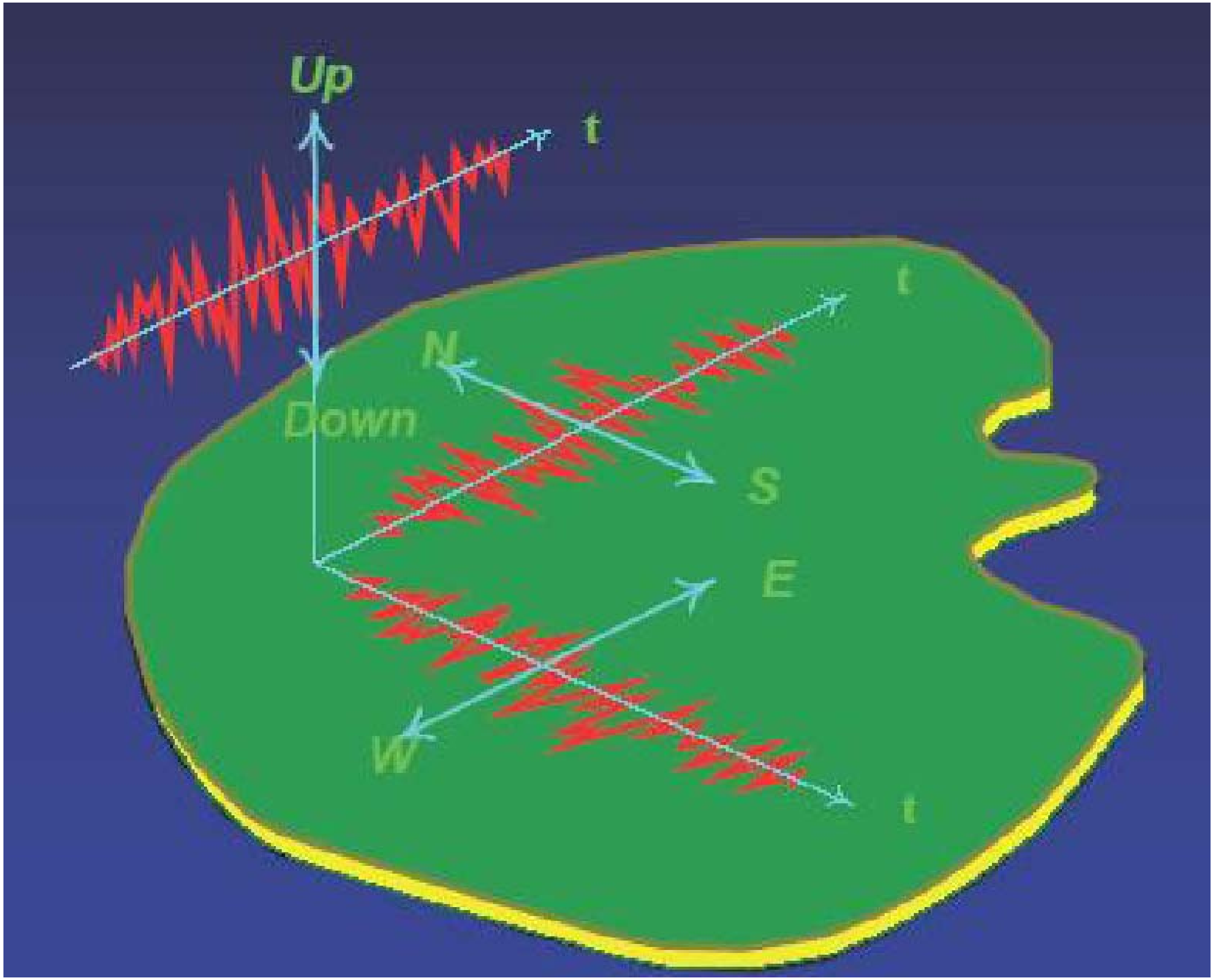
• ثبت حرکت لرزه ای

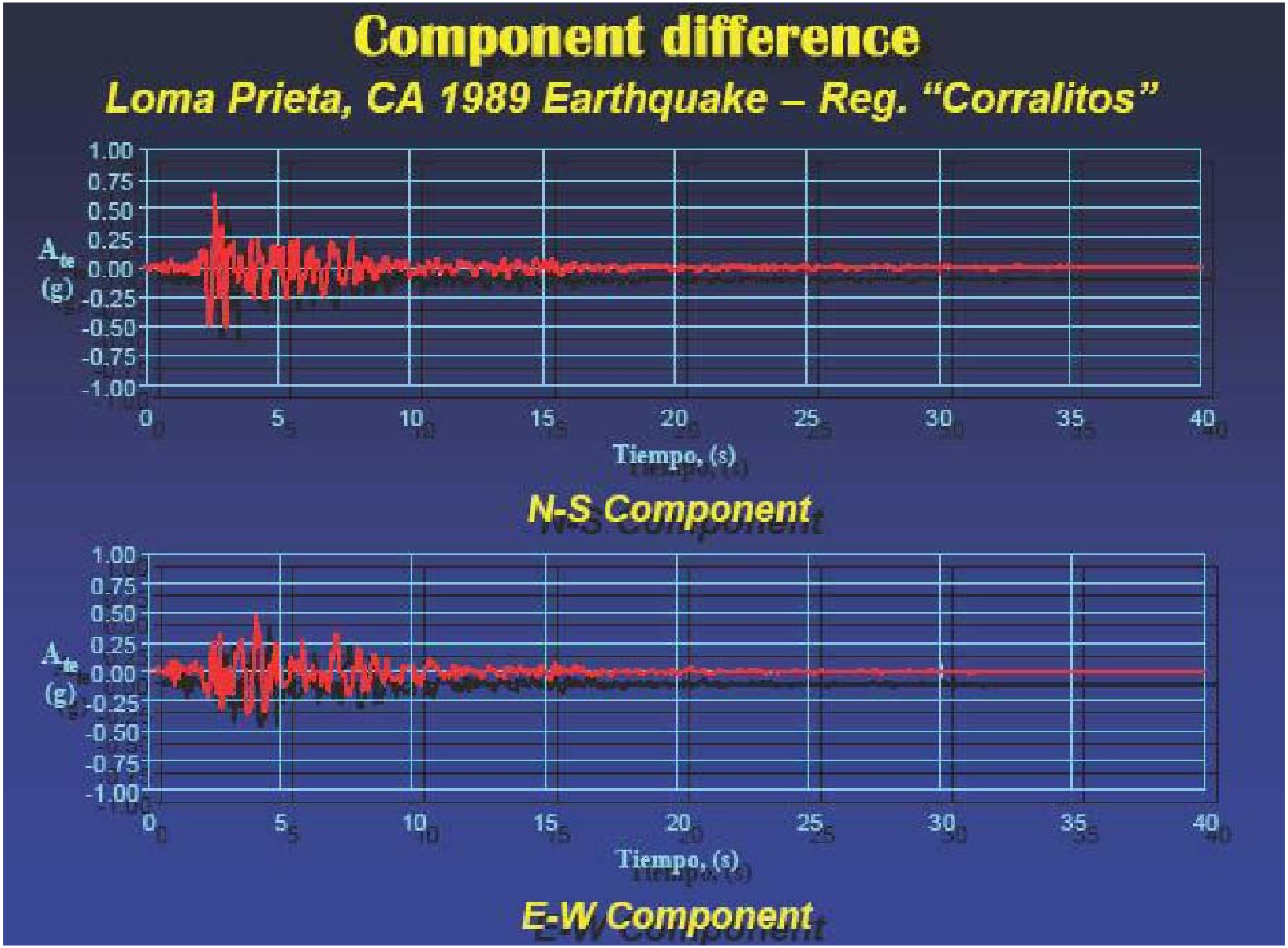
Recording of seismic motion

- A seismograph is an instrument that records, as a function of time, the motion of the earth's surface due to the seismic waves generated by the earthquake



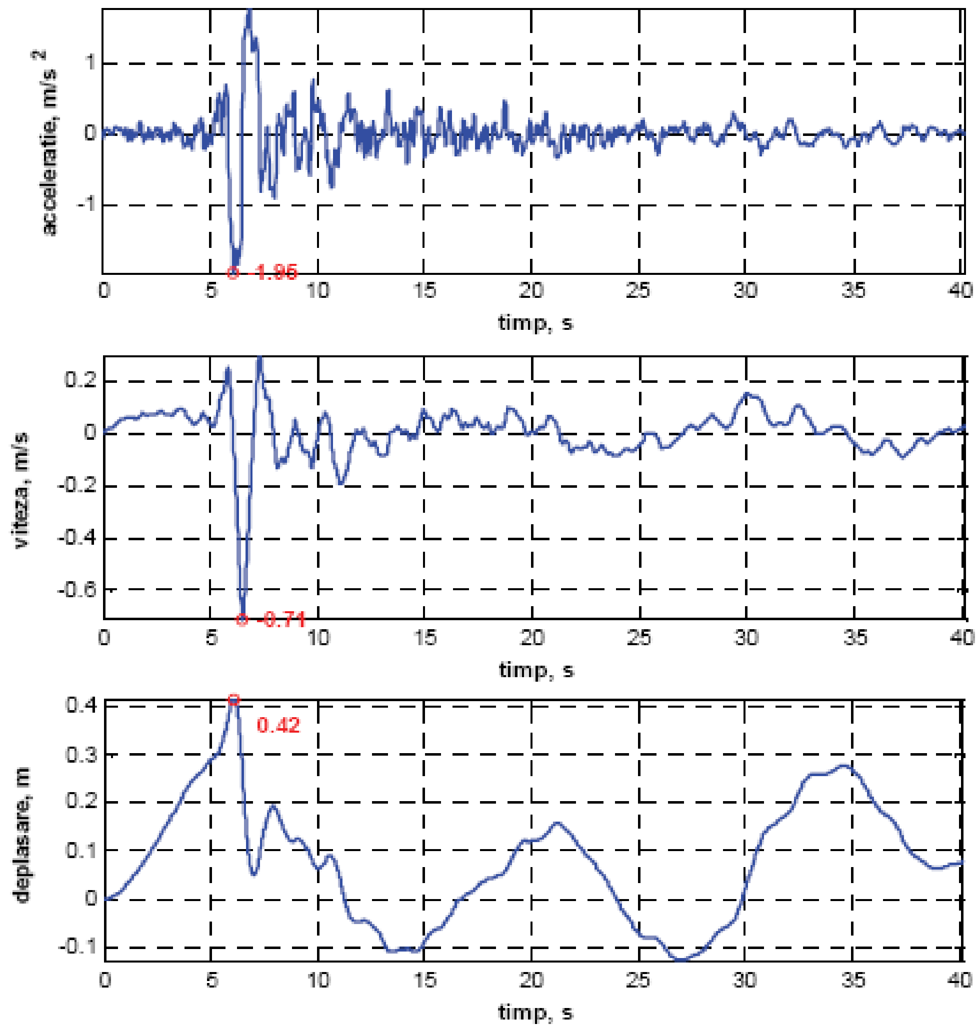
- Modern instruments used to record seismic motion are generically called seismometers. Most used are accelerometers


Up
t
t
N
Down
S
E
W
t

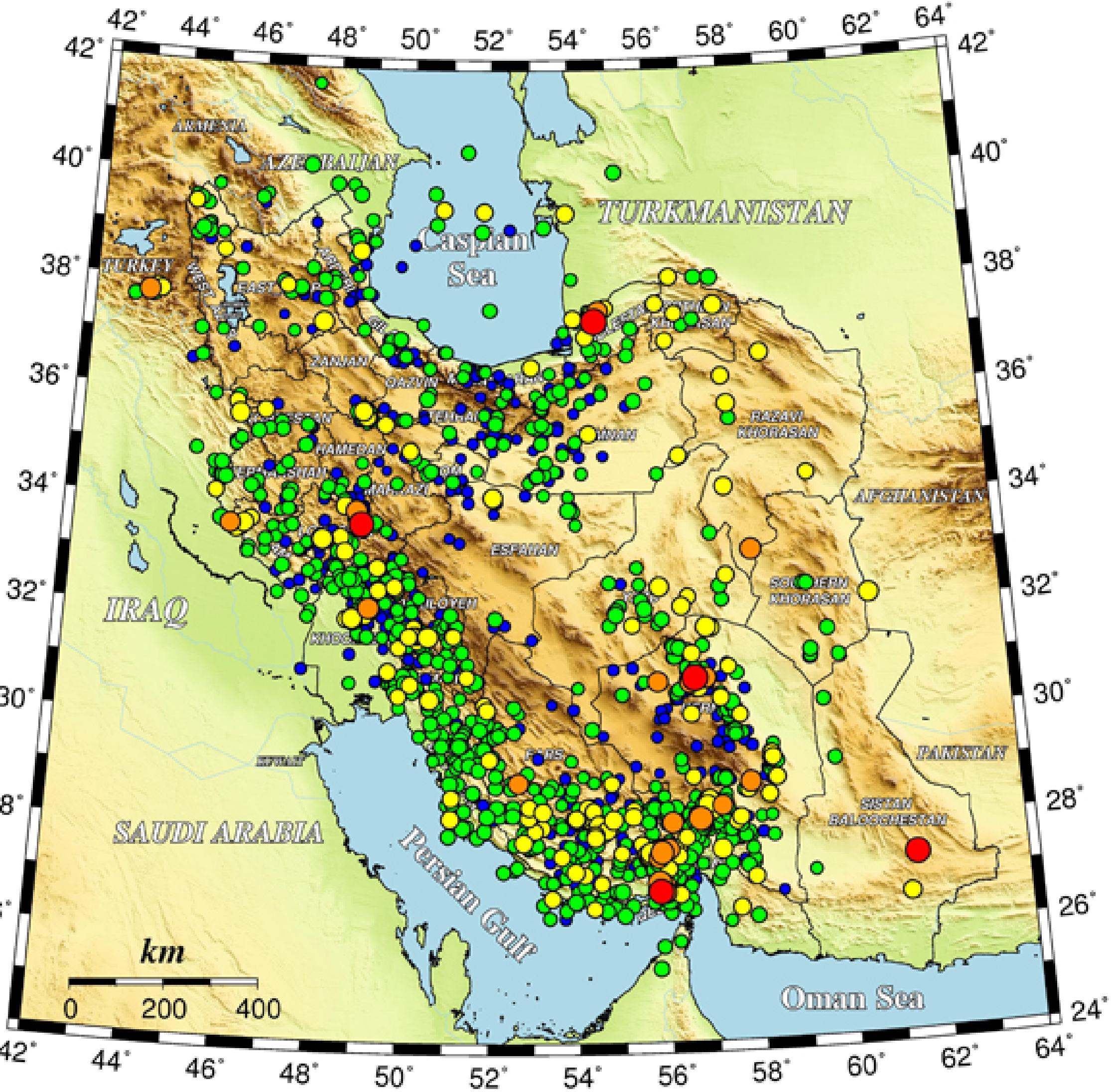


Component difference
Loma Prieta, CA 1989 Earthquake – Reg. "Corralitos"
1.00
0.75
0.50
0.25
0.00
-0.25
-0.50
-0.75
-1.00
A
(g)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
Tiempo, (s)
N-S Component
1.00
0.75
0.50
0.25
0.00
-0.25
-0.50
-0.75
-1.00
A
(g)
0
5
10
15
20
25
30
35
40
Tiempo, (s)
E-W Component

اردبیل
کاوش
مرکز شبکه
احداث شده
در مرحلهٔ احداث
دماوند
نائین
زاهدان
کرمان
خلیج فارس (بندر عباس)
قیر
شوشتر
آشتیان
سنندج
ماکو
دریای خزر
نقده
زنجان
دیلمان
مراوه‌تپه
بجنورد
مشهد
شاهرود
گناباد
طبس
شاهرخت
قم
ایلام
خمین
یزد
رامهرمز
یاسوج
بصیران
نیریز
اهرم
جیرفت
خلیج فارس
جاسک
چابهار
دریای عمان



acceleratie, m/s 2
1
0
-1
-1.96
0
5
10
15
20
25
30
35
40
timp, s
viteza, m/s
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.71
0
5
10
15
20
25
30
35
40
timp, s
deplasare, m
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
0.42
0
5
10
15
20
25
30
35
40
timp, s



2142 events during 2004/07/02 12:56:40 to 2006/06/30 15:06:11				
$2 \leq M < 3$	$3 \leq M < 4$	$4 \leq M < 5$	$5 \leq M < 6$	$6 \leq M < 7$
N = 740	N = 1154	N = 220	N = 23	N = 5

مهمترین زمین‌لرزه‌های مخرب سالهای 1990-2005 ایران

Date	Time		Lat.	Lon.	Dep.	Mag.	رومرکز زمین‌لرزه	تعداد کشته ها	تعداد مجروحان	آسیبهای اصلی وارد شده
	UTC	Local								
6/20/1990	21:00:09	1:30:09	36.95	49.4	19	Ms 7.7	رودبار، منجیل - گیلان	بیش از 40000	60000	در منجیل و رودبار تقریبا تمام سازه‌ها از بین رفت. 100 هزار واحد مسکونی تخریب شدند و 400 هزار نفر بی خانمان شدند.
11/6/1990	18:45:52	22:15:52	28.25	55.46	11	Ms 6.7	داراب(دهستان فورک)- فارس	23		300 واحد مسکونی بکلی تخریب شدند و 14 هزار نفر بی خانمان شدند.
2/23/1994	8:02:04	11:32:04	30.85	60.59	6	Mb 6.1	سفیدابه -سیستان و بلوچستان	6		خساراتی به تعدادی از روستاهای این ناحیه وارد گردید.
6/20/1994	9:09:02	13:39:02	28.96	52.61	9	Mb 5.9	زنجیران- فارس	3		به تعدادی از روستاهای این ناحیه خسارات عمده ای وارد گردید.
2/4/1997	9:53:55	13:23:55	37.56	57.29	10	Ms 5.5	گرمخان، شمال بجنورد- خراسان شمالی	100		20 روستا دراثر زمین‌لرزه آسیب کلی دیدند.
2/28/1997	12:57:18	16:27:18	38.08	48.05	10	Ms 6.1	نیر، گلستان- اردبیل	1200	2500	130 روستا دراستان قزوین و استانهای همجوار ویران شدند.
5/10/1997	7:57:29	12:27:29	33.83	59.81	10	Ms 7.3	اردکول(زیرکوه) قائن- خراسان جنوبی	1560	4460	147 روستا ویران شدند.
5/6/1999	23:00:53	3:30:53	29.5	51.88	33	Mb 6.3	کهمره سرخی، فامور(کره بس) -فارس	26	110	1300 واحد مسکونی در 38 روستا بین 100% - 30 تخریب شدند.
6/22/2002	2:58:20	7:28:20	35.62	49.05	10	Mw 6.5	آوج -قزوین	261	1300	373 روستا در اثر این زمین‌لرزه آسیب دیدند.
7/10/2003	17:06:37	21:36:37	28.35	54.15	10	Mb 5.8	زرین دشت -فارس	1	25	به 4 روستا از توابع حاجی آباد فارس خسارات زیادی وارد گردید.
12/26/2003	1:56:56	5:26:56	29.08	58.38	13	Ms 6.5	بم -کرمان	31728	30000	85 % ساختمانها در منطقه بم و براوات تخریب و یا آسیب دیدند.
5/28/2004	12:38:46	17:08:46	36.37	51.64	28	Ms 6.3	فیروزآباد کجور-مازندران	33		ایجاد خسارات و زمین لغزشهایی در پهنای تقریبی 12 هزار کیلومتر مربع.
2/22/2005	2:25:21	5:55:21	30.8	56.76	14	MS 6.4	داهوئیه (زرند)-کرمان	612	1400	7000 واحد مسکونی خسارت دیدند.
11/27/2005	10:22:19	13:52:19	26.86	55.83	10	Mb 6.2	قشم - هرمزگان	10	بیش از 100	12 روستا خسارات عمده دیدند.

بنام خدا

پاسخ سیستم یک درجه آزادی تحت اثر زمین لرزه

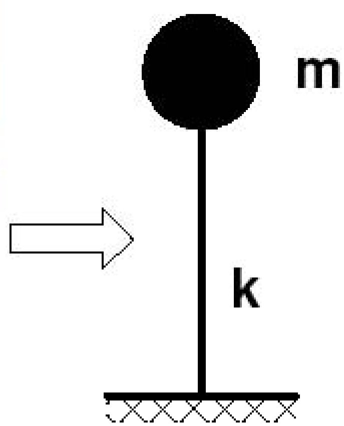
Dynamic Response of Single-Degree of Freedom Systems (SDOF) to Ground Motion

- *مفاهیم دینامیکی*
- *معادلات حرکت*
- *روش های حل*
- *طیف پاسخ*

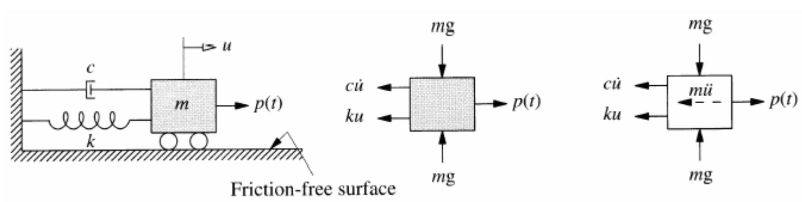
Dynamic of structure *دینامیک سازه*

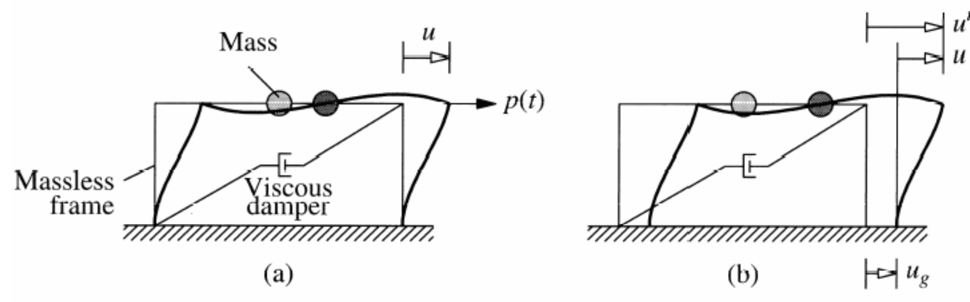
Dynamic load *بارهای دینامیکی*

Degree of freedom *درجه آزادی دینامیکی*

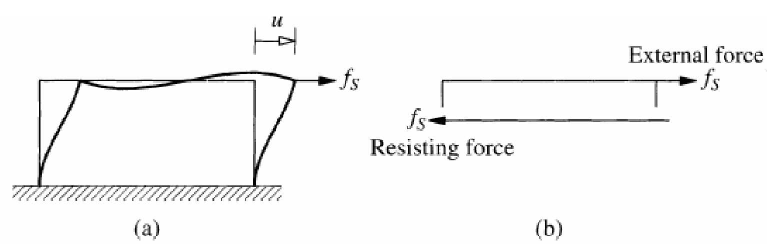


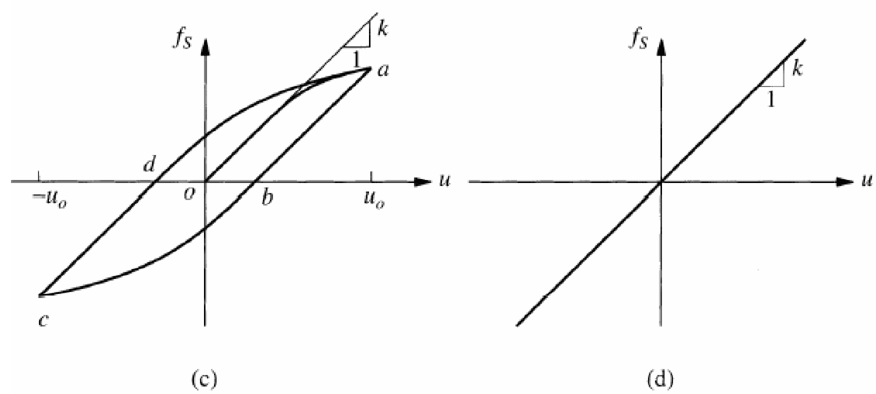
مدل فیزیکی قاب ساختمانی (سیستم یک درجه آزادی)





رابطه بین نیرو- تغییر مکان در سیستم یک درجه آزادی





-- سیستم الاستیک خطی
- رفتار مصالح خطی
- تحلیل مرتبه اول

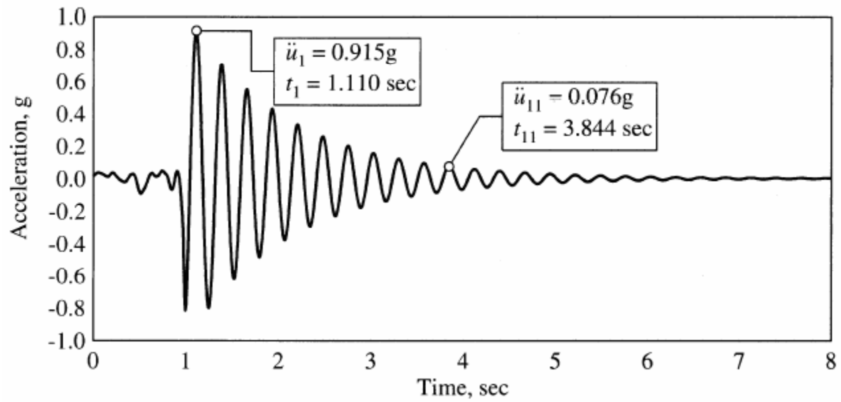
$$f_s = ku$$

-- سیستم غیر الاستیک
- رفتار مصالح پلاستیک
- تحلیل مرتبه اول یا دوم

$$f_s = f_s(u, \dot{u})$$

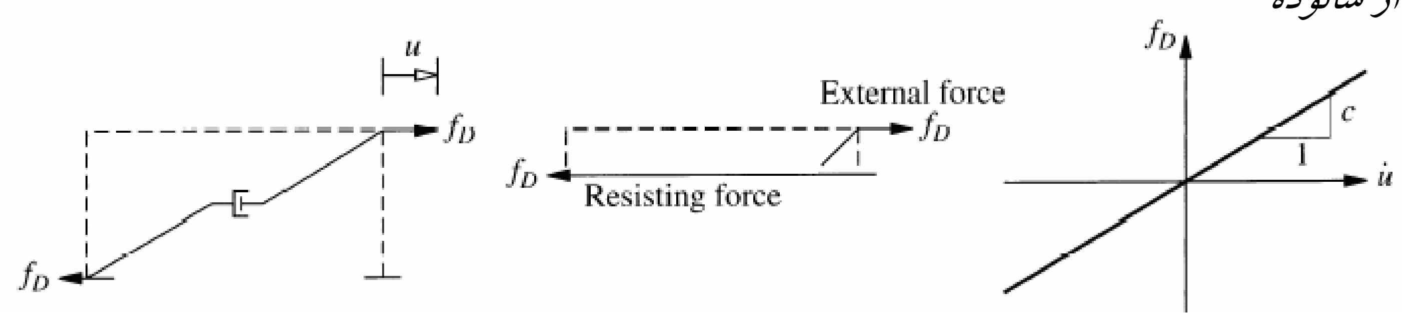
میرایی یا استهلاک Damping

- اصطکاکی Friction
- ویسکوز Viscous
- ساختمانی Building



دلایل وجود میرایی در سازه ها)

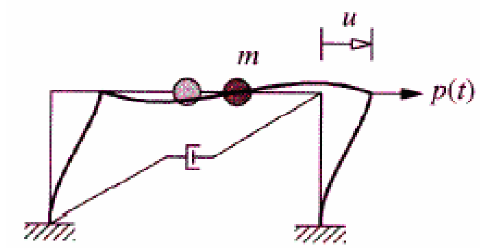
- وجود اصطکاک در اتصالات فولادی
- بازوبسته شدن ترکهای موئین در المانهای بتنی
- وجود اصطکاک بین عضوهای سازه ای وغیرسازه ای
- تسلیم متمرکز در اثر تمرکز تنش وتنشهای پسماند
تحت بارهای کم وتسلیم گسترده تحت بارهای زیاد
- تشعشع انرژی از شالوده

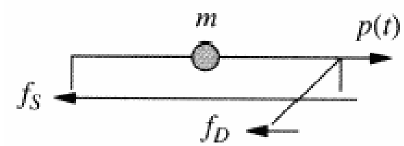


$$f_D = c\dot{u}$$

استخراج معادلات حاکم بر رفتار دینامیکی

- استفاده از قانون دوم نیوتن



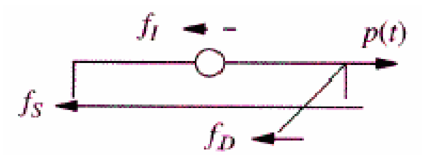


$$p - f_S - f_D = m\ddot{u}$$

$$m\ddot{u} + f_S + f_D = p$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

- استفاده از اصل دالامبر



$$f_I + f_S + f_D = p$$

$$f_I = m\ddot{u}$$

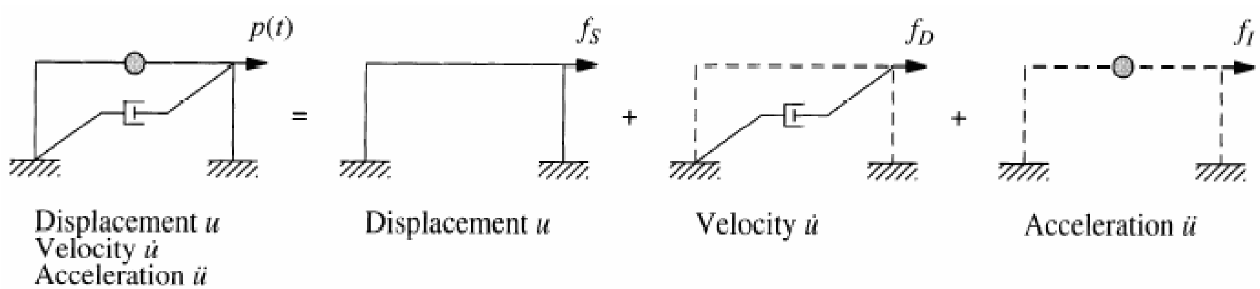
$$m\ddot{u} + f_S + f_D = p$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

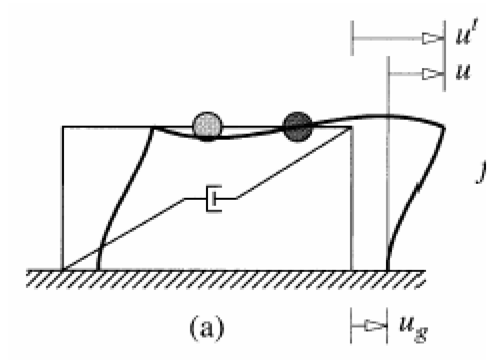
- استفاده از ترکیب اثر جرم، میرایی، سختی

– **stiffness component** $f_S = k \cdot u$
– **damping component** $f_D = c \cdot \dot{u}$
– **mass component** $f_I = m\ddot{u}$

$$f_I + f_S + f_D = p$$



استخراج معادلات حاکم بر رفتار دینامیکی تحت اثر تحریک زمین



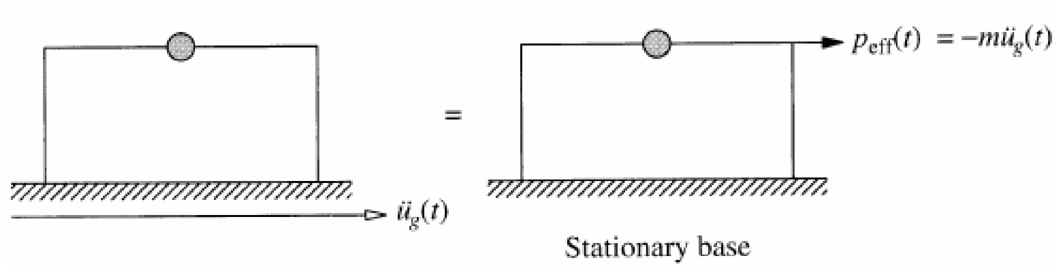
$$u^t(t) = u(t) + u_g(t)$$

$$f_I + f_S + f_D = 0$$

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0$$

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t)$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$



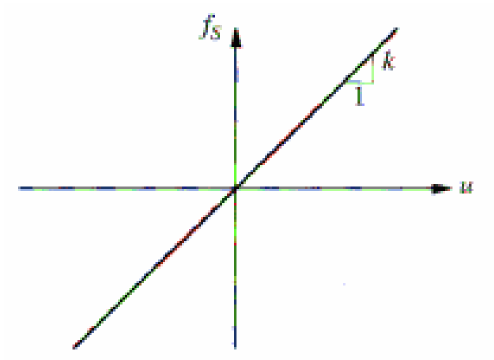
$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

پاسخ (Response) سیستم یک درجه آزادی تحت اثر تحریک دینامیکی
(هر کمیتی که رفتار سازه را توجیه کند):

- جابجایی Displacement
- سرعت Velocity
- شتاب جرم Acceleration
- نیروها وتنشها در المانهای سازه ای

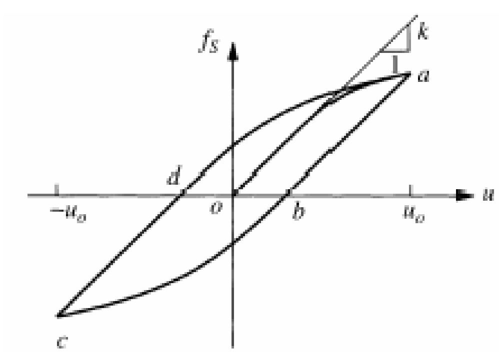
ترکیب پاسخ های استاتیکی و دینامیکی

❑ سیستمهای الاستیک خطی



در این حالت جمع اثرهای استاتیکی ودینامیکی پاسخ کل سیستم را نتیجه می دهد.

❑ سیستمهای الاستیک خطی



در این حالت جمع اثرهای استاتیکی ودینامیکی ممکن نیست وپاسخ دینامیکی باید نیروها وتغییر شکلهای استاتیکی را در روند حل دینامیکی درنظر بگیرد.

روشهای حل معادلات حرکت در سیستمهای یک درجه آزادی

$$m\ddot{u}(t)+c\dot{u}(t)+ku(t)=p(t)$$

- **initial displacement** $u(0)$
- **initial velocity** $\dot{u}(0)$

- روشهای کلاسیک Classic
- انتگرال دوهامل Duhamel Integral
- روشهای عددی Numerical techniques
- روش فضای حالت State space

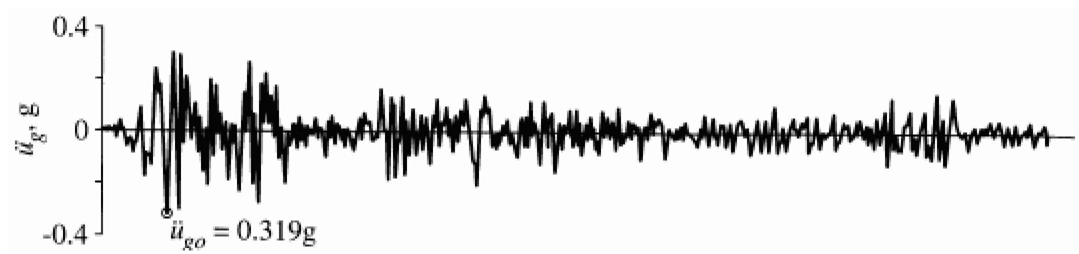
مطالعه کامل مباحث دینامیکی از قبیل)
- روشهای حل معادلات حرکت
- استخراج انرژی ناشی از نیروهای دینامیکی

در درس دینامیک سازه ها صورت گیرد.

تعیین پاسخ لرزه ای سیستمهای یک درجه آزادی

$$m\ddot{u}+c\dot{u}+ku=-m\ddot{u}_g$$

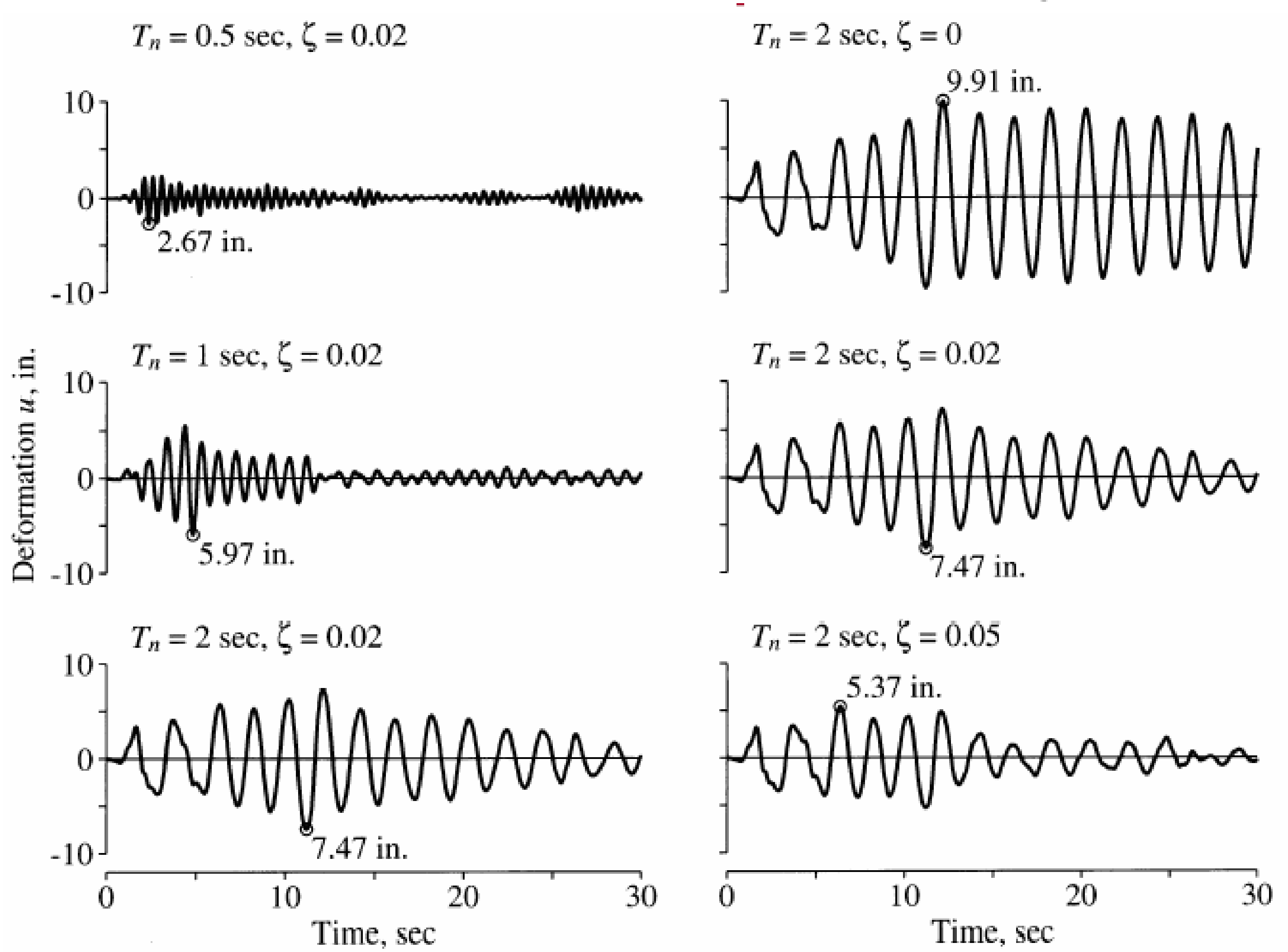
$$\ddot{u}+2\xi\omega_n\dot{u}+\omega_n^2u=-\ddot{u}_g$$



پاسخ سیستم وابسته به موارد زیر می باشد:

- فرکانس طبیعی ارتعاش ω_n
- نسبت استهلاک بحرانی ξ
- شتاب زمین $\ddot{u}_g$

$$u \equiv u\left(t, T_n, \xi\right)$$



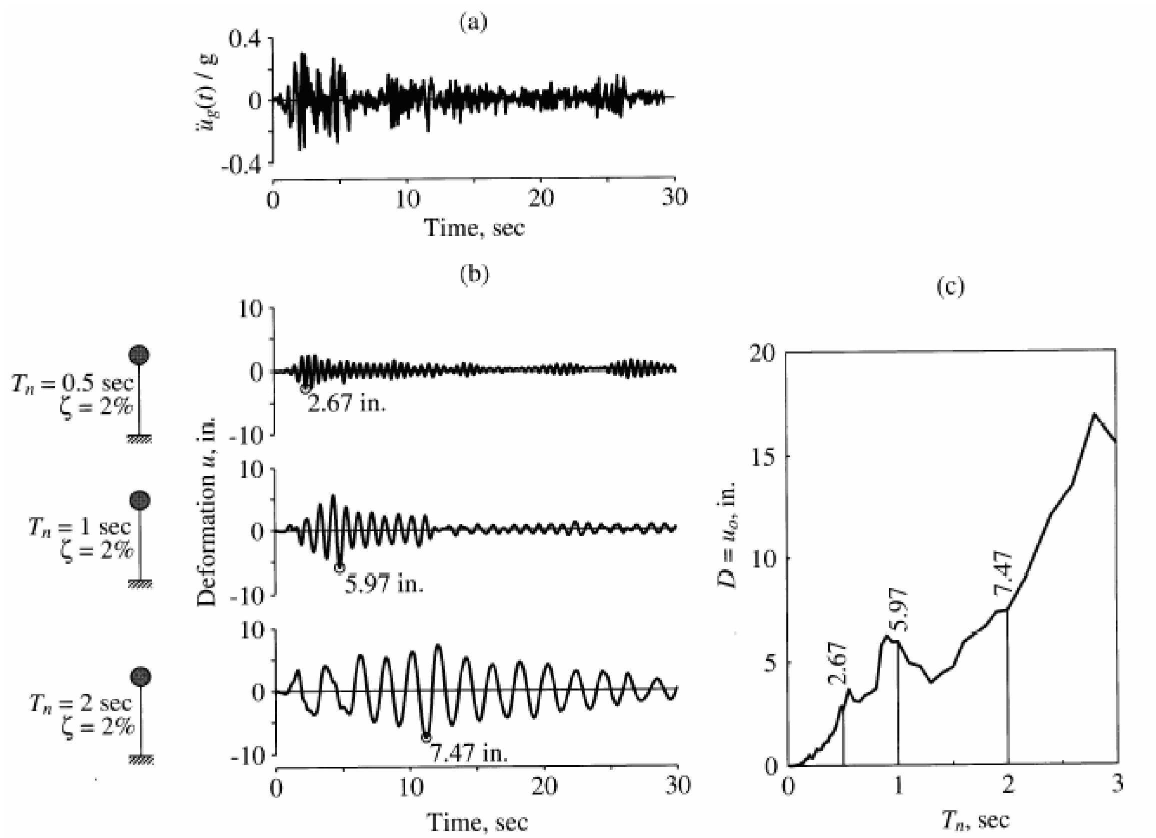
طیف پاسخ الاستیک Elastic Response Spectra

نمایش بیشینه پاسخ یا بازتاب لرزه ای(جابجایی، سرعت و شتاب) سیستم یک درجه آزادی بر اساس پریود ارتعاش را گویند.

$$u_0\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|u\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$

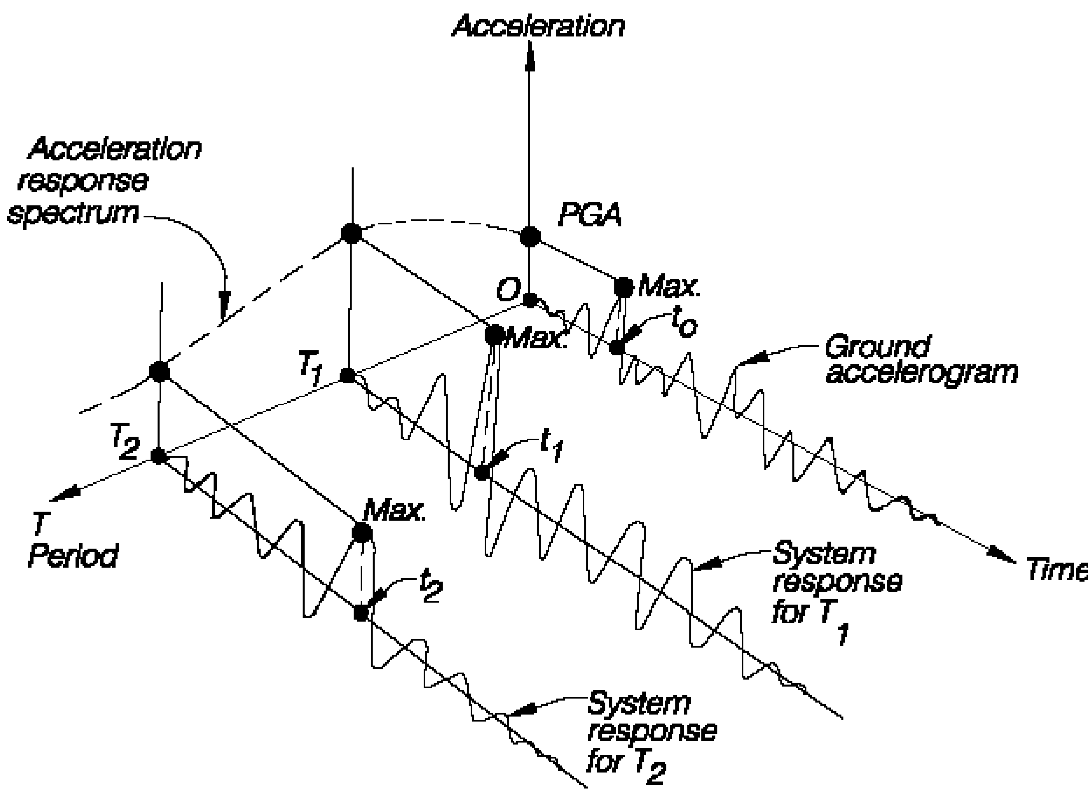
$$\dot{u}_0\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|\dot{u}\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$

$$\ddot{u}_0^t\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|\ddot{u}^t\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$



بنام خدا

Elastic Response Spectra طیف پاسخ الاستیک



$$u_0\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|u\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$

$$\dot{u}_0\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|\dot{u}\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$

$$\ddot{u}_0^t\left(T_n,\xi\right)=\max_t\left|\ddot{u}^t\left(t,T_n,\xi\right)\right|$$

: معادله حرکت

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g$$

بررسی پاسخ سیستم به بار هارمونیک ؟

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D$$

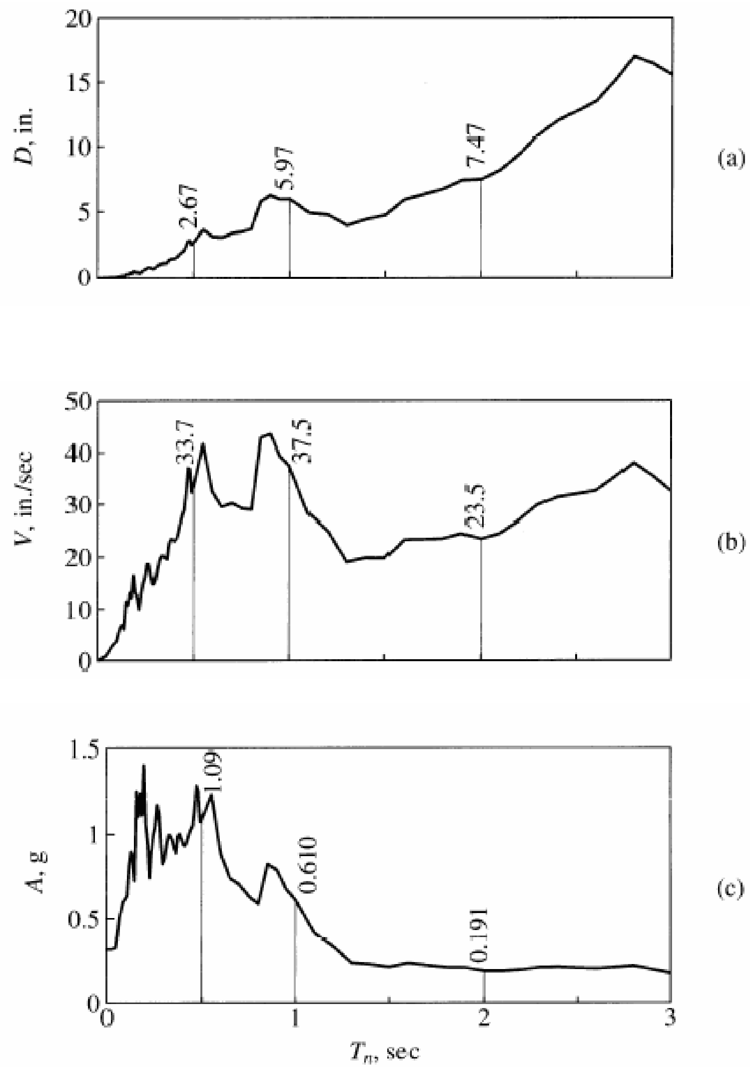
Spectral pseudo - velocity شبه سرعت طیفی

$$E_{S0} = \frac{ku_0^2}{2} = \frac{kD^2}{2} = \frac{k\left(V/\omega_n\right)^2}{2} = \frac{mV^2}{2}$$

Strain energy انرژی کرنشی

Spectral pseudo - acceleration شبه شتاب طیفی

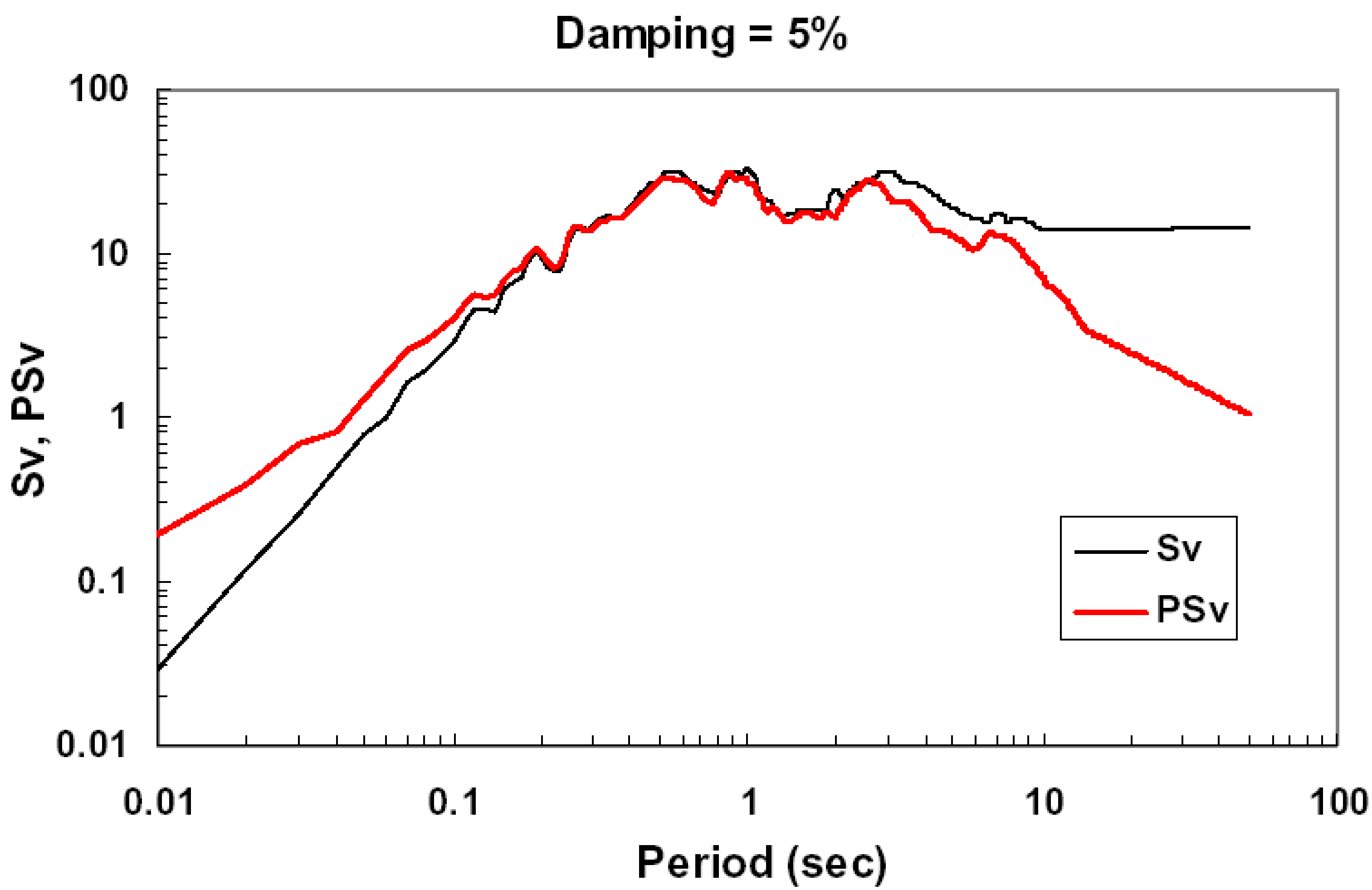
$$f_{S0} = ku_0 = m\omega_n^2 u_0 = mA \Rightarrow A = \omega_n^2 u_0 = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$



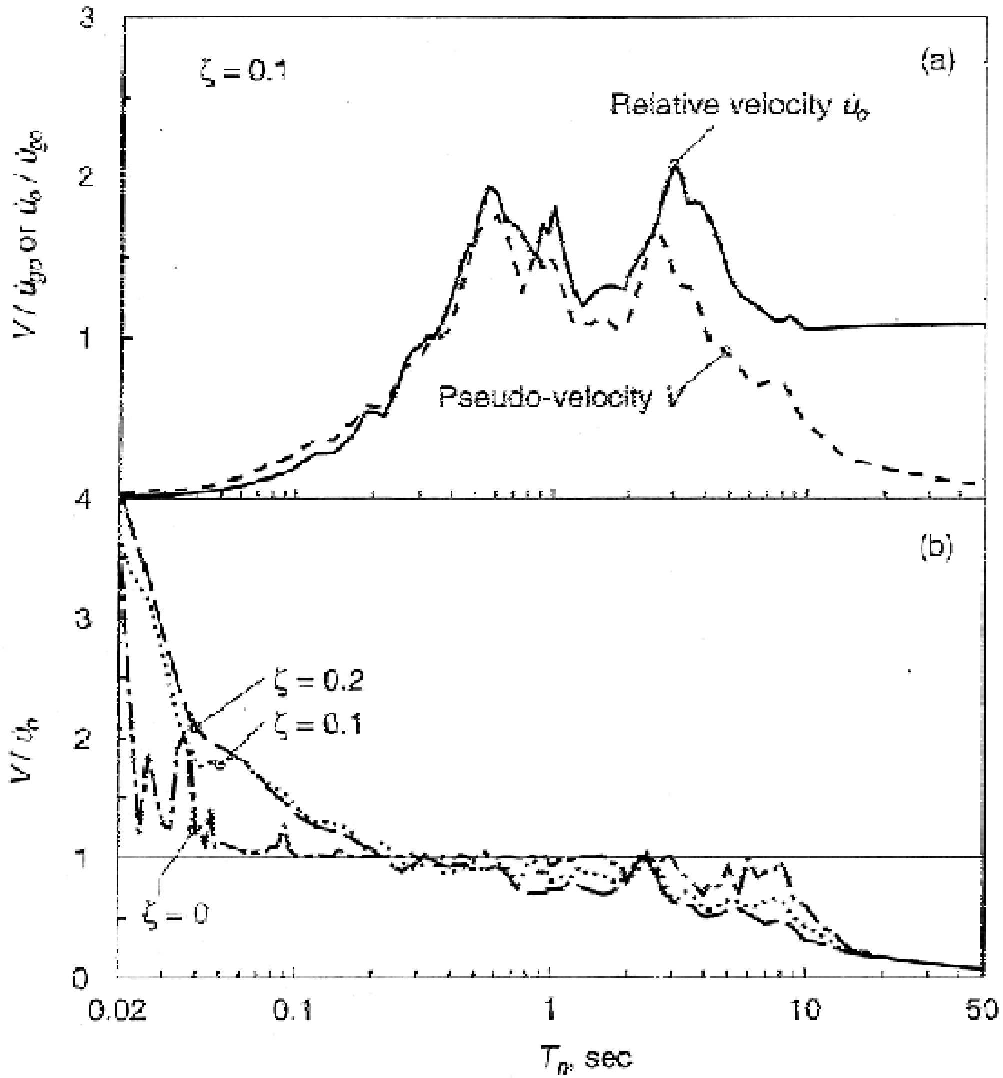
D

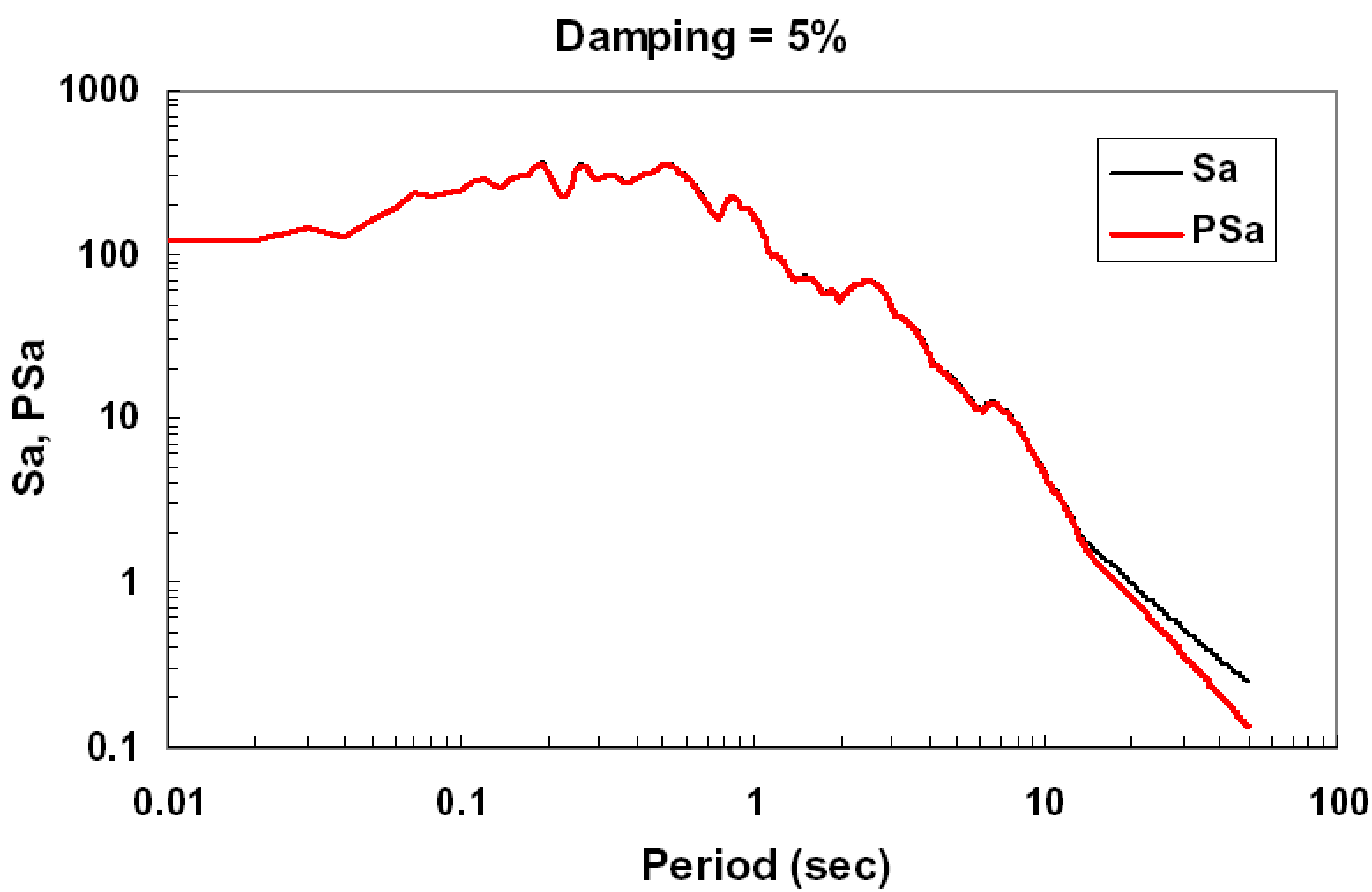
$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$


Damping = 5%
100
10
1
0.1
0.01
Sv, PSv
0.01
0.1
1
10
100
Period (sec)
Sv
PSv

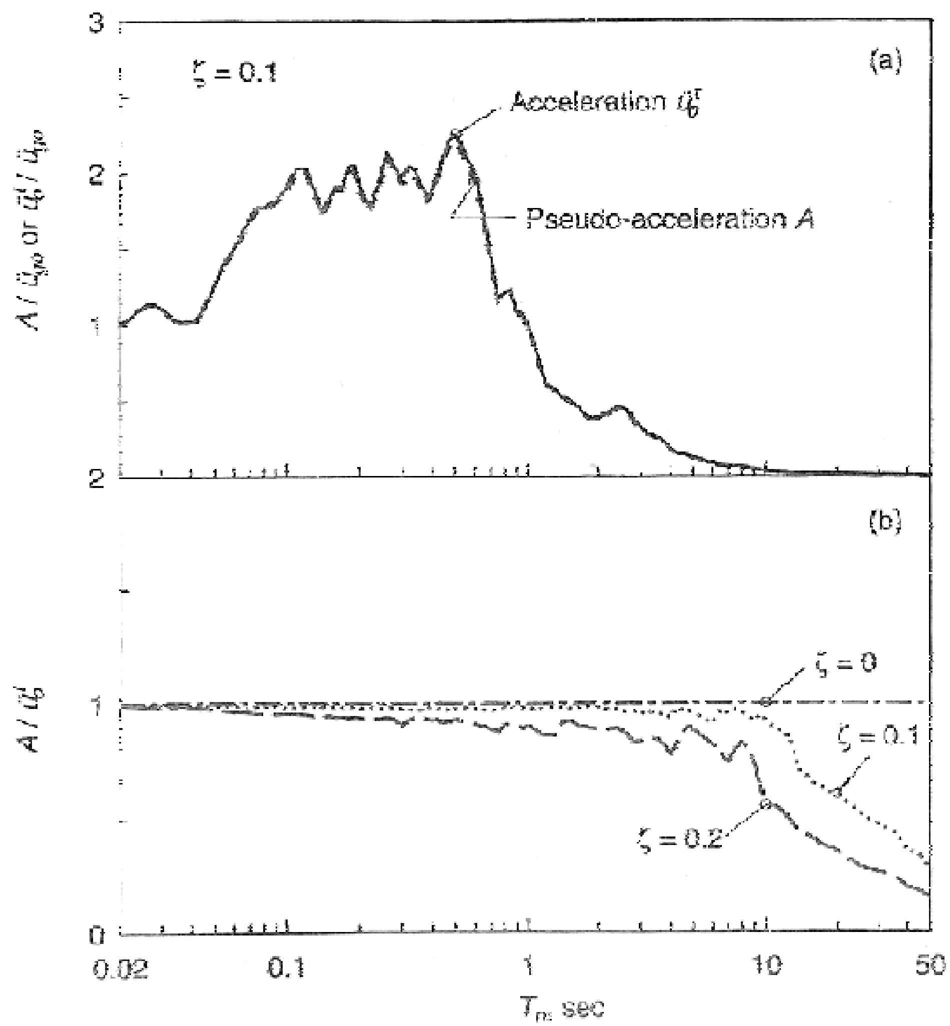
Relative-velocity and pseudo-velocity response spectra

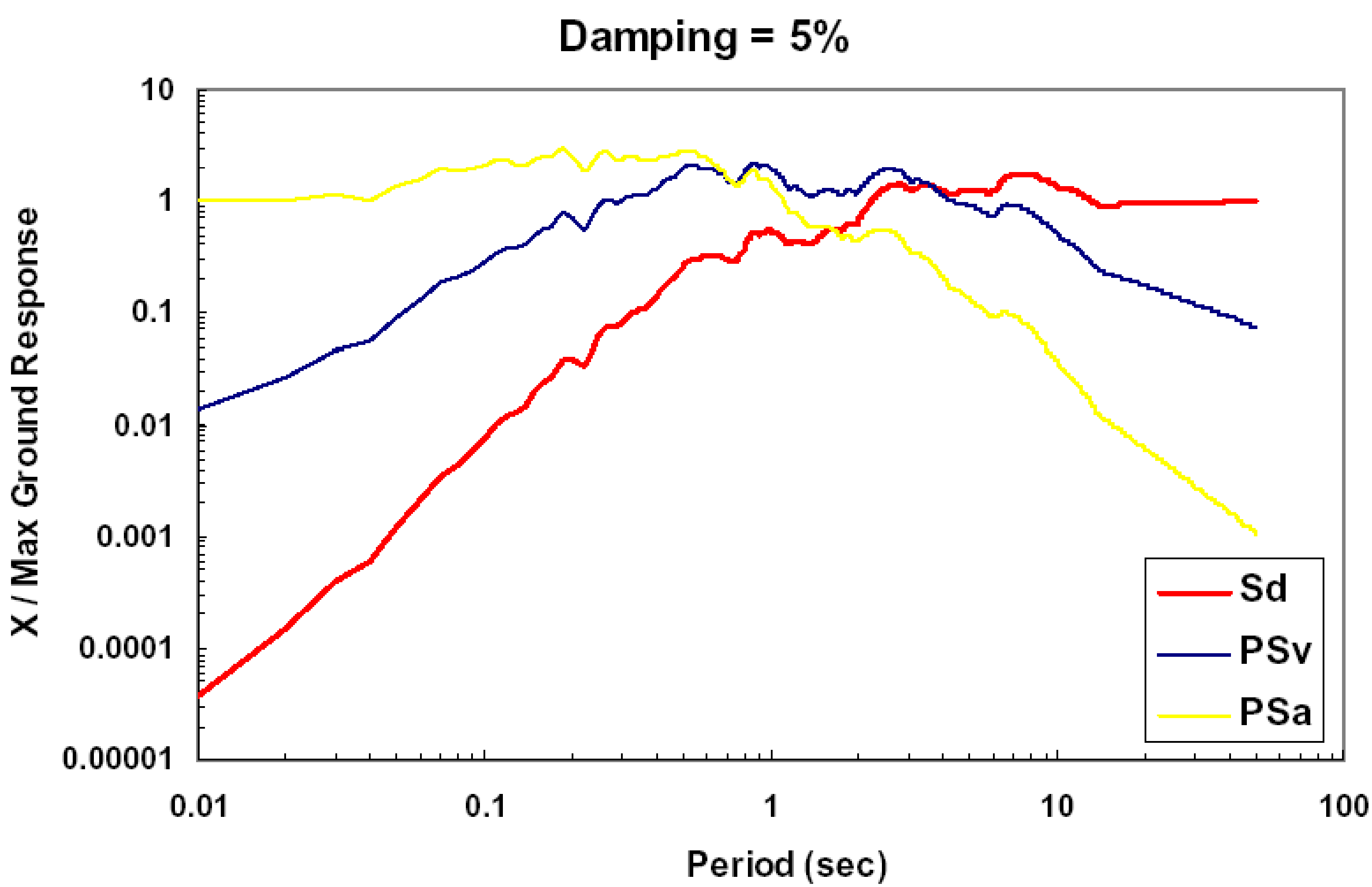




Damping = 5%
1000
100
10
1
0.1
Sa, PSa
0.01
0.1
1
10
100
Period (sec)
Sa
PSa

Acceleration and pseudo-acceleration response spectra



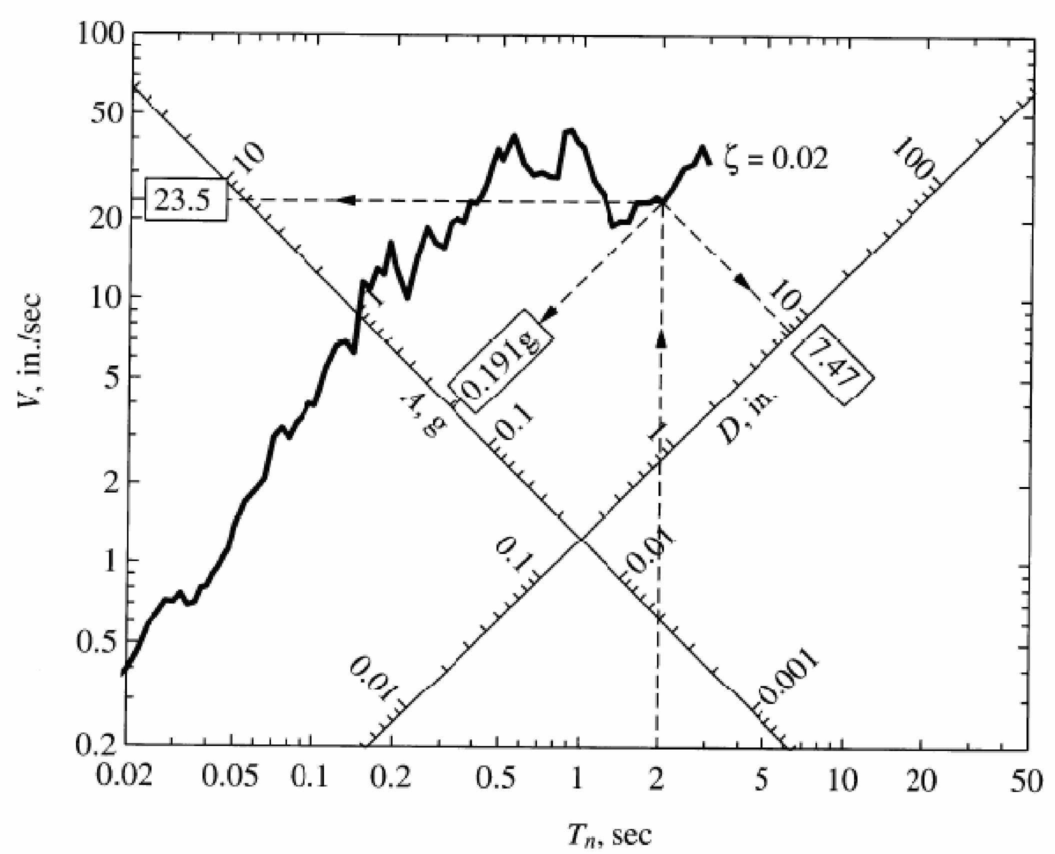


Damping = 5%
10
1
0.1
0.01
0.001
0.0001
0.00001
X / Max Ground Response
0.01
0.1
1
10
100
Period (sec)
Sd
PSv
PSa

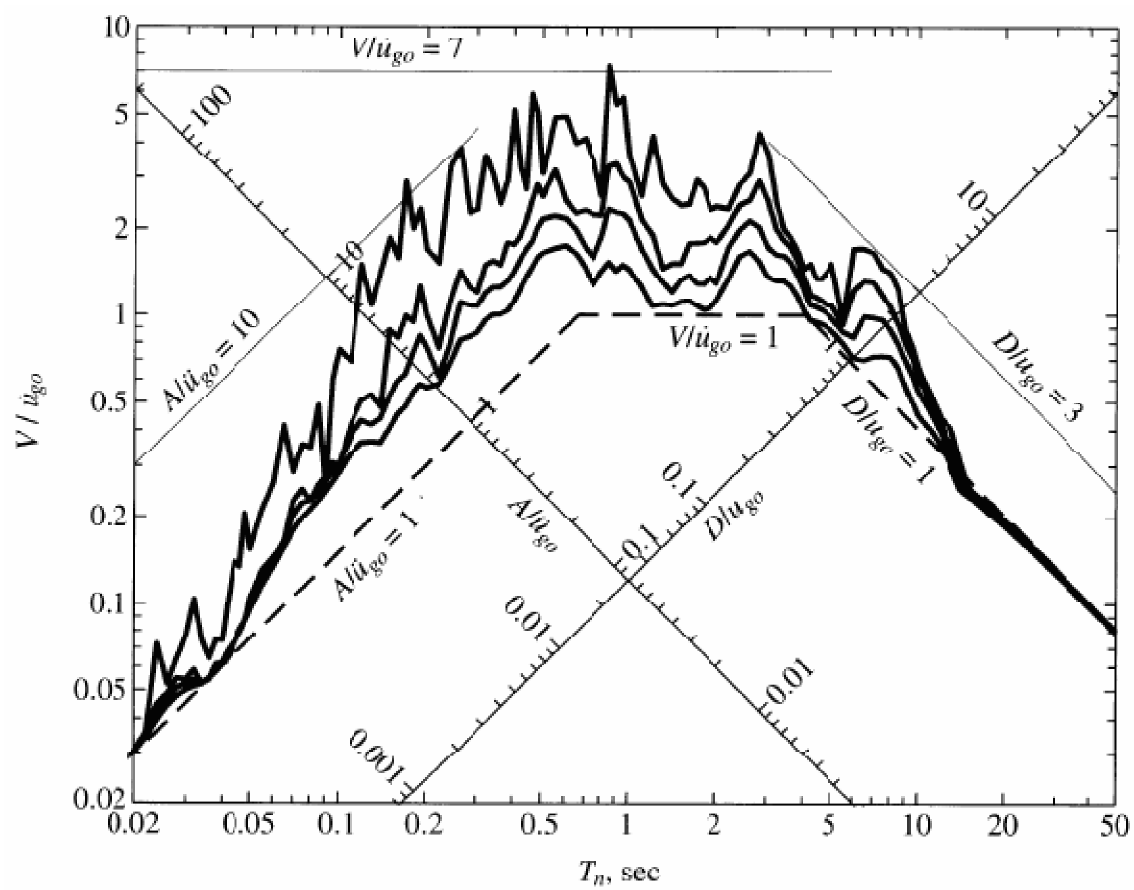
Combined D-V-A spectrum طیف سه گانه جابجایی-سرعت-شتاب

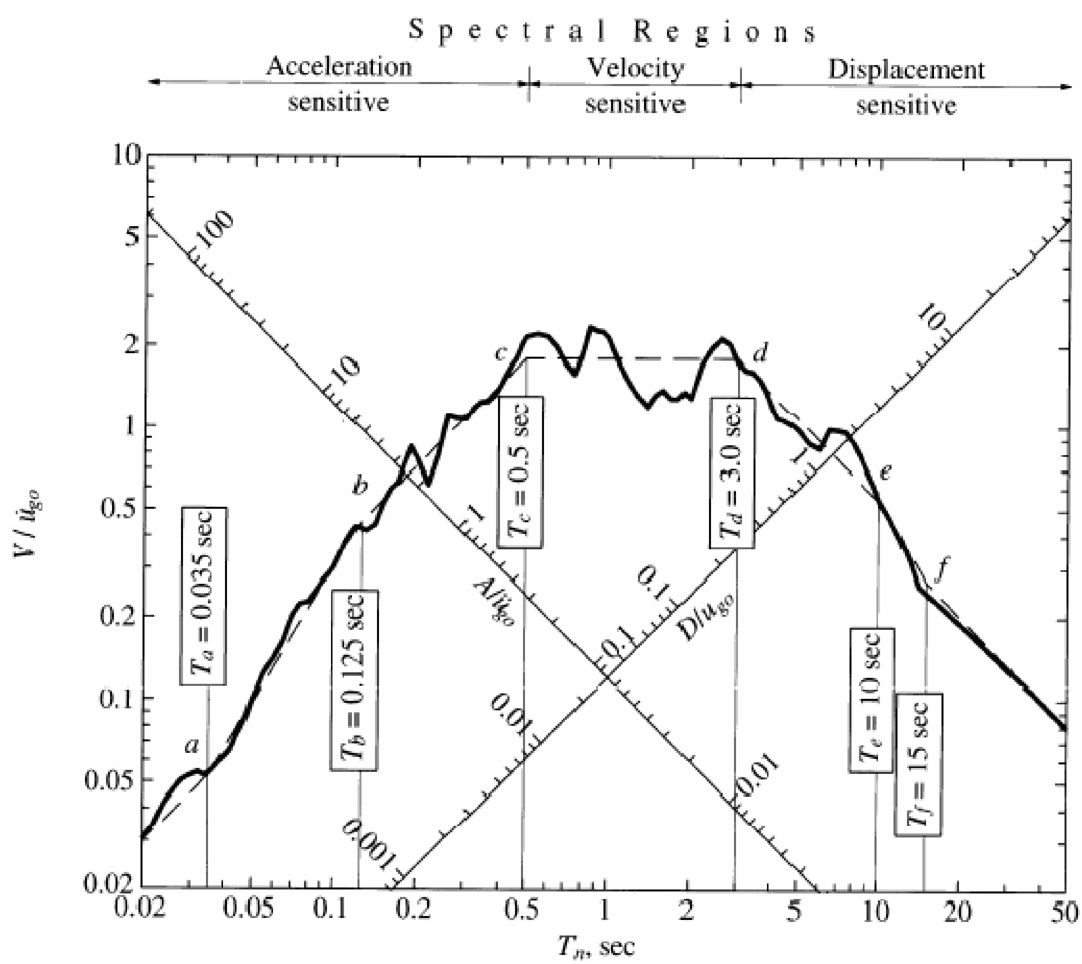
طیف های جابجایی، شبه سرعت وشبه شتاب دارای اطلاعات مشابه ولی معانی فیزیکی متفاوتی می باشند.

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \Rightarrow \frac{T_n}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T_n} D \Rightarrow \lg T_n + \lg A - \lg 2\pi = \lg V$$



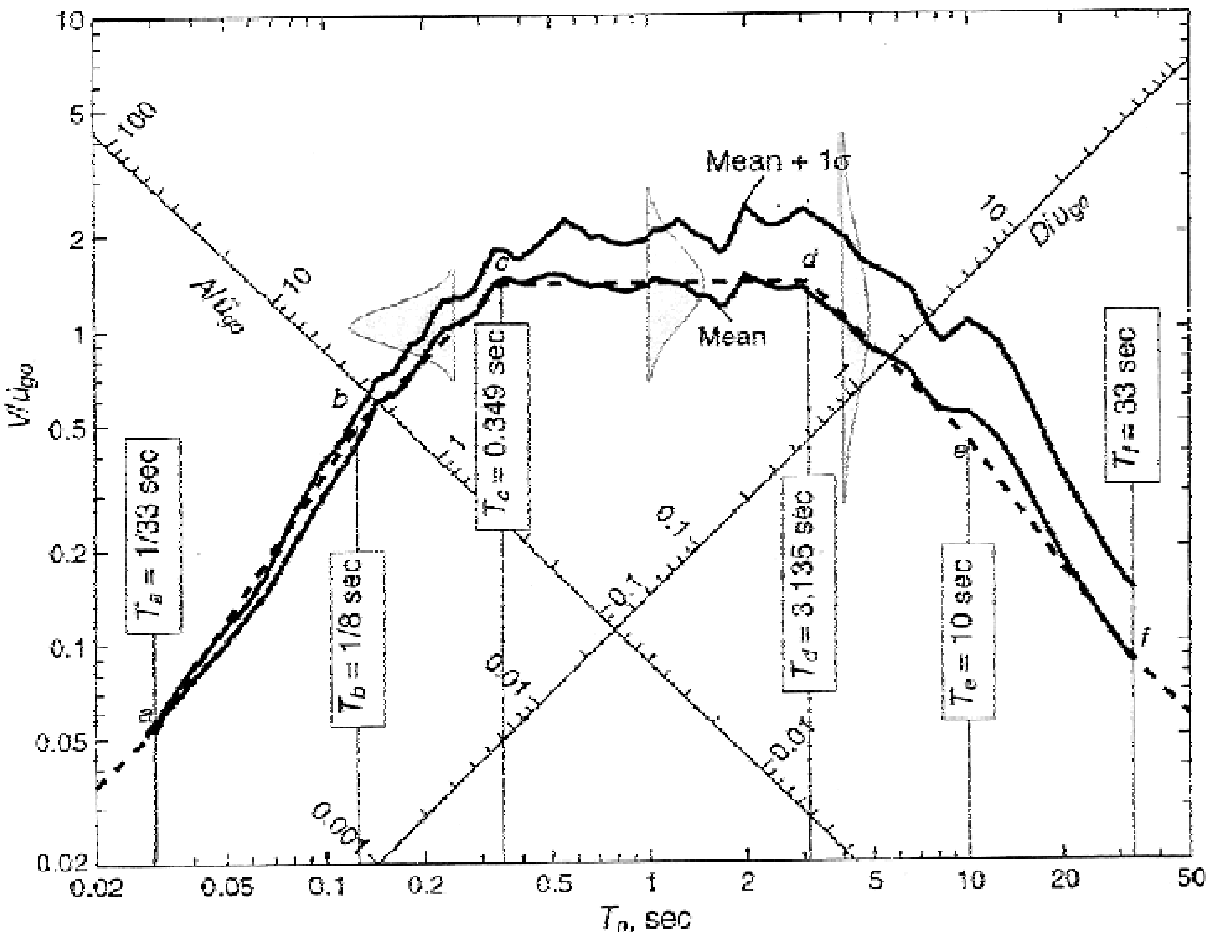
خصوصیات طیف پاسخ الاستیک وعوامل مؤثر بر آن



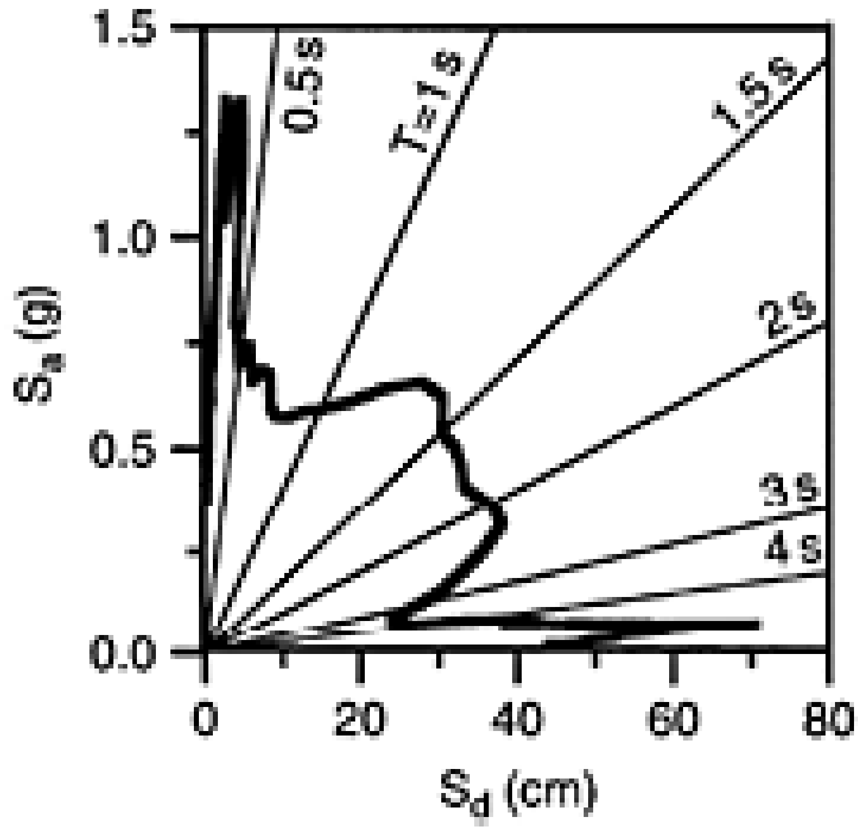


Spectral Regions
Acceleration sensitive
Velocity sensitive
Displacement sensitive
$V / \dot{u}_{go}$
T_n, sec
$A/\ddot{u}_{go}$
D/u_{go}
$T_a = 0.035$ sec
$T_b = 0.125$ sec
$T_c = 0.5$ sec
$T_d = 3.0$ sec
$T_e = 10$ sec
$T_f = 15$ sec
a
b
c
d
e
f

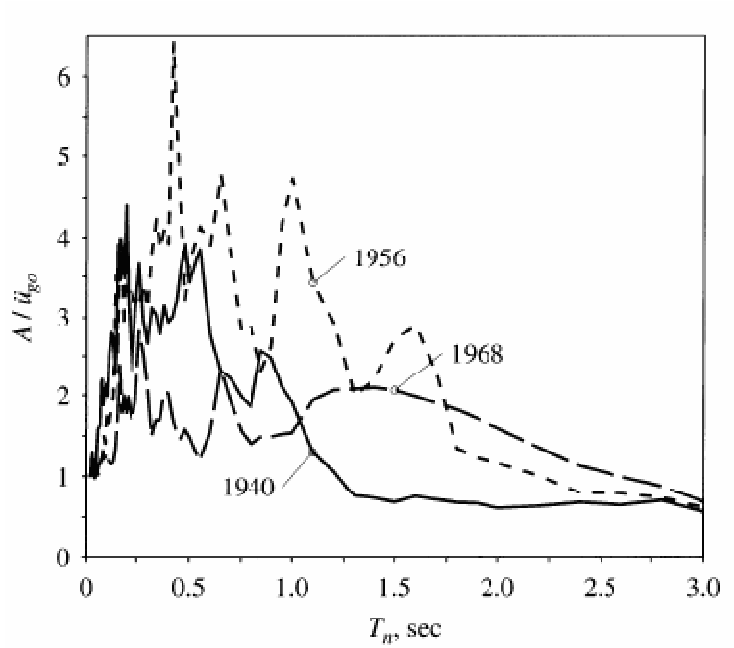
- Mean and mean + 1σ spectra
- Design spectrum
- Probability distributions for *V*



طیف پاسخ جابجایی-شتاب ADRS

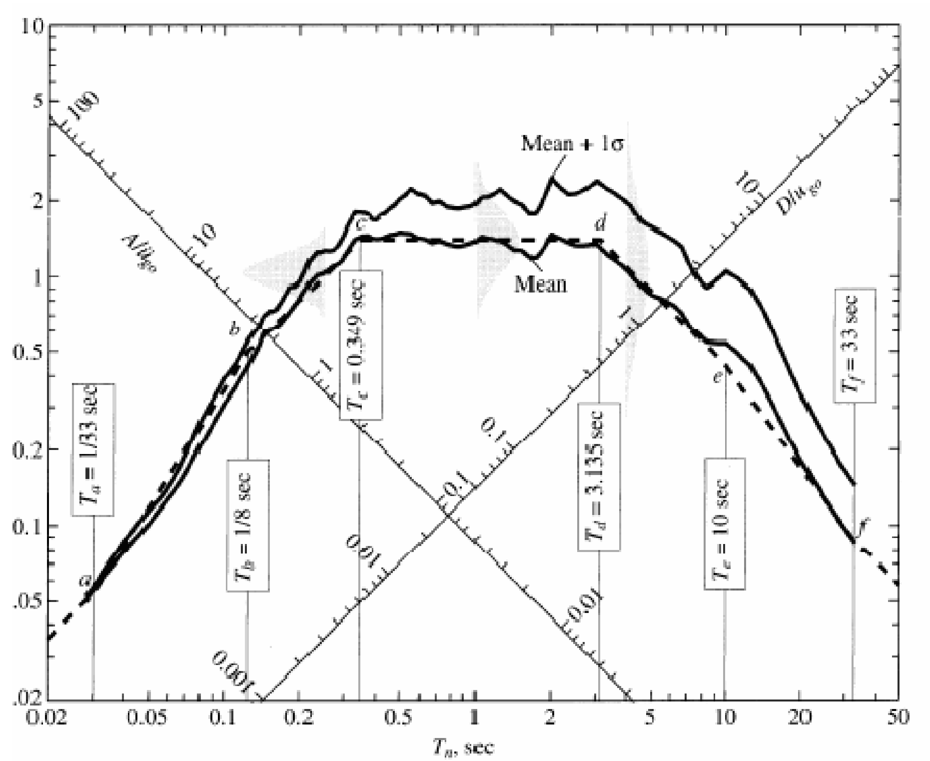


طیف طراحی الاستیک Elastic design spectra



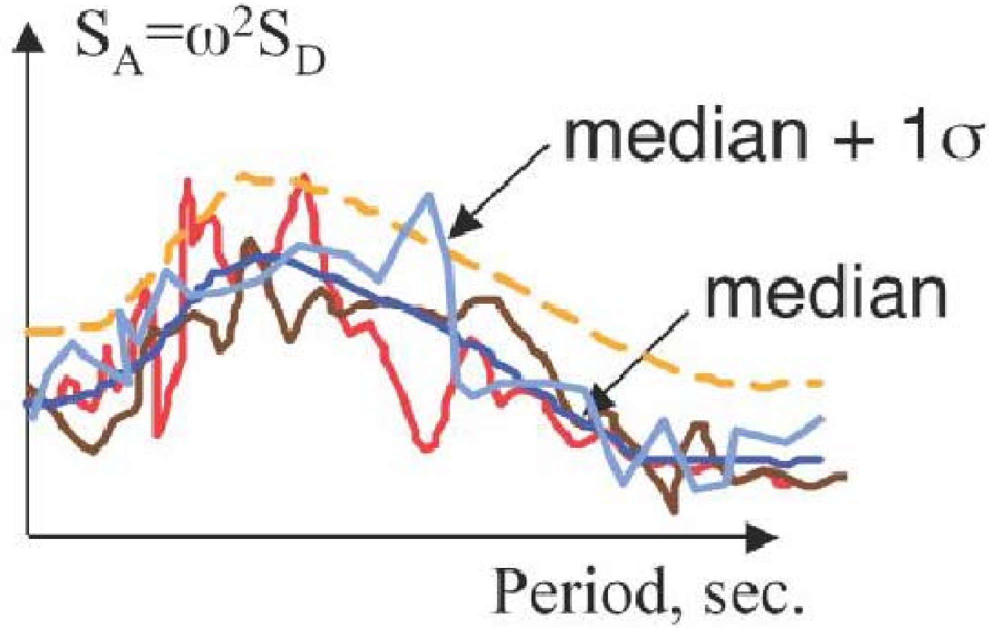
مشکلات استفاده از طیف پاسخ

- ناهموار بودن نمودار
- پاسخ متفاوت برای زلزله های متفاوت
- مناطقی که برای آنها رکوردهای زلزله برای استخراج طیف وجود ندارد.



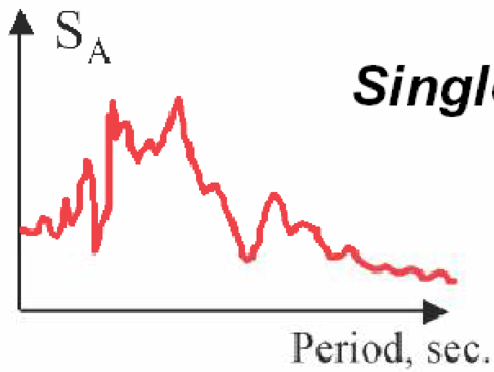
-- طیف طراحی نمودار هموارى است كه براساس توجيه آمارى(ميانگين وانحراف معيار) از ركوردهاى مختلف ثبت شده در يک منطقه بدست مى آيد.

Smooth Elastic Response Spectra

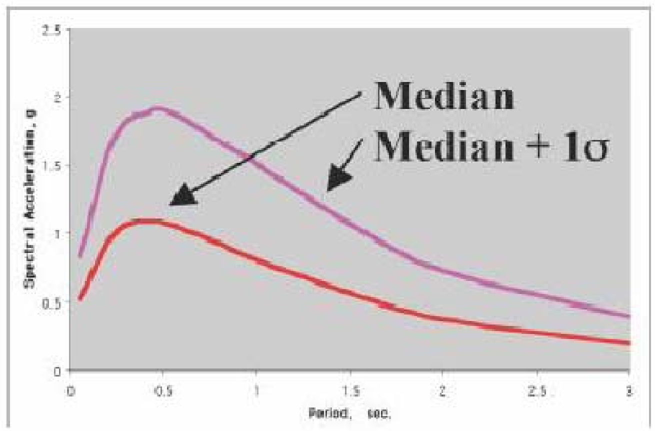


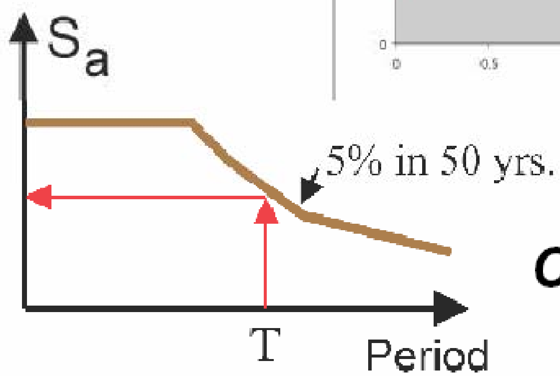
Design Response Spectra

Single Record



Many Records



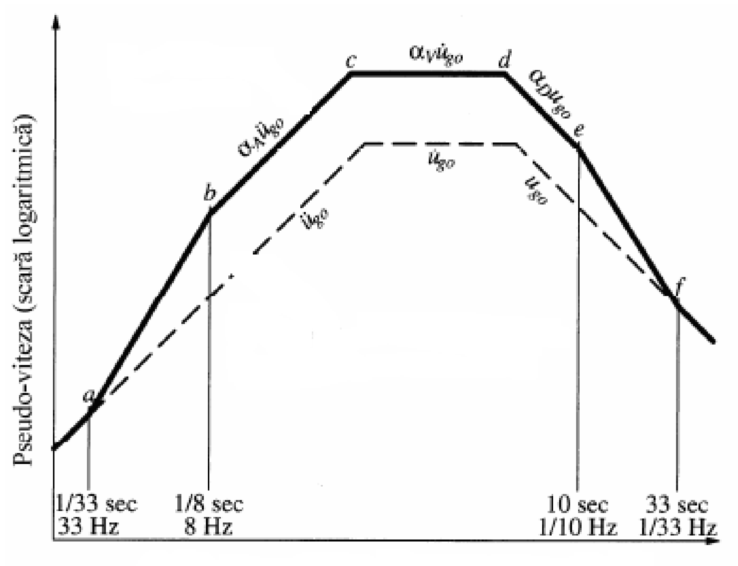


Code Format

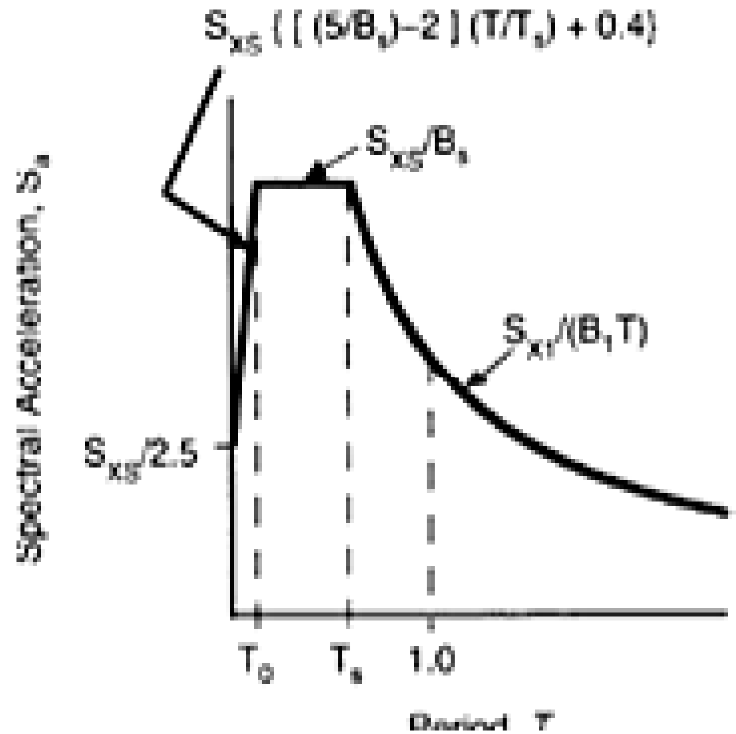
نحوه تولید طیف طراحی الاستیک

*متداولترین روشهای پیشنهادی برای تولید طیفهای طراحی روش نیومارک-هال و **FEMA356***

Newmark-Hall Elastic Design Spectrum(1982)



FEMA-356 Elastic Design Spectrum

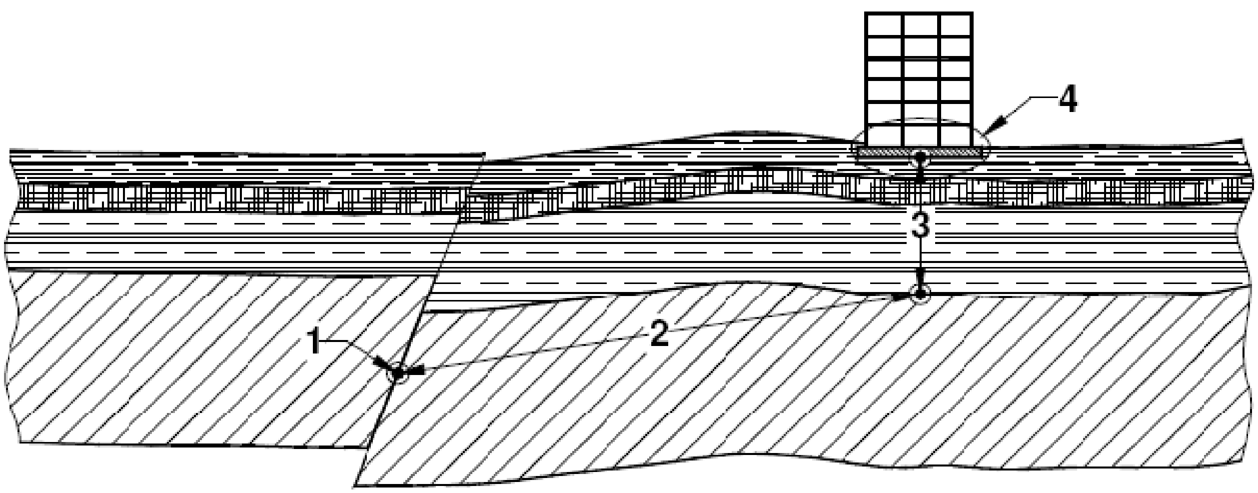


Damping Ratio (%)	Newmark and Hall (1982)[b] Acceleration (A)	Velocity (V)	Displacement (D)	FEMA-356 (2000) B_S	B_1
2	0.77	0.81	0.85	0.80	0.80
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	1.29	1.21	1.16	1.30	1.20
20	1.80	1.53	1.37	1.80	1.50
30	2.36	1.80	1.54	2.30	1.70
40	3.02	2.07	1.68	2.70	1.90
50	3.85	2.34	1.81	3.00	2.00

بنام خدا

عوامل مؤثر بر تحریک لرزه ای :

1) منشأ زلزله
2) مسیر طی شده
3) اثرهای ساختگاهی
4) اندر کنش خاک وسازه



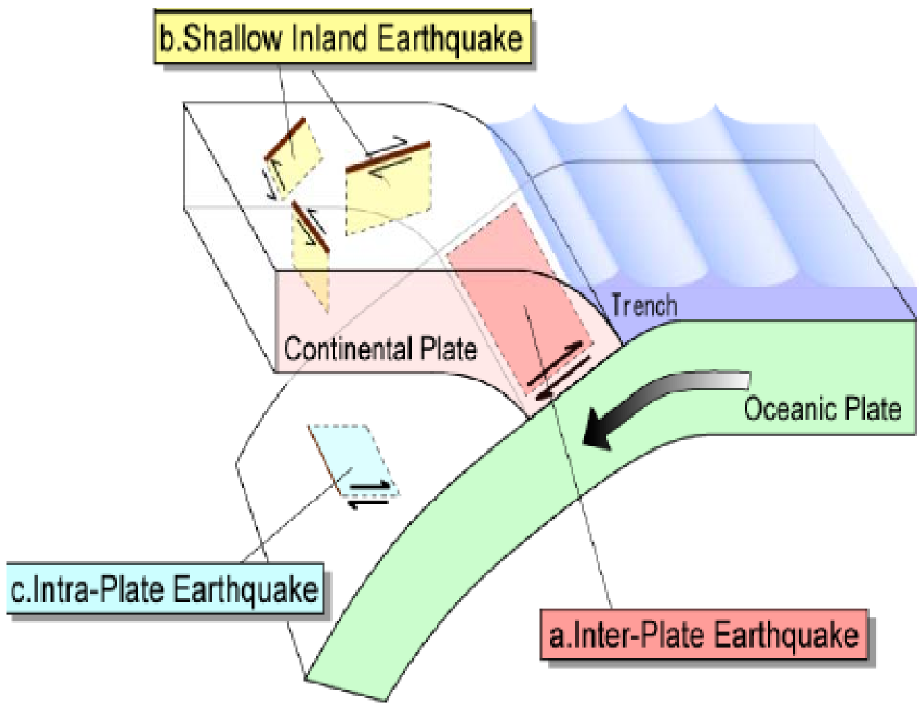
Source factors منشأ زلزله

- نحوه حرکتهای زمین ساختی

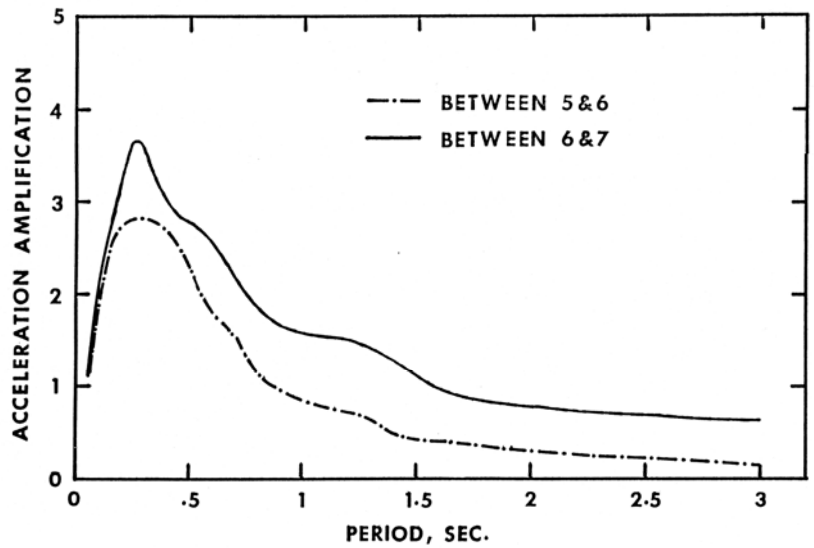
  a. *Inter-Plate Earthquakes*

  b. *Shallow inland Earthquakes*

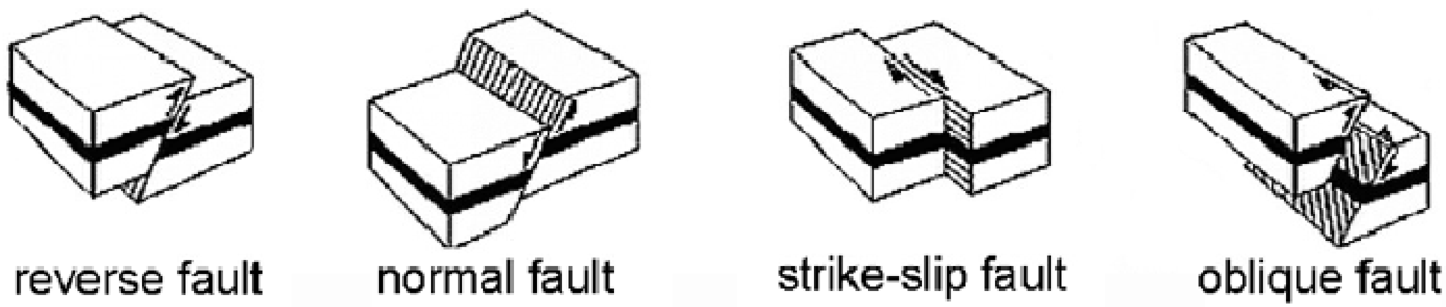
  c. *Intra-Plate Earthquakes*



- بزرگی زلزله



- نوع گسل



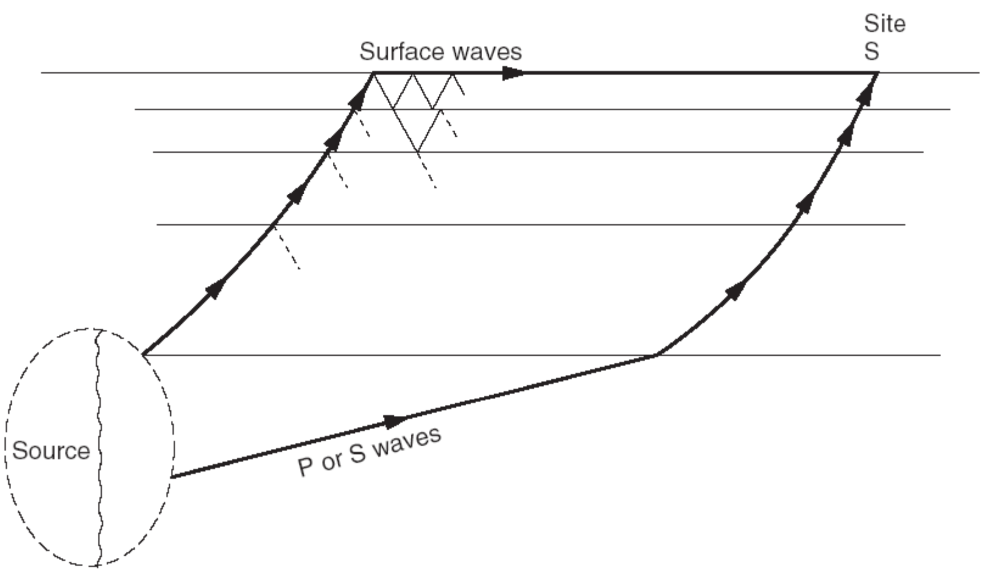
- اثر جهتی در نواحی نزدیک به منبع ***Directivity effect***

اثرات مسیر طی شده *Travel path effects*

- حرکت زمین وابسته به عوامل زیر می باشد:
  - عمق کانونی
  - فاصله از منبع
  - ساختار زمین شناسی

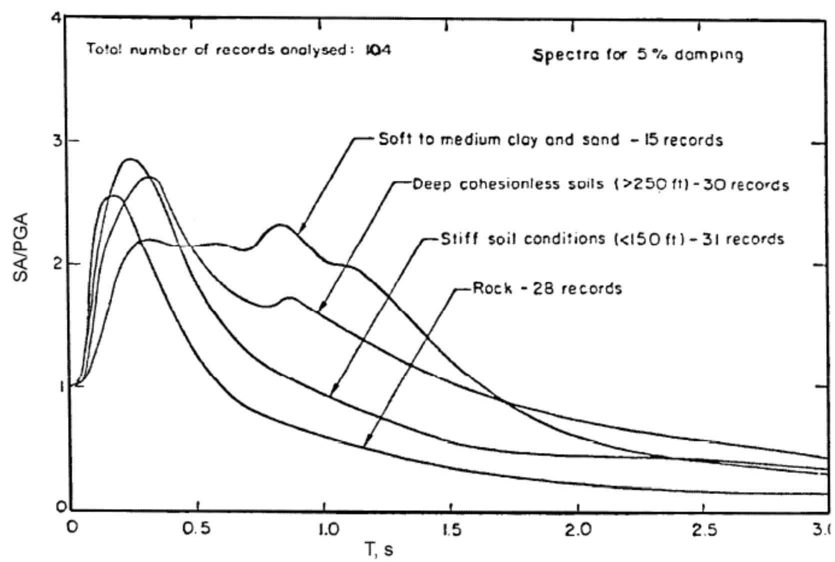
- تحت اثر:
  - انعکاس، انکسار وپراش امواج لرزه ای
  - استهلاک وپراکندگی امواج

- با افزایش فاصله از منبع زلزله:
  - کاهش شدت زلزله
  - افزایش مدت زمان
  - کاهش اهمیت مولفه قائم



اثرات ساختگاهی *Local site effects*

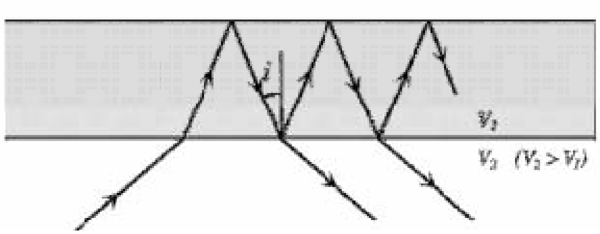
- حرکت لرزه ای با آنچه که از بستر سنگی سرچشمه می گیرد در محل ساختگاه متفاوت می باشد:
  - شرایط ژئوتکنیک محل ساختگاه

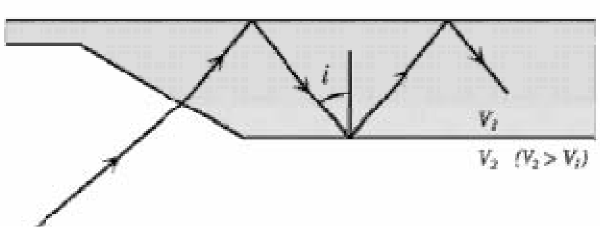


  - اثرات حوضچه ای *basin effects*

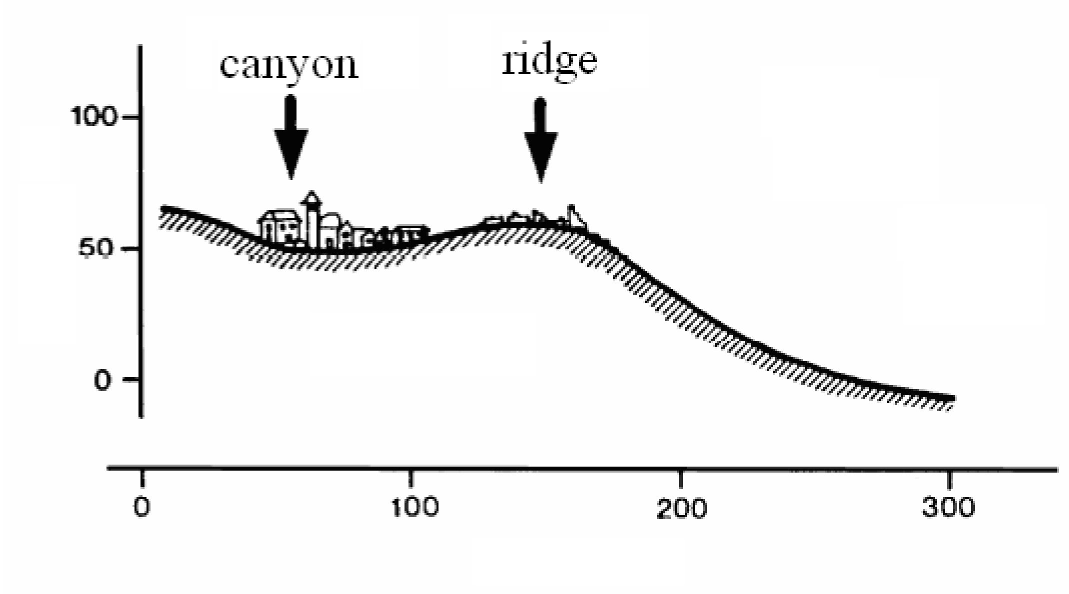
-- انکسار جزئی امواج لرزه ای باعث تشدید در لایه های افقی خاک می شوند

-- تشدید وافزایش مدت زمان امواج لرزه ای





- عوارض توپوگرافی *Topographical effects*
  - -- برآمدگیها
  - -- دره ها
  - -- شیب ها



اندرکنش خاك-سازه *Soil-structure interaction*

- اندر کنش باعث تغییر در حرکت آزاد زمین به دو دلیل زیر می شود:
  - اثرگذاری در خصوصیات دینامیکی سازه
  - تغییر خصوصیات زلزله در سطح شالوده

اندرکنش باعث تغییر در حرکت آزاد زمین به دو دلیل زیر می شود:

--اثر متقابل اینرسی(اثرجرمی)

جابجایی شالوده با توجه به حرکت آزاد زمین

افزایش پریود ارتعاش سازه

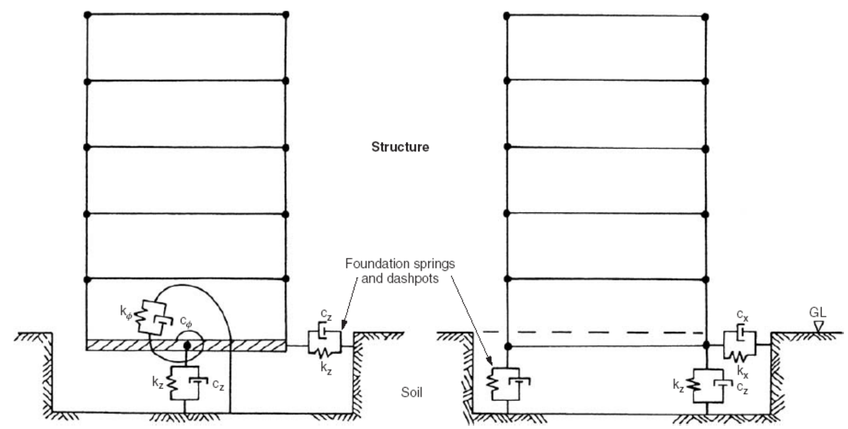
افزایش استهلاك شالوده بواسطه تشعشع(*radiation*) وپاسخ غیر خطی خاك

--اثر متقابل سینماتیکی(اثرسختی) نتیجه تفاوت سختی شالوده وسازه

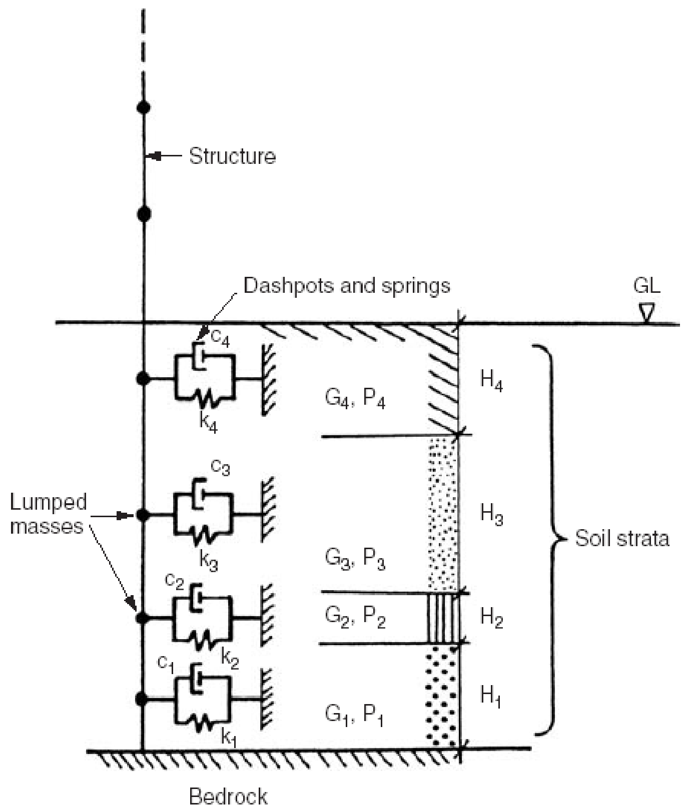
کاهش جابجایی انتقالی

افزایش مؤلفه های دورانی وپیچشی

- روشهای مدلسازی اثراندر کنش :
  - مدل استاتیکی فنر وکمک فنر معادل



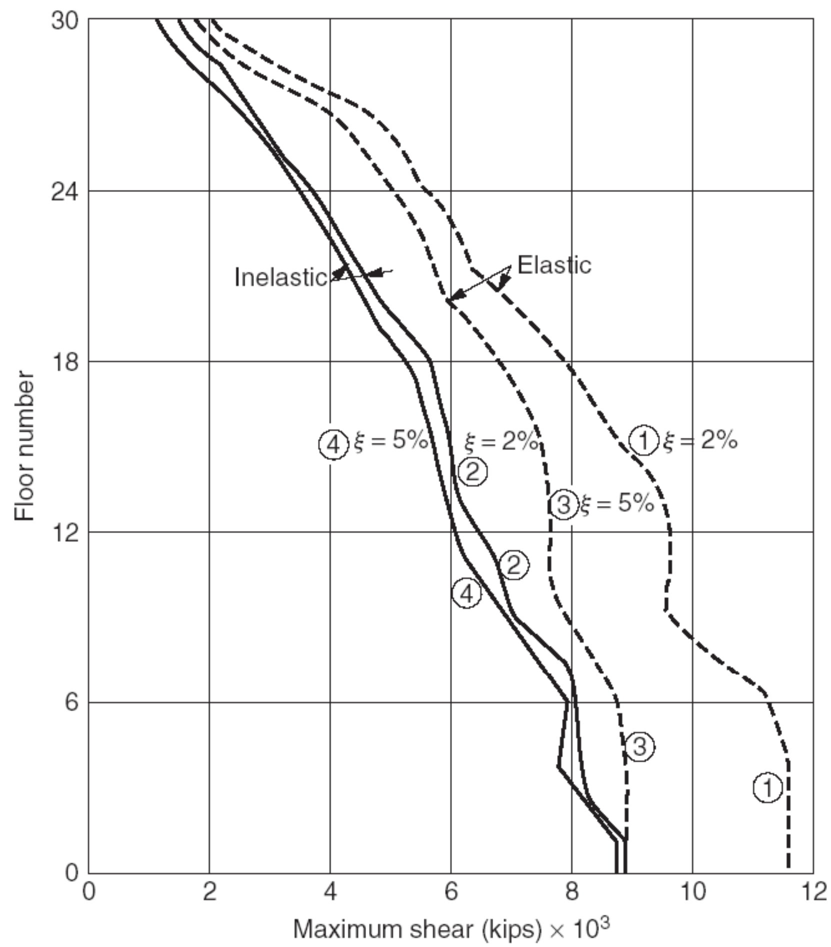
  - مدل تیر برشی با جرم پیوسته یا گسسته وتوزیع فنرها در ارتفاع



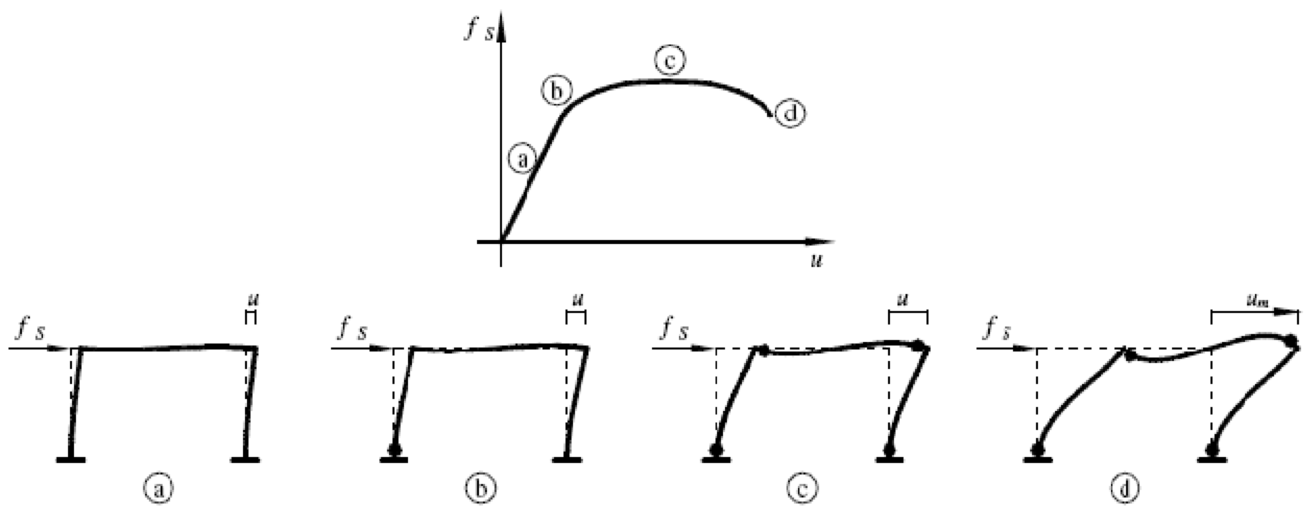
- مدل فضای نیمه نامحدود الاستیک ویا ویسکوالاستیک
- اجزاء محدود
- ترکیب دو روش بالا

بررسی پاسخ غیر الاستیک در سازه ها

اکثرسازه های طراحی شده برای نیروهای لرزه ای بندرت در مقابل زلزله های طرح از خود پاسخ الاستیک می دهند.



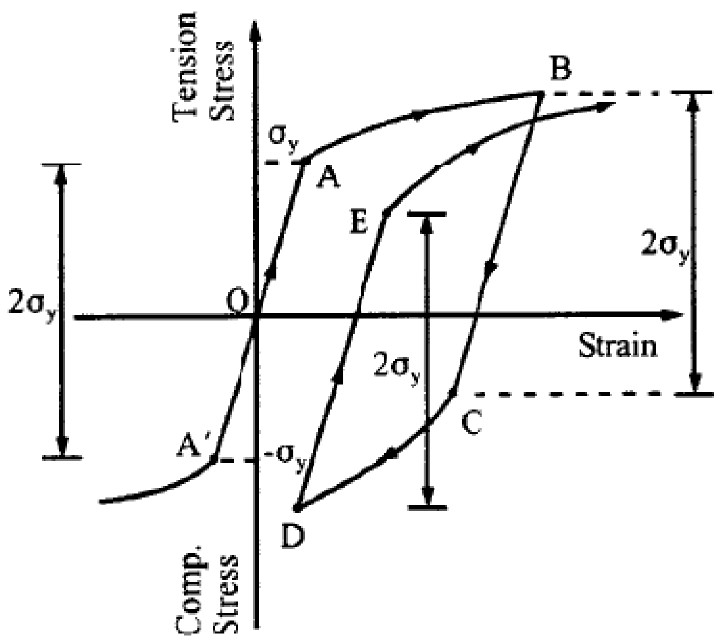
- طراحی الاستیک غیر اقتصادی می باشد.
- تجربه نشان می دهد سازه هایی که برای نسبتی از بار زلزله در گذشته طراحی شده اند، در مقابل زلزله های قابل توجه سالم مانده اند.



بنام خدا

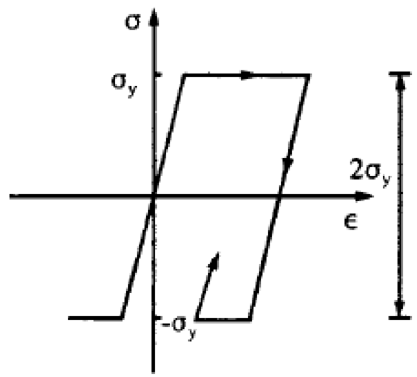
رفتار پسماند hysteresis

با وارد شدن سازه به مرحله پلاستیک بدلیل ماهیت سیکلی بار زلزله ، سازه بصورت مداوم بارگذاری وباربرداری را تجربه می کند.این روند بارگذاری وباربرداری باعث می شود که سازه از خود رفتاری را نشان دهد که به آن پسماند (hysteresis) گویند. شکل وجهت منحنی پسماند در مراحل اولیه وابسته به فاکتورهای زیر می باشد:

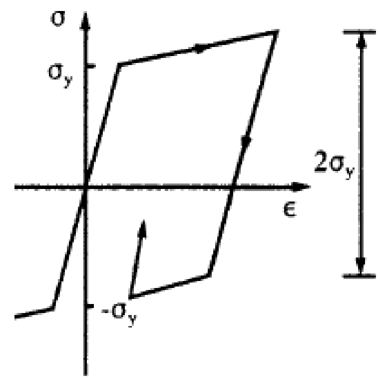


- سختی سازه ای Structural stiffness
- جابجایی تسلیم Yield Displacement
- مصالح سازه ای Structural material
- سیستم سازه ای Structural system
- شکل اتصالات Connection configuration

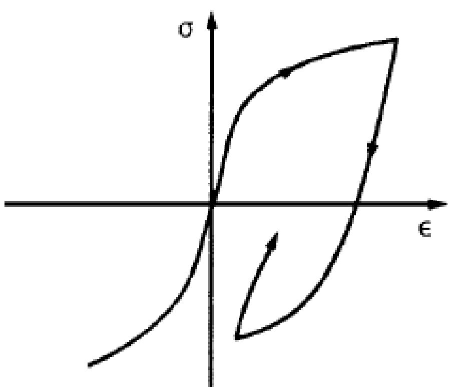
مدلهای پسماند متداول



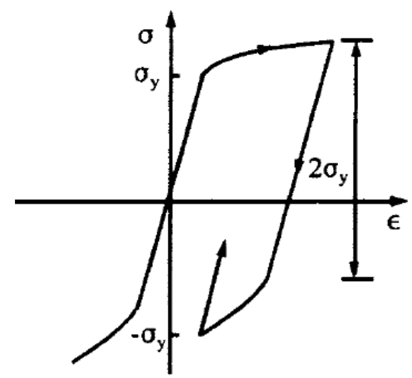
elasto-plastic



bilinear

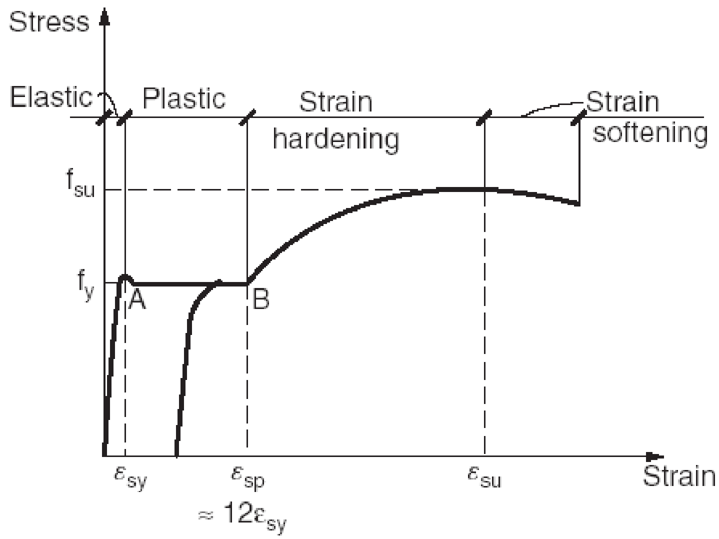


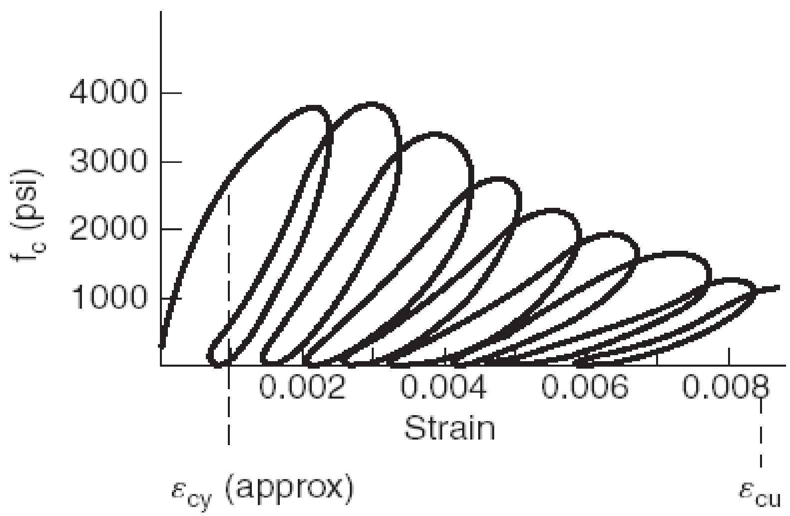
curvilinear



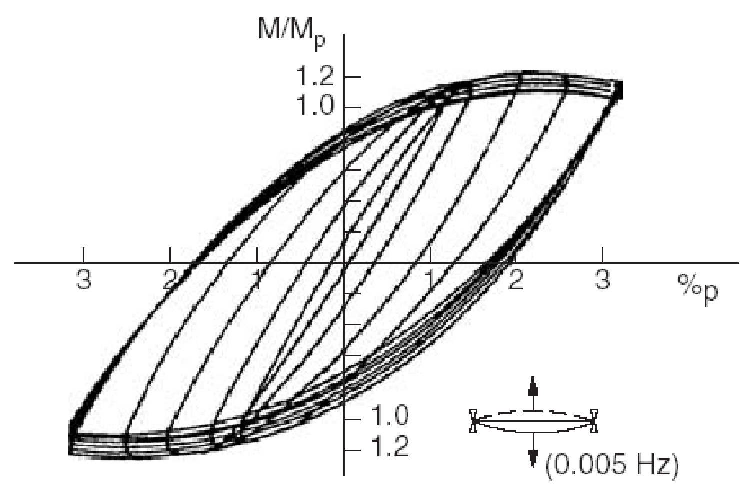
Ramberg-Osgood

مشخصات مکانیکی فولاد نرم

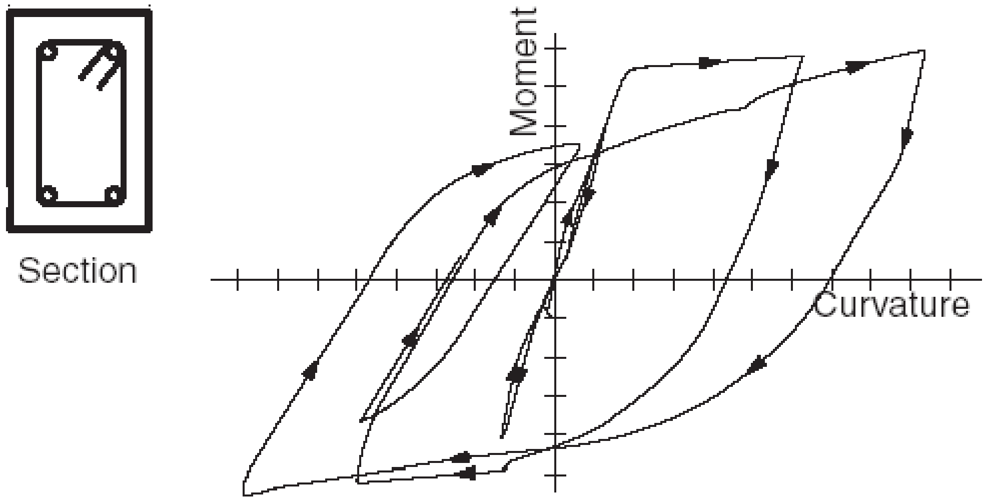




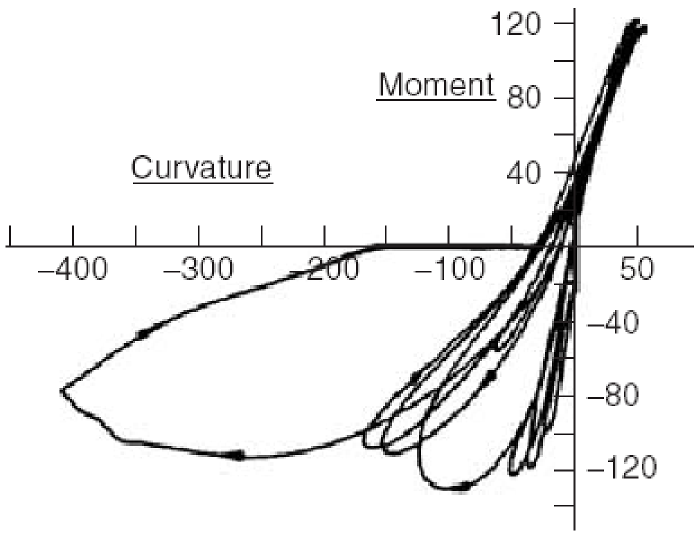
رفتارفولاد تحت خمش سیکلی

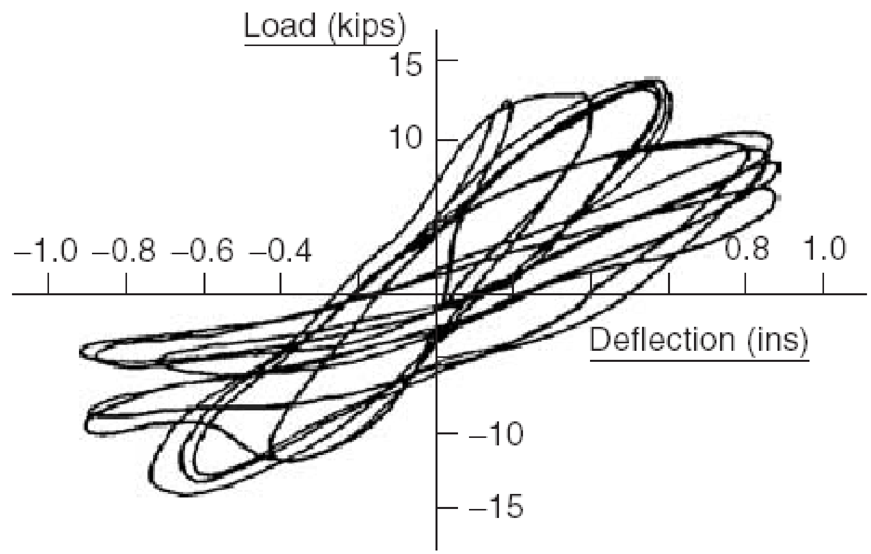


رفتاربتن محصور نشده تحت بارگذاری متناوب



رفتارتیربتن آرمه تحت بارگذاری سیکلی

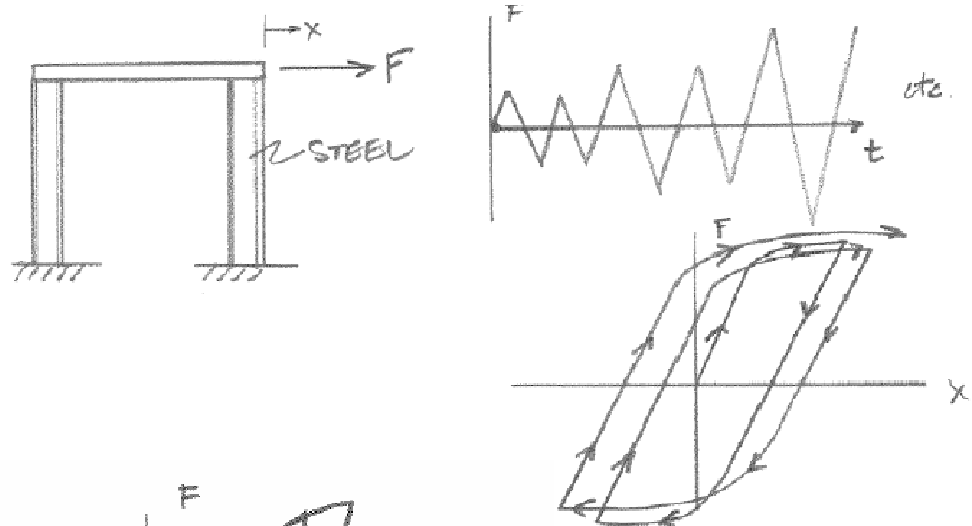


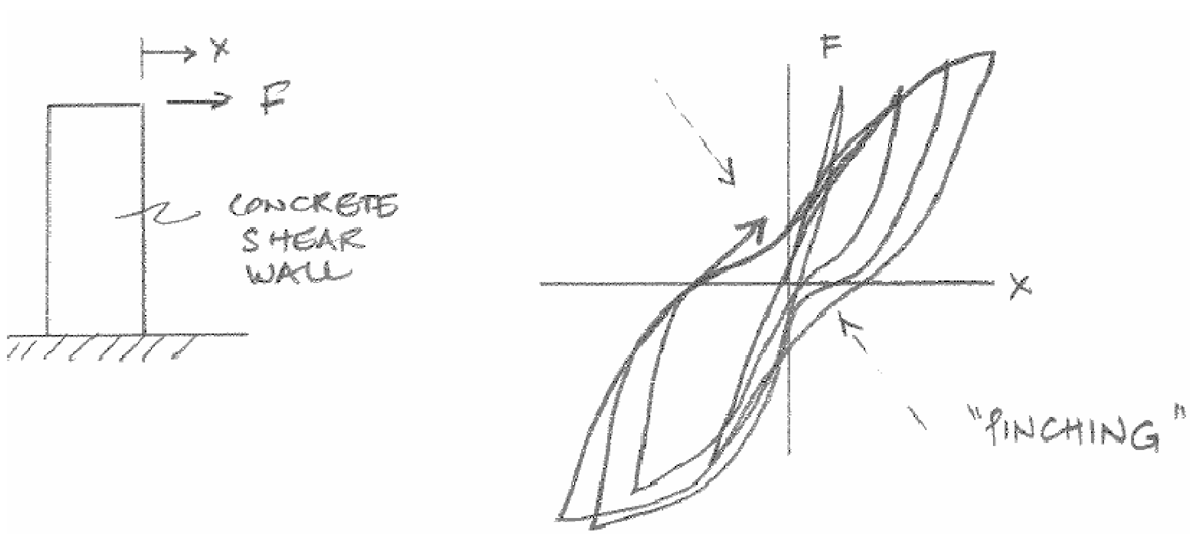


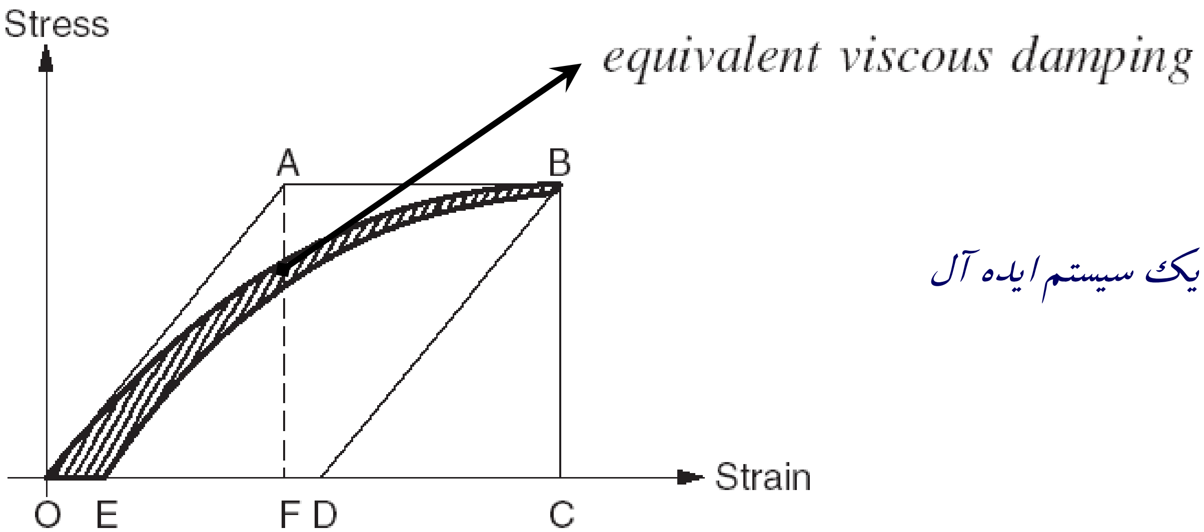
رفتارستون بتنی پیش تنیده تحت بارگذاری سیکلی

رفتاردیوار مصالح بنایی تحت بارگذاری سیکلی

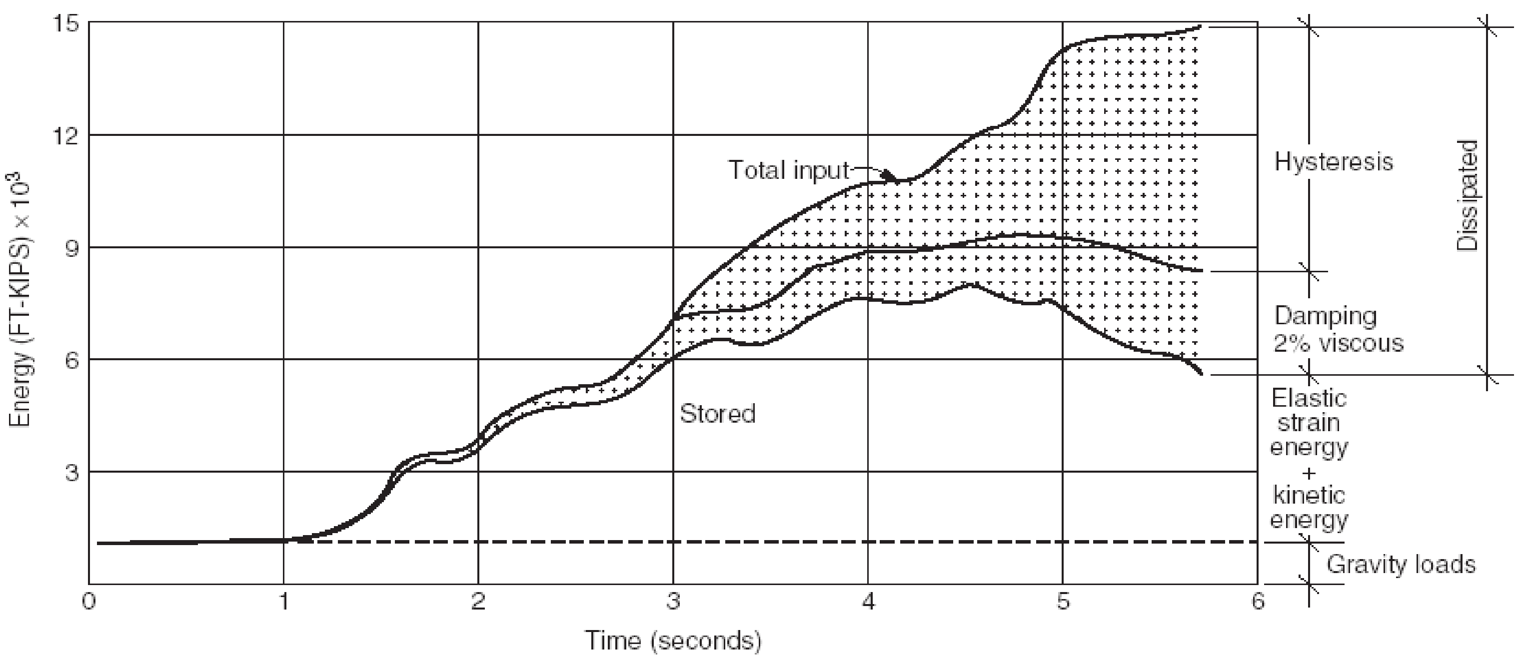
پاسخ واقعی اجزای سازه ای





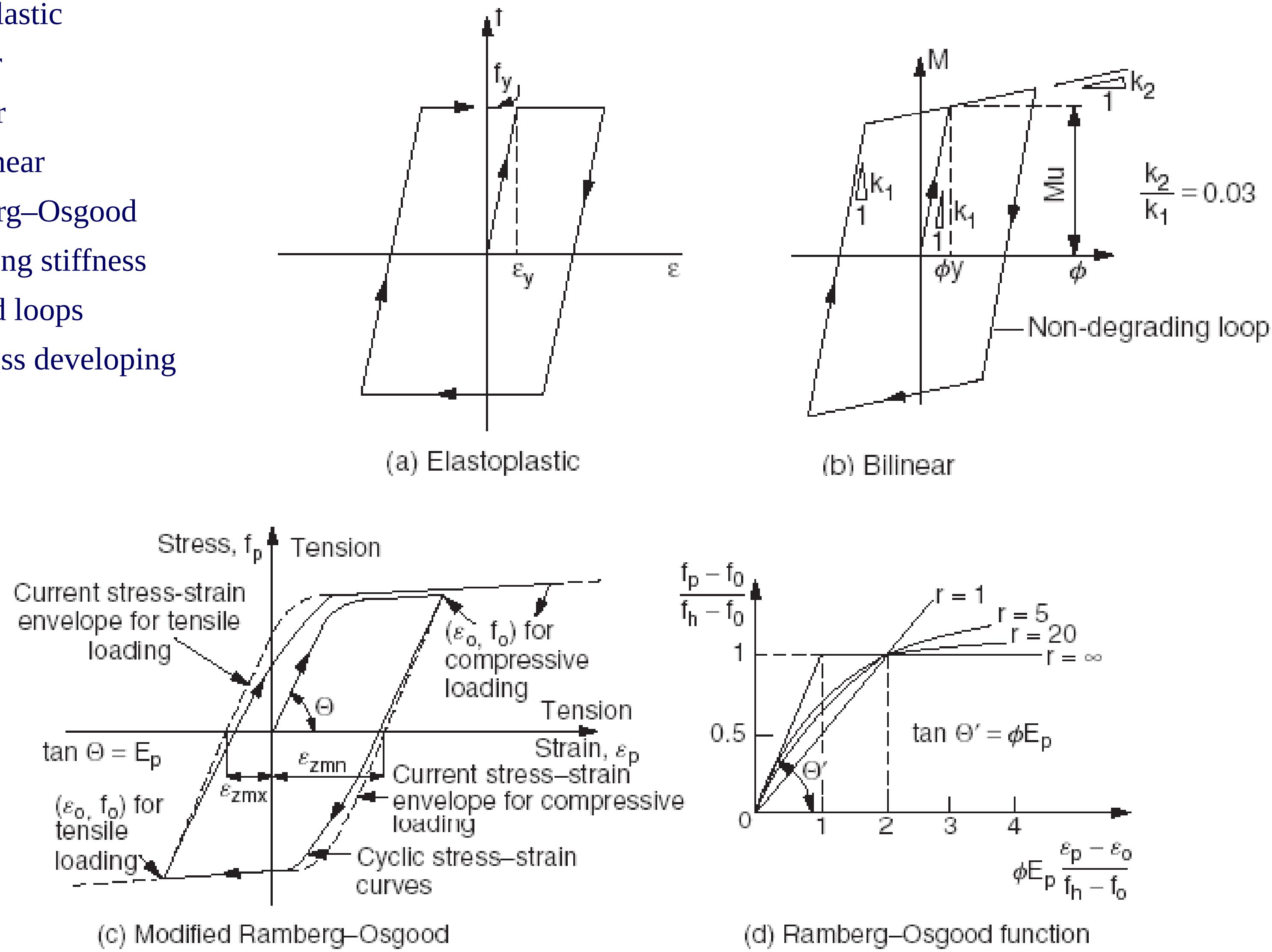


انرژی ذخیره شده وتلف شده در یک سیستم ایده آل



مدلهای ریاضی در رفتار غیرخطی لرزه ای

- elastoplastic
- bilinear
- trilinear
- multilinear
- Ramberg–Osgood
- degrading stiffness
- pinched loops
- slackness developing

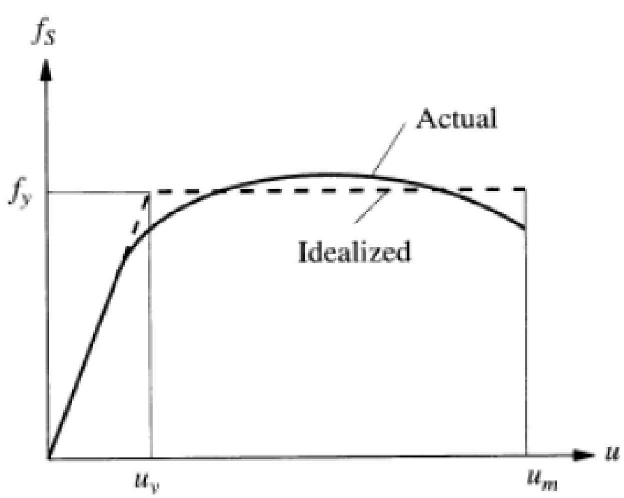


سطوح مختلف استهلاک در سازه ها

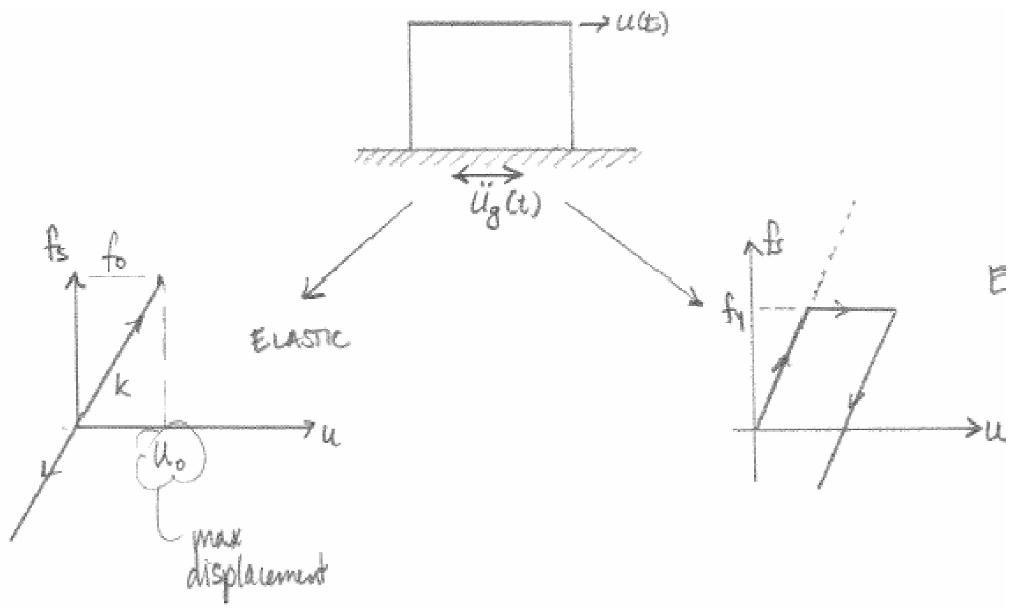
Type of construction	Damping ξ, percentage of critical
Steel frame, welded, with all walls of flexible construction	2
Steel frame, welded, with normal floors and cladding	5
Steel frame, bolted, with normal floors and cladding	10
Concrete frame, with all walls of flexible construction	5
Concrete frame, with stiff cladding and all internal walls flexible	7
Concrete frame, with concrete or masonry shear walls	10
Concrete and/or masonry shear wall buildings	10
Timber shear wall construction	15

پارامترهای مؤثر در رفتار غیرالاستیک (پارامترهای لرزه ای)

- سختی سازه ای Stiffness
  - -- اثر سختی در رفتار دینامیکی
  - -- انواع سختی (اولیه،مماسی و شعاعی)

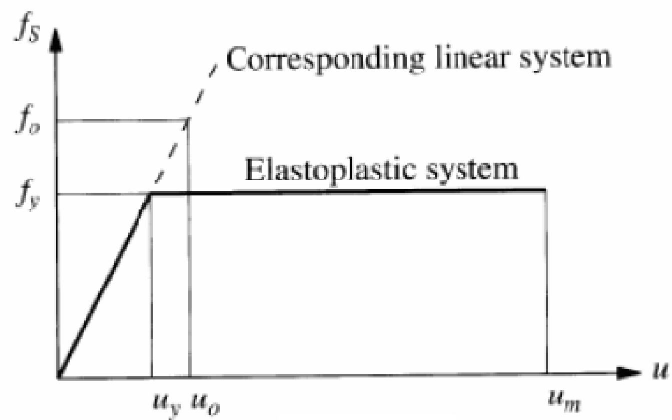


- مقاومت strength
- شکل پذیری ductility
  - -- شکل پذیری مصالح
  - -- شکل پذیری سازه



پاسخ غیرالاستیک

- ضریب کاهش نیروی تسلیم



$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}$$

- ضریب شکل پذیری

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{\mu}{R}$$

معادلات حرکت درحالت غیرالاستیک

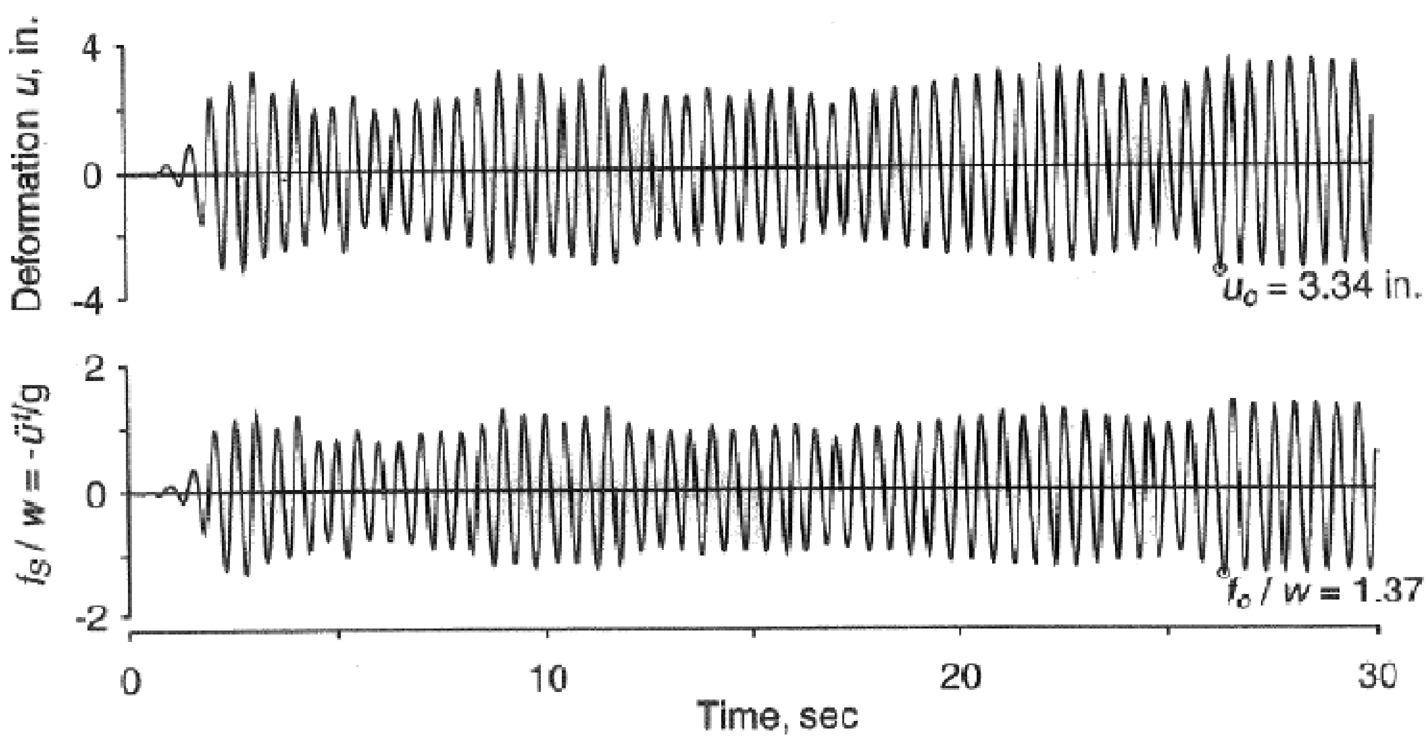
$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_S(u,\dot{u}) = -m\ddot{u}_g$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u_y \tilde{f}_S(u,\dot{u}) = -\ddot{u}_g$$

$$\tilde{f}_S(u,\dot{u}) = f_S(u,\dot{u})/f_y$$

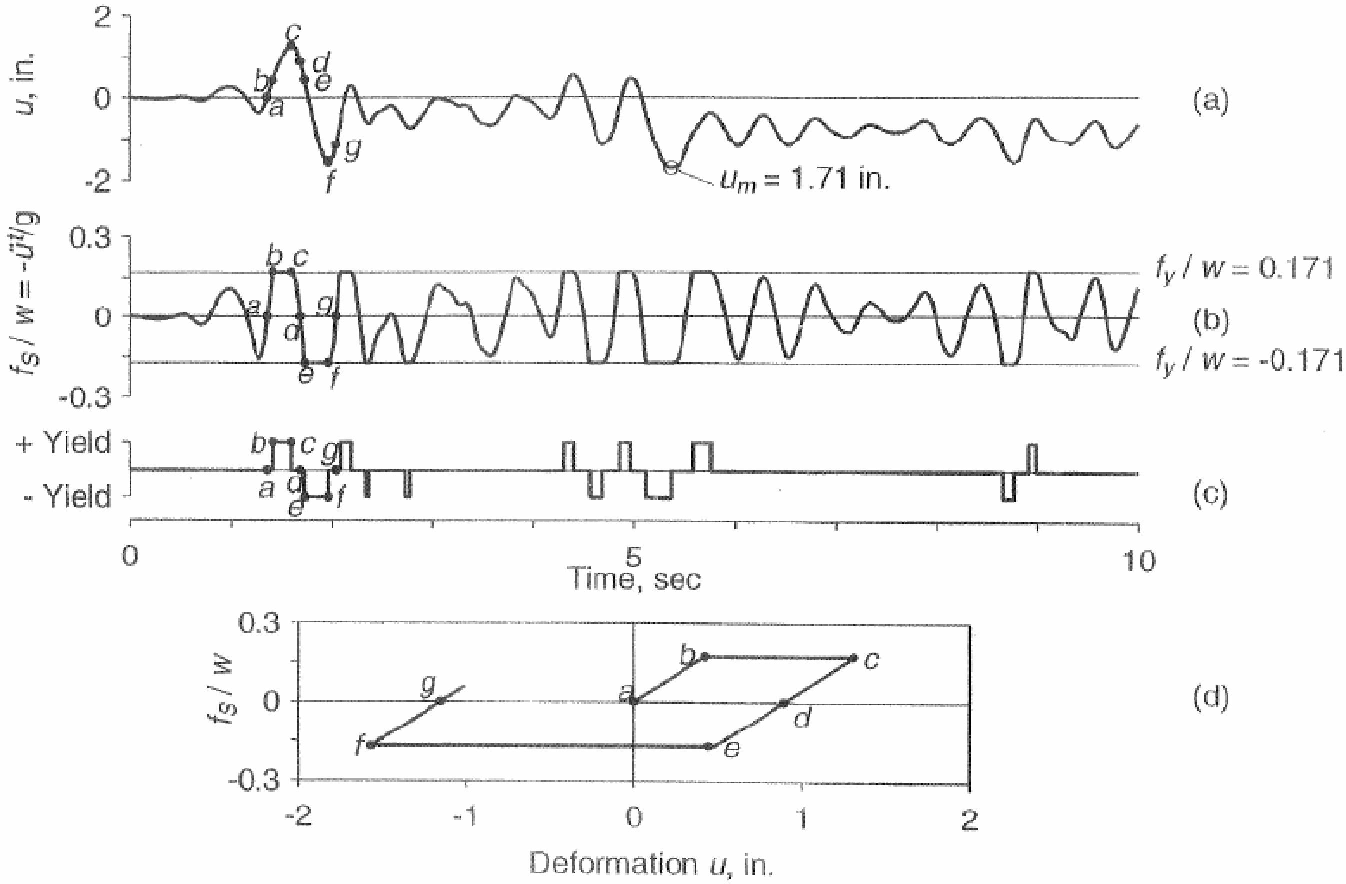
Response of linear system

$T_n = 0.5$ sec $\quad \zeta = 0$



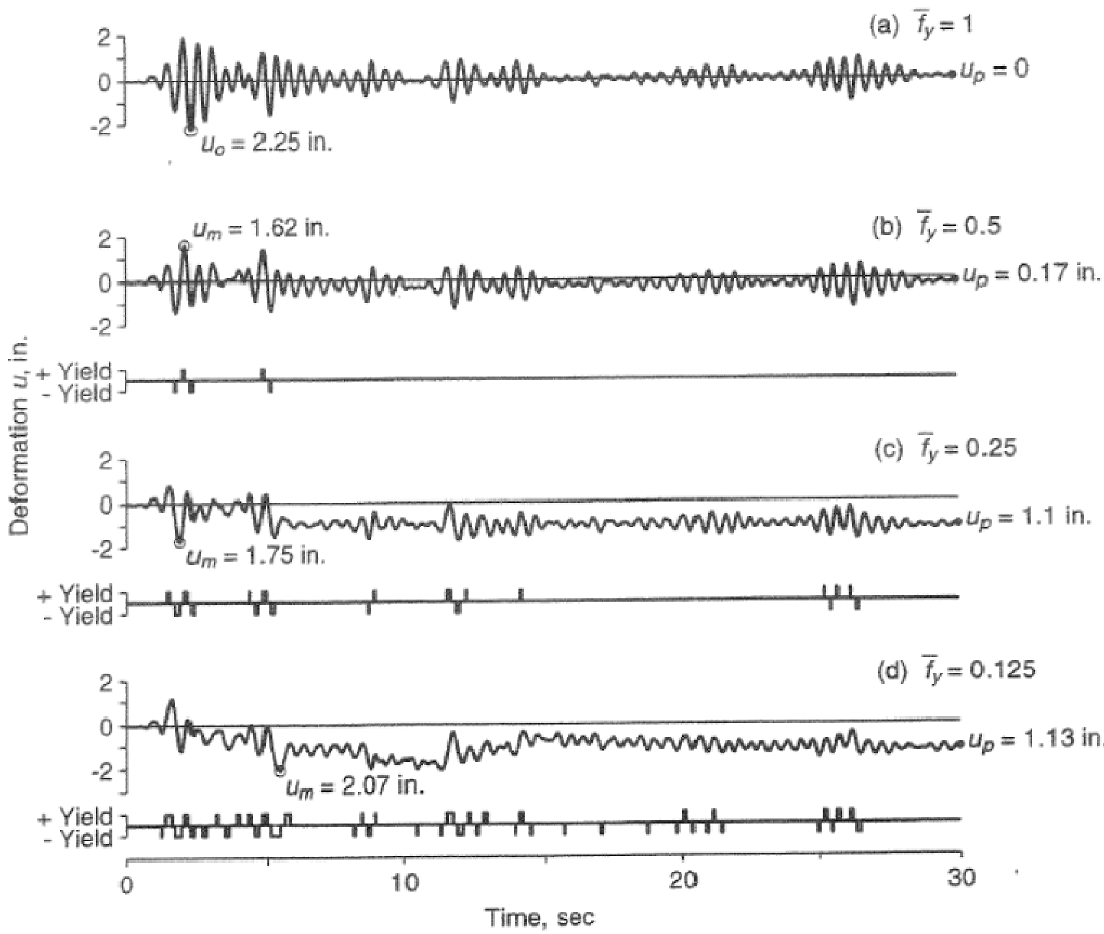
Response of elastoplastic system

$T_n = 0.5$ sec $\quad \zeta = 0 \quad \bar{f}_y = 0.125$



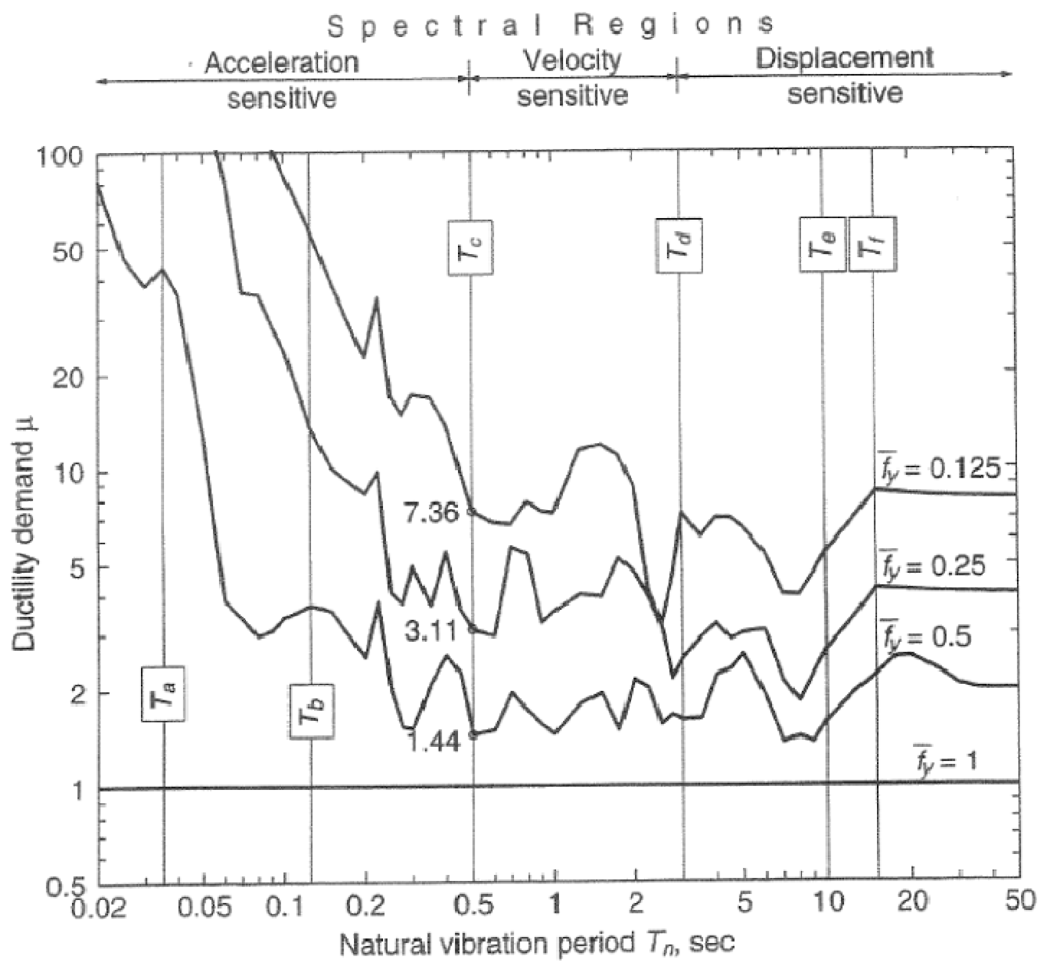
Response of elastoplastic and linear systems

$T_n = 0.5$ sec $\zeta = 5\%$ $\overline{f}_y = 1, 0.5, 0.25, 0.125$



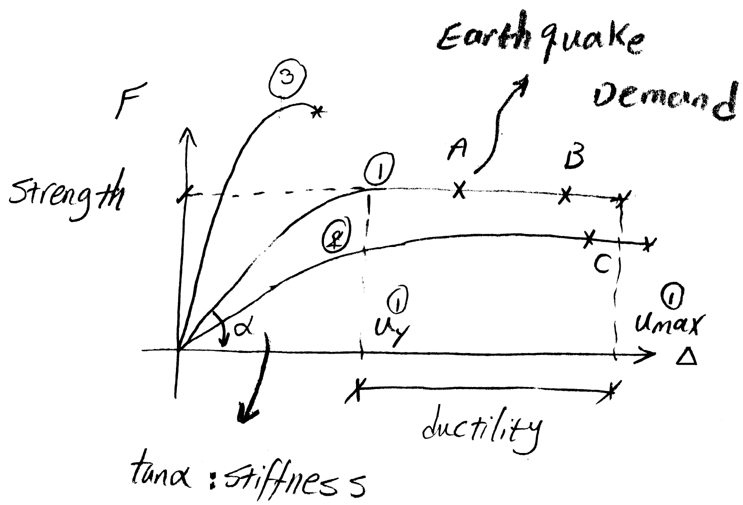
Ductility demand for elastoplastic systems

- $\bar{f}_y = 1, 0.5, 0.25, 0.125$
- $\zeta = 5\%$



ضریب رفتار Reduction factor

ضریب کاهندگی یا رفتار که در اکثر آیین نامه ها مطرح می گردد، یک مفهوم بحث انگیز و پیچیده از طراحی مقاوم در برابر زلزله را بیان می کند. عوامل مؤثر در تعیین ضریب رفتار عبارتند:



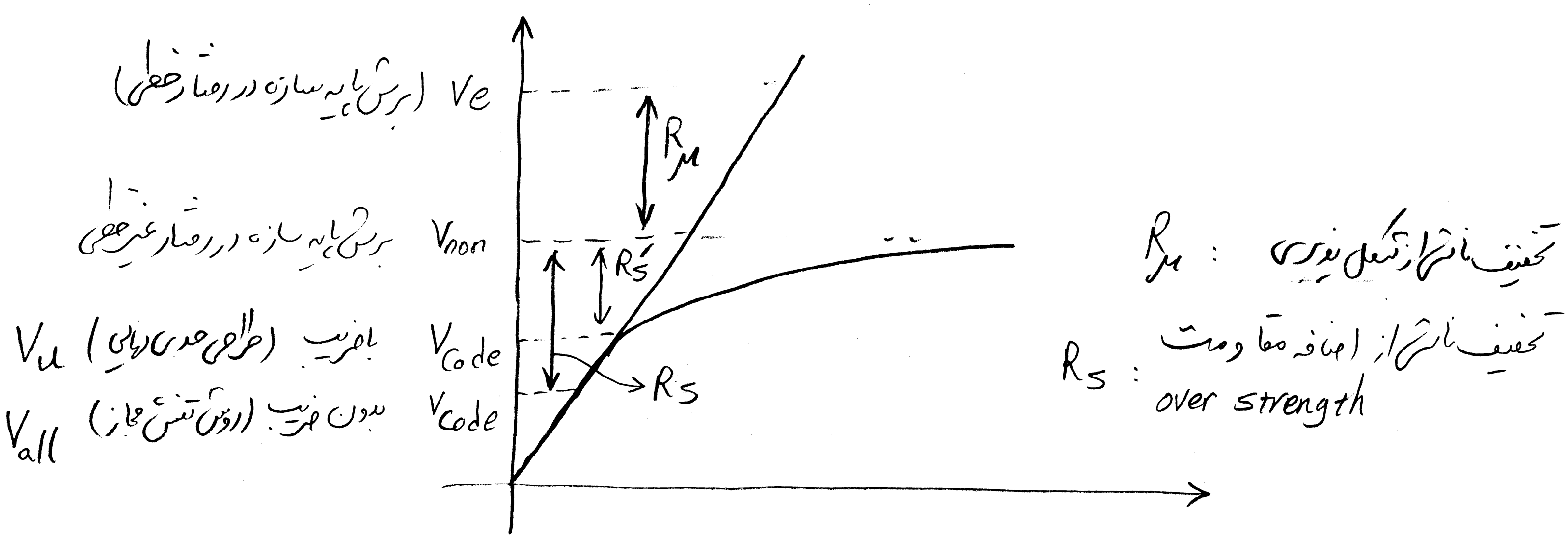
- رفتار غیر خطی Nonlinear behavior
- درجات آزادی Multi degree of freedom
- اضافه مقاومت Structural over strength

• رفتار غیر خطی Nonlinear behavior

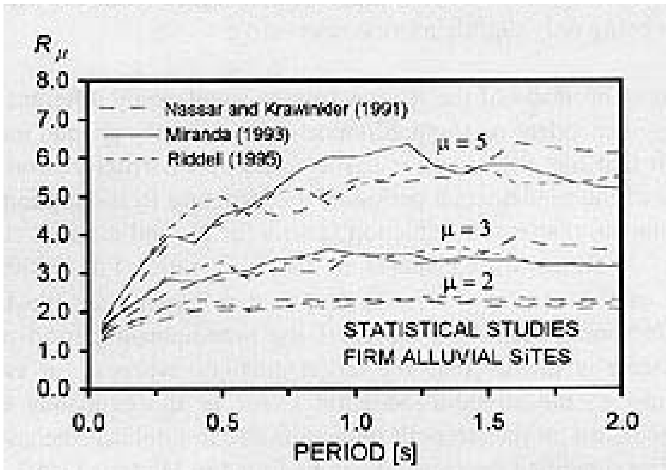
رفتار غیر خطی در سازه که ظرفیت اتلاف انرژی در یک سیستم سازه ای را مشخص می کند ومؤثر در کاهش مقاومت می باشد، در وهله اول به شرایط زیر وابسته است :

- بیشینه ظرفیت شکل پذیری
- پریود ارتعاش سیستم
- شرایط خاک ساختگاه

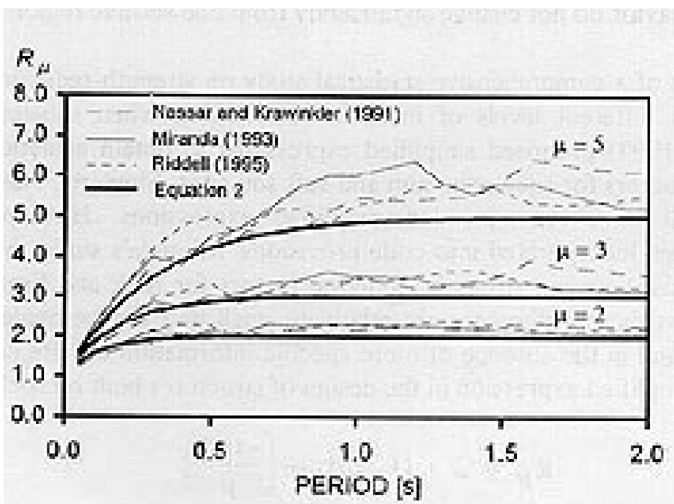
$$\boldsymbol{R}_{\mu}=\frac{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{e}}}{\boldsymbol{V}_{\boldsymbol{non}}}=\frac{\boldsymbol{F}_{y}(\mu=1)}{\boldsymbol{F}_{y}(\mu=\mu_{i})}$$



– مقایسه میانگین ضرایب کاهش مقاومت برای ساختگاه با خاک سخت

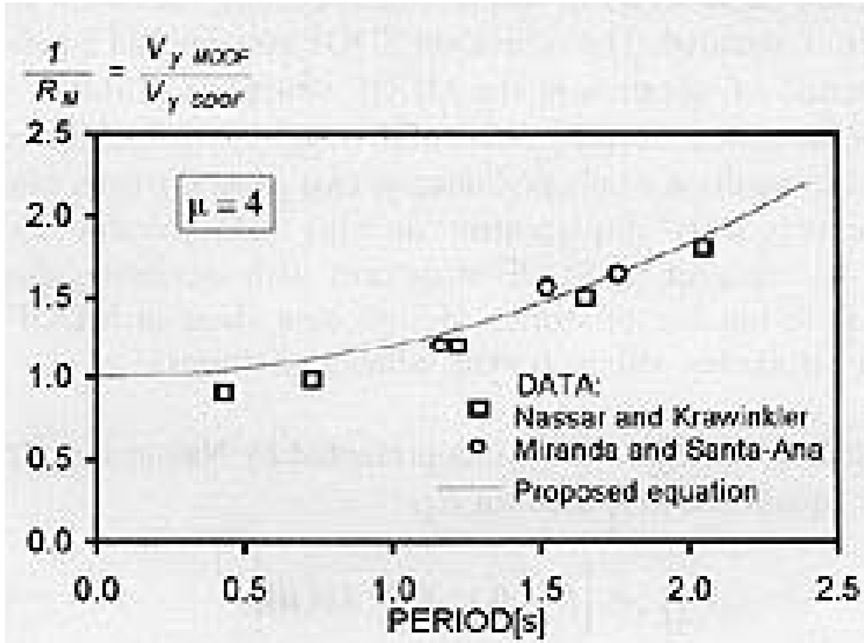


– مقایسه نتایج آماری با رابطه پیشنهاد شده



$$\boldsymbol{R}_\mu = \mu + (1-\mu)\,\mathbf{exp}\left(\frac{-16\boldsymbol{T}}{\mu}\right)$$

• اصلاح **R** برای سیستمهای چند درجه آزادی



$$R_M = \frac{R_{MDOF}}{R_{SDOF}} = \frac{R_{MDOF}}{R_{\mu}} = \frac{F_{ySDOF}}{F_{yMDOF}}$$

$$R_M = [1 + 0.15T^2 . \ln(\mu)]^{-1}$$

NUMBER OF STORIES	PERIOD OF VIBRATION	STORY DUCTILITY	R_M SCT19.EW	R_M 0625.EW	R_M 5625.NS	$\overline{R_M}$
8	1.16 s	3	0.85	0.83	0.88	0.85
		4	0.84	0.80	0.85	0.83
		5	0.82	0.79	0.84	0.82
12	1.52 s	3	0.67	0.71	0.78	0.72
		4	0.56	0.68	0.68	0.64
		5	0.49	0.60	0.60	0.56
16	1.76 s	3	0.61	0.72	0.67	0.67
		4	0.61	0.61	0.62	0.61
		5	0.60	0.60	0.64	0.61

- اصلاح R برای اضافه مقاومت

$$R = R_{\mu} . R_M . R_{SE} . R_{SS}$$

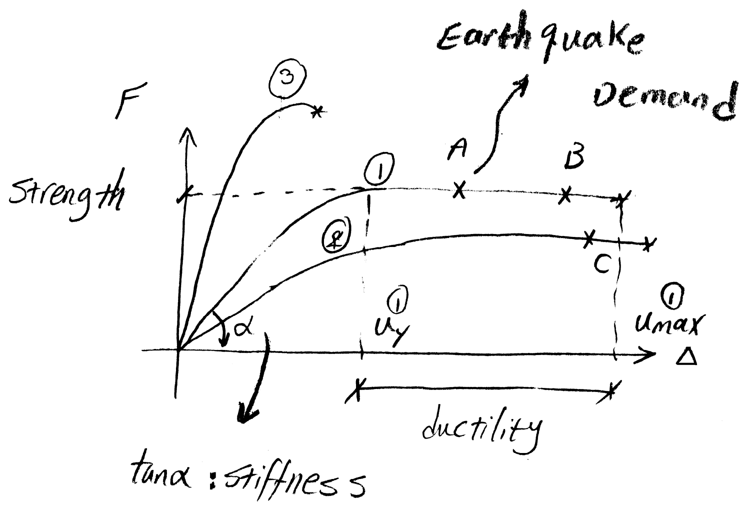
R_{SE} ضریب کاهنده برای اضافه مقاومت بین مقاومت طراحی و مقاومت تشکیل اولین مفصل پلاستیک، نامعینی و سخت شوندگی کرنشی

R_{SS} ضریب کاهنده برای اضافه مقاومت بین مقاومت تشکیل اولین مفصل پلاستیک و تشکیل مکانیزم

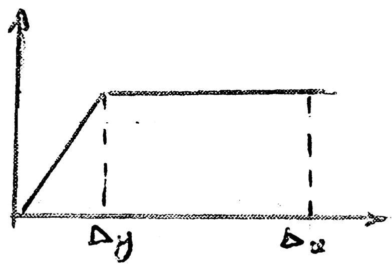
بنام خدا

ضریب رفتار **R**eduction factor

ضریب کاهندگی یا رفتار که در اکثر آیین نامه ها مطرح می گردد، یک مفهوم بحث انگیز و پیچیده از طراحی مقاوم در برابر زلزله را بیان می کند. عوامل مؤثر در تعیین ضریب رفتار عبارتند:

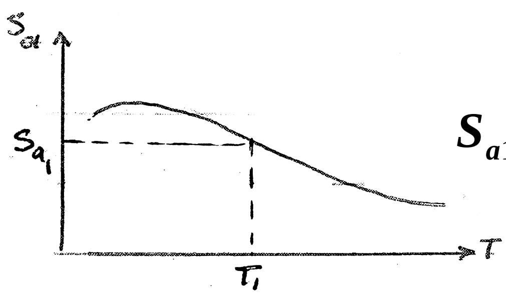


- رفتار غیر خطی Nonlinear behavior
- درجات آزادی Multi degree of freedom
- اضافه مقاومت Structural over strength

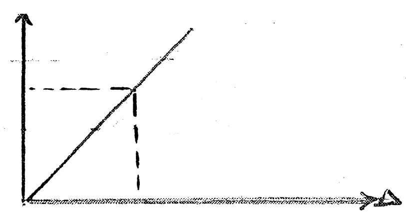


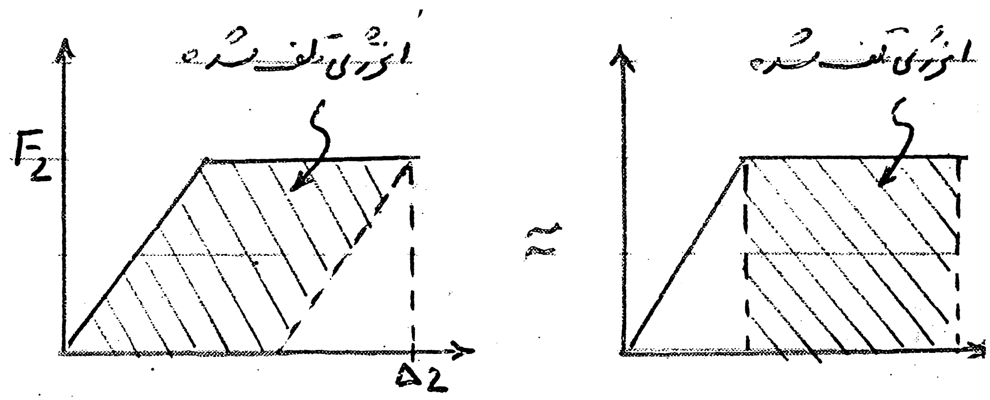
تعریف ضریب شکل پذیری

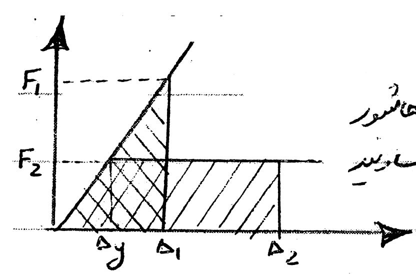
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$



$$S_{a1}.M = F_1$$







دو سطح هاشور خورده مساویند $\longrightarrow \dfrac{F_1}{F_2} = \sqrt{2\mu - 1}$ $\qquad \mu = \dfrac{\Delta_2}{\Delta y}$

$\dfrac{F_1}{F_2} = R_\mu$ ضریب شکل پذیری سیستم غیرخطی

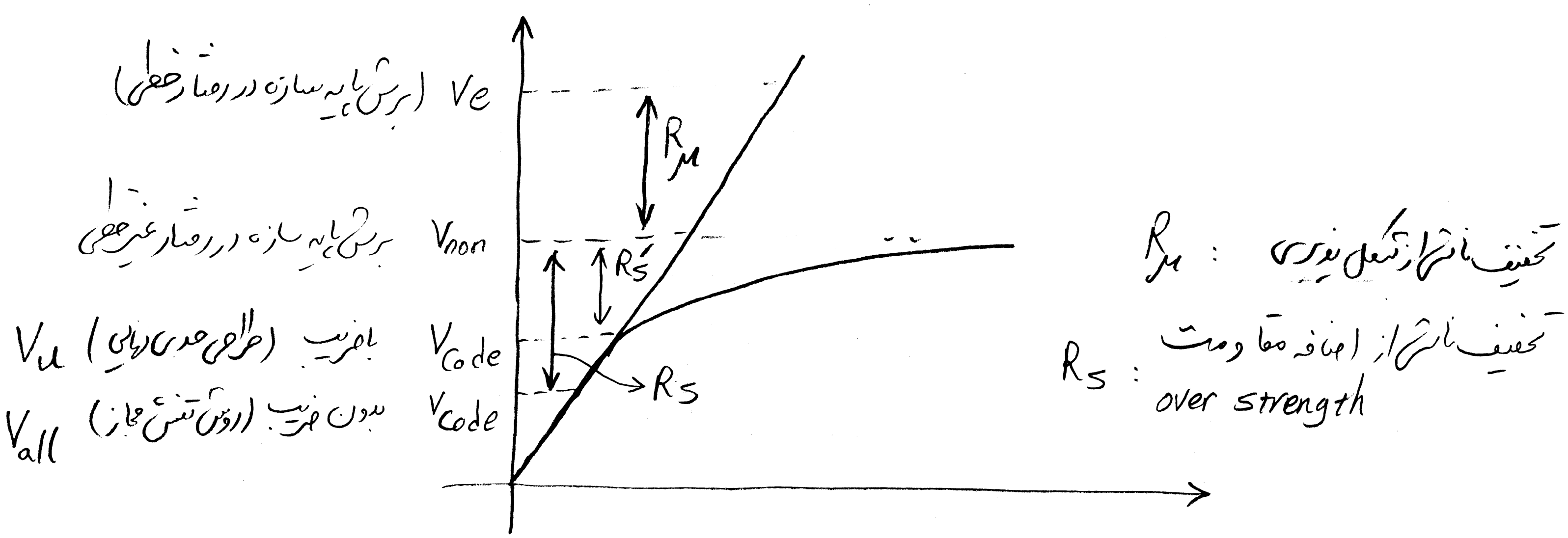
$\mu = 1$	2	4	8
$R_\mu = 1$	1.7	2.6	3.9

• رفتار غیر خطی Nonlinear behavior

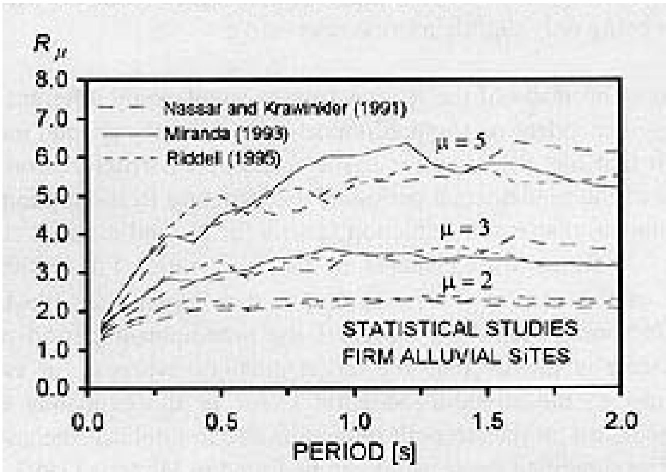
رفتار غیر خطی در سازه که ظرفیت اتلاف انرژی در یک سیستم سازه ای را مشخص می کند ومؤثر در کاهش مقاومت می باشد، در وهله اول به شرایط زیر وابسته است :

- بیشینه ظرفیت شکل پذیری
- پریود ارتعاش سیستم
- شرایط خاک ساختگاه

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_{non}} = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)}$$

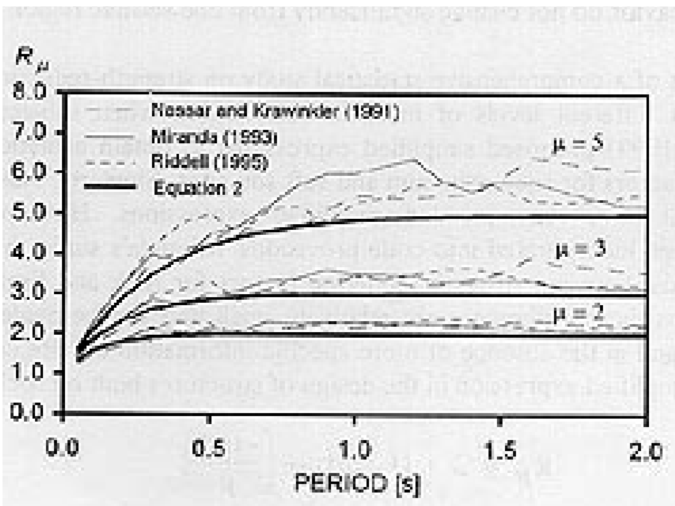


– مقایسه میانگین ضرایب کاهش مقاومت برای ساختگاه با خاک سخت



– مقایسه نتایج آماری با رابطه پیشنهاد شده

$$R_\mu = \mu + (1-\mu)\exp(\frac{-16T}{\mu})$$



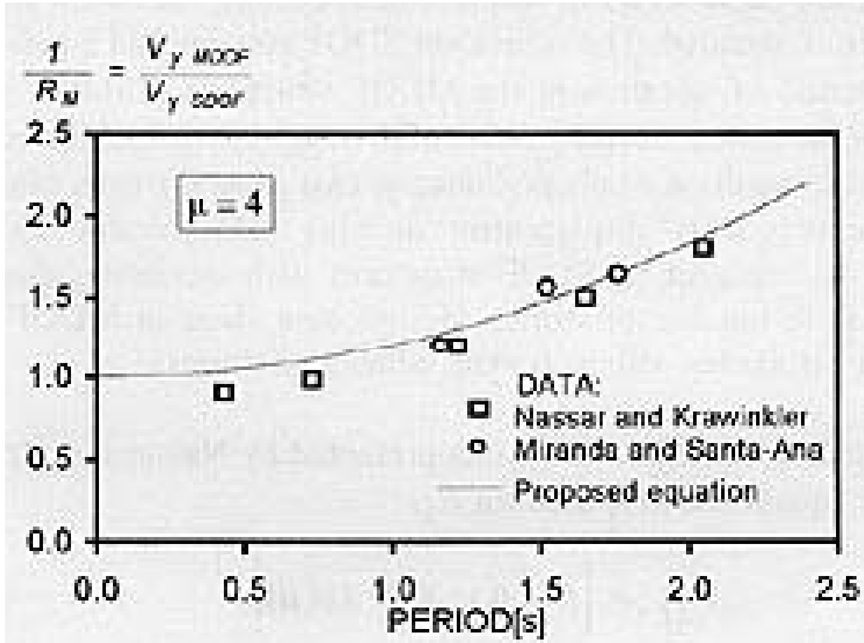
با توجه به رابطه بالا)

- R_μ همیشه از μ **کمتر است.**
- **هرچه سازه با μ ثابت نرم تر شود مقدار** R_μ افزایش می یابد.

• اصلاح R برای سیستمهای چند درجه آزادی

$$R_M = \frac{R_{MDOF}}{R_{SDOF}} = \frac{R_{MDOF}}{R_{\mu}} = \frac{F_{ySDOF}}{F_{yMDOF}}$$

$$R_M = [1 + 0.15T^2 . \ln(\mu)]^{-1}$$



NUMBER OF STORIES	PERIOD OF VIBRATION	STORY DUCTILITY	R_M SCT19.EW	R_M 0625.EW	R_M 5625.NS	$\overline{R}_M$
8	1.16 s	3	0.85	0.83	0.88	0.85
		4	0.84	0.80	0.85	0.83
		5	0.82	0.79	0.84	0.82
12	1.52 s	3	0.67	0.71	0.78	0.72
		4	0.56	0.68	0.68	0.64
		5	0.49	0.60	0.60	0.56
16	1.76 s	3	0.61	0.72	0.67	0.67
		4	0.61	0.61	0.62	0.61
		5	0.60	0.60	0.64	0.61

- اصلاح R برای اضافه مقاومت

$$R = R_{\mu} . R_{M} . R_{SE} . R_{SS}$$
$$= R_{\mu} . R_{M} . R_{S}$$

R_{SE} ضریب کاهنده برای اضافه مقاومت بین مقاومت طراحی و مقاومت تشکیل اولین مفصل پلاستیک، نامعینی و سخت شوندگی کرنشی

R_{SS} ضریب کاهنده برای اضافه مقاومت بین مقاومت تشکیل اولین مفصل پلاستیک و تشکیل مکانیزم

عوال مؤثر بر R_S

- **شکل پذیری اجزای کل سازه (تیپ بندی)**
- **افزایش درجات نامعینی** (Redundancy)

زمان تناوب طبیعی (T)

T در واقع بیان کننده خصوصیات فیزیکی ورفتاری سیستم در مقابل حرکت دینامیکی می باشد و چون رابطه معکوس با سختی دارد، پس بیان دیگری از سختی است.

روشهای محاسبه سختی

روابط تجربی

$$T = 1.0\, C_t h_n^{0.75}, \quad \text{for the serviceability limit state,}$$

$$T = 1.25\, C_t h_n^{0.75}, \quad \text{for the ultimate limit state,}$$

- $\boldsymbol{C_t}$

0.08 قابهای خمشی فولادی

0.07 قابهای خمشی بتن آرمه

0.05 سایر سیستمها ....

روشهای تحلیلی

- حل مسئله مقدار ویژه
- استفاده از رابطه ریلی
  - سیستمها با جرم پیوسته

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int EI(\frac{d^2y}{dx^2})dx}{\int my^2dx}}$$

  - سیستمها با جرم گسسته

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^{N} F_i u_i}}$$

بنام خدا

مقدار R در آیین نامه نیوزیلند:

در این آیین نامه مشخصاً به مقدار ضریب شکل پذیری μ در سازه های مختلف اشاره شده

و مقادیر آن به شرح زیر بدست داده شده است

سیستم سازه	فولادی	بتن آرمه	بتن پیش تنیده	مصالح بنایی مسلح	چوبی
۱- سازه های با شکل پذیری کم	1.25	1.25	1.0	1.25	1.0
۲- سازه های با شکل پذیری متوسط	3.0				
- قاب خمشی	3.0	3.0	2.0	2.0	3.0
- قاب مهاربندی شده فشاری و کششی	3.0	—	—	—	3.0

قاب‌های بادبندی شده	3.0	—	—	—	—
فقط کششی تا ۲ طبقه					
دیوارهای کنسولی	—	2.0	—	2.0	—
دیوار برشی	—	3.0	—	2.0	—
۳- قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد					
- قاب خمشی	6	6	5	4.0	4.0
قاب‌های بادبندی شده کششی، فشاری	6	—	—	—	—
- دیوارهای برشی	—	5	—	4	—
قاب‌های بادبندی خارج از محور	6	—	—	—	—

با استفاده از این اعداد می‌توان ضریب R مربوط به شکل‌پذیری را از یکی از روابط عنوان شده در درس استفاده کرد

درآیین نامه ایران ضریب شکل پذیری μ داده نشده است ولی ضریب کاهش مربوط به شکل پذیری R_μ داده شده است

ضریب کاهش مربوط به شکل پذیری R_μ در سازه های مختلف در ایران

	قاب خمشی فولادی	قاب های خمشی بتن آرمه	قاب های با بند فشاری شش	دیوارهای برشی بتن آرمه	سایر سیستم فولاد	سایر سیستم بتن آرمه
I)	4.0	3.3	3.3	2.8	2.8	2.5
II)	3.3	2.8	2.8	2.5	2.5	2.2
III)	2.8	2.5	2.5	2.2	2.2	2.0
IV)	2.5	2.2	2.2	2.0	2.0	1.8

I) سازه ها با شکل پذیری بسیار خوب   II) سازه های با شکل پذیری خوب

III) 〃 〃 〃 متوسط   IV) 〃 〃 〃 کم

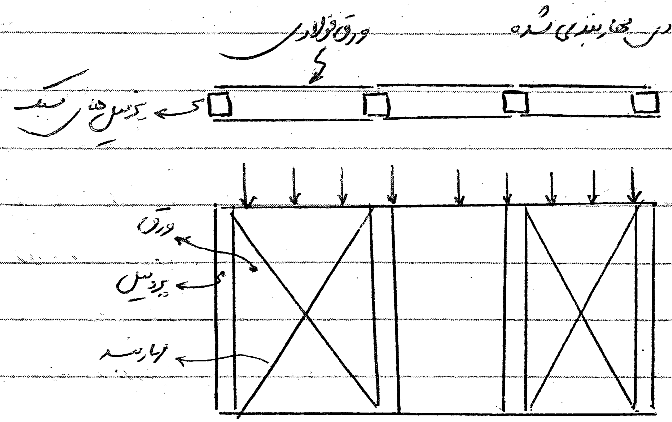
سایر آیین نامه:

در آیین نامه ها مختلف گاهی ضریب شکل پذیری و گاهی ضریب کاهش داده شده است

در آیین نامه کانادا R_μ بین 1 تا 4 و در اروپا مقدار R_μ بین ۲ تا ۵ در تغییر است

سیستم سازه	UBC94 (? 97)	2800 (76)
سیستم دیوارهای باربر		
- دیوار بتن آرمه (برشی)	6.0	5.0
- مصالح بنایی مسلح	6.0	4.0
- دیوارهای فولادی مهاربندی شده	6.0	4.0
- دیوار بتن آرمه عادی	4.0	—

* دیوار فولادی مهاربندی شده



سیستم سازه	UBC94 (? 97)	2800 (76)
سیستم قاب ساختمانی ساده		
- بادبندی فولادی محوری	8	6.0
- بادبندی فولادی ویژه	9	—
- بادبندی فولادی غیرمحوری ویژه	10	7
- دیوار برشی بتن آرمه	8	7
- دیوار برشی بنایی مسلح	8	5

قاب خمشی

- فولادی معمولی	6.0	—
- " ویژه	12	10
- RC با شکل پذیری کم	5	5
- RC " " متوسط	8	6
- RC " " زیاد	12	10

سیستم دوگانه:

- RC متوسط با دیوار برشی	9	9
- RC زیاد با دیوار برشی	12	11
- فولادی معمولی با دیوار برشی	6	7.5
- فولادی عادی با مهاربند محوری عادی	6	6.5
- فولادی ویژه با مهاربند عادی	10	9.0
- فولادی عادی با بادبند محوری ویژه	6	—
- فولادی ویژه با بادبند محوری ویژه	11	—
- فولادی عادی با بادبند غیرمحوری ویژه	6	7.5
- فولادی ویژه با بادبند ویژه	12	10

زمان تناوب طبیعی **(T)**

T در واقع بیان کننده خصوصیات فیزیکی ورفتاری سیستم در مقابل حرکت دینامیکی می باشد و چون رابطه معکوس با سختی دارد، پس بیان دیگری از سختی است.

روشهای محاسبه سختی

روابط تجربی

$$T = 1.0\, C_t h_n^{0.75}, \quad \text{for the serviceability limit state,}$$

$$T = 1.25\, C_t h_n^{0.75}, \quad \text{for the ultimate limit state,}$$

- C_t

0.08 قابهای خمشی فولادی

0.07 قابهای خمشی بتن آرمه

0.05 سایر سیستمها ....

روشهای تحلیلی

- حل مسئله مقدار ویژه
- استفاده از رابطه ریلی
  - سیستمها با جرم پیوسته

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\int EI(\frac{d^2y}{dx^2})dx}{\int my^2dx}}$$

  - سیستمها با جرم گسسته

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^{N} F_i u_i}}$$

روشهای آیین نامه ای تحلیل لرزه ای

- روش استاتیکی معادل دینامیکی **equivalent-static force analysis**
- روش دینامیکی **dynamic analysis**
  - روش طیف پاسخ
  - روش مودال
  - انتگرالگیری مستقیم از معادلات حرکت با روشهای گام به گام

بنام خدا

طراحی سازه های فولادی و بتنی تحت اثر بار لرزه ای

<u>سازه های فولادی</u>

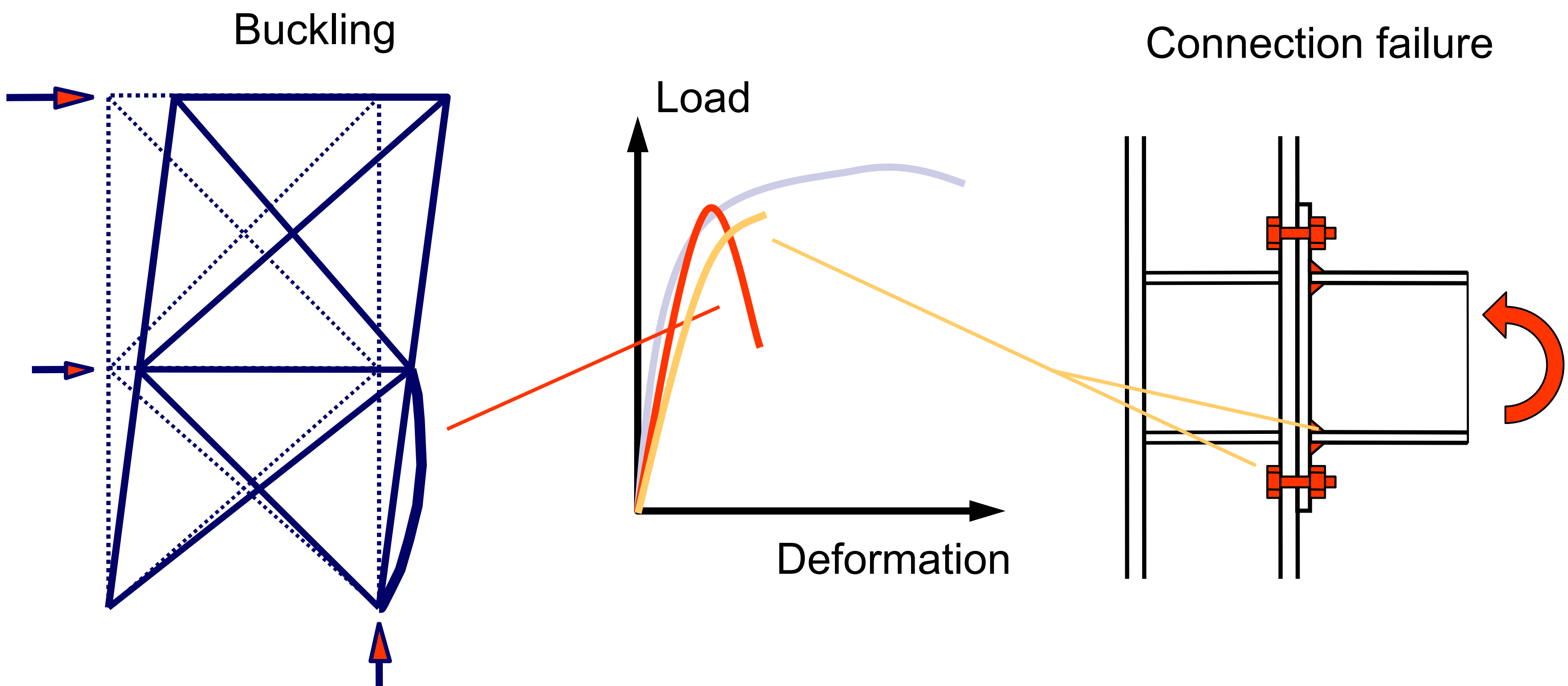
- ***سازه های فولادی با رفتار معمولی***

Low dissipative structural behaviour

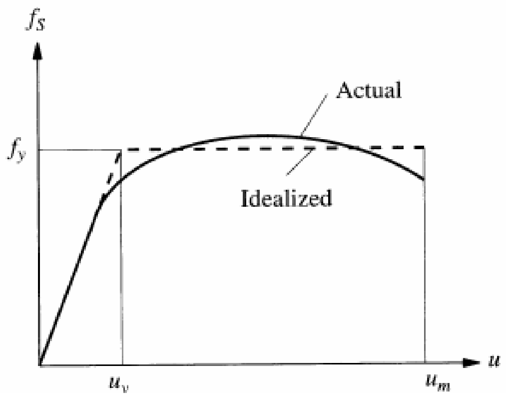
- ***سازه های فولادی بارفتار ویژه***

dissipative structural behaviour

- تعریف رفتار ویژه



- شکل پذیری سازه فولادی
  - <u>شکل پذیری فولاد</u>

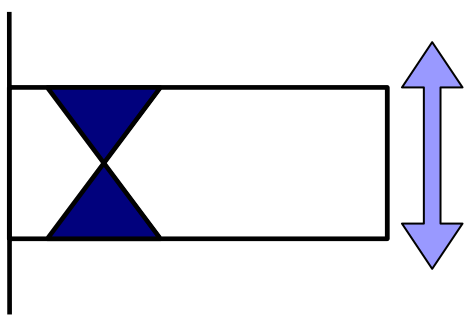


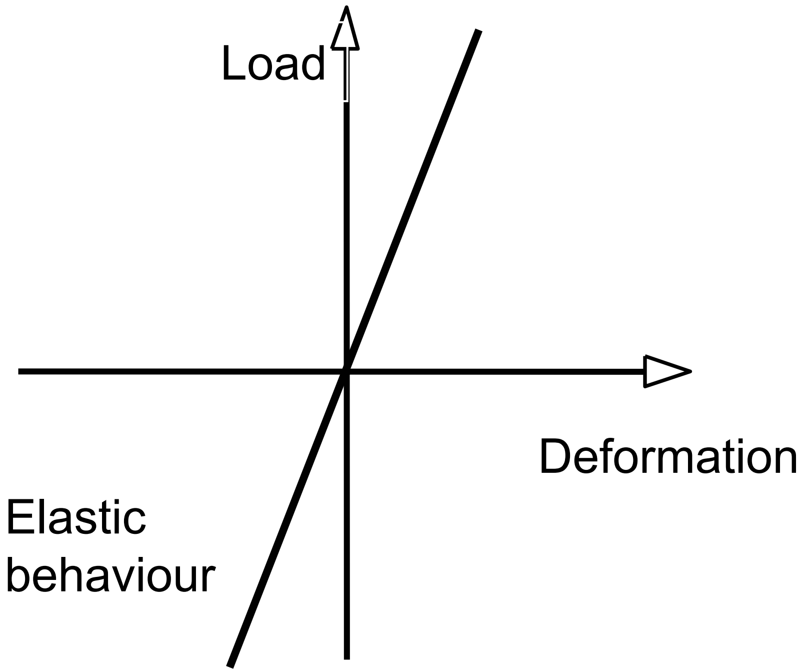
$$f_u / f_y > 20\%$$

$$U_y > 1.5\%$$

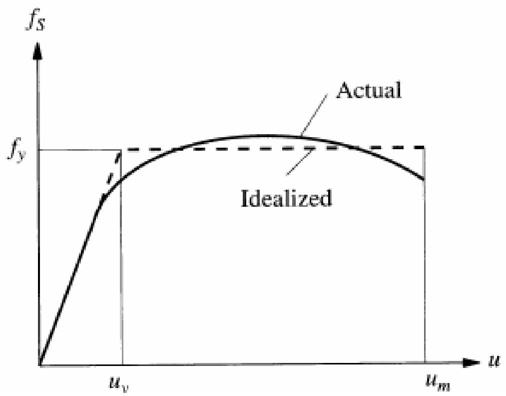
$$U_m > 20\%$$

  - <u>شکل پذیری مقطع</u>





- شکل پذیری سازه فولادی
  - شکل پذیری فولاد

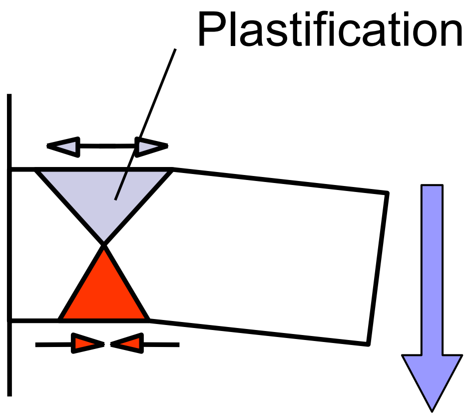


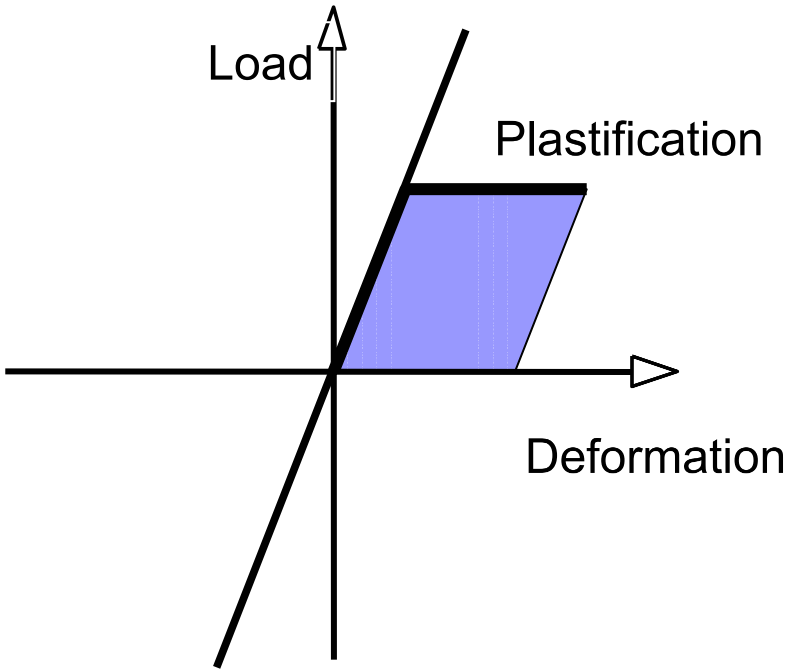
$$f_u / f_y > 20\%$$

$$U_y > 1.5\%$$

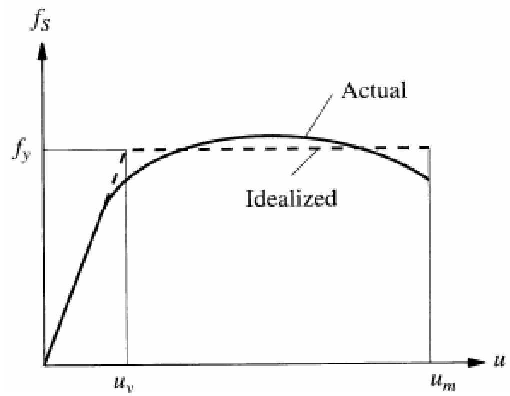
$$U_m > 20\%$$

  - شکل پذیری مقطع



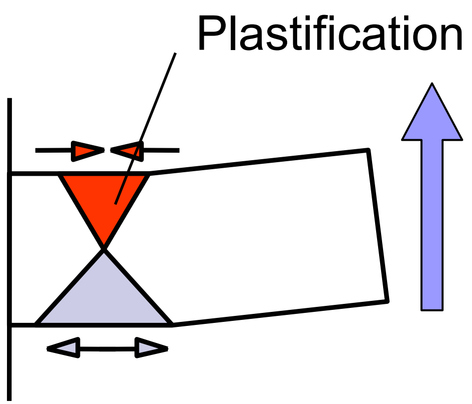


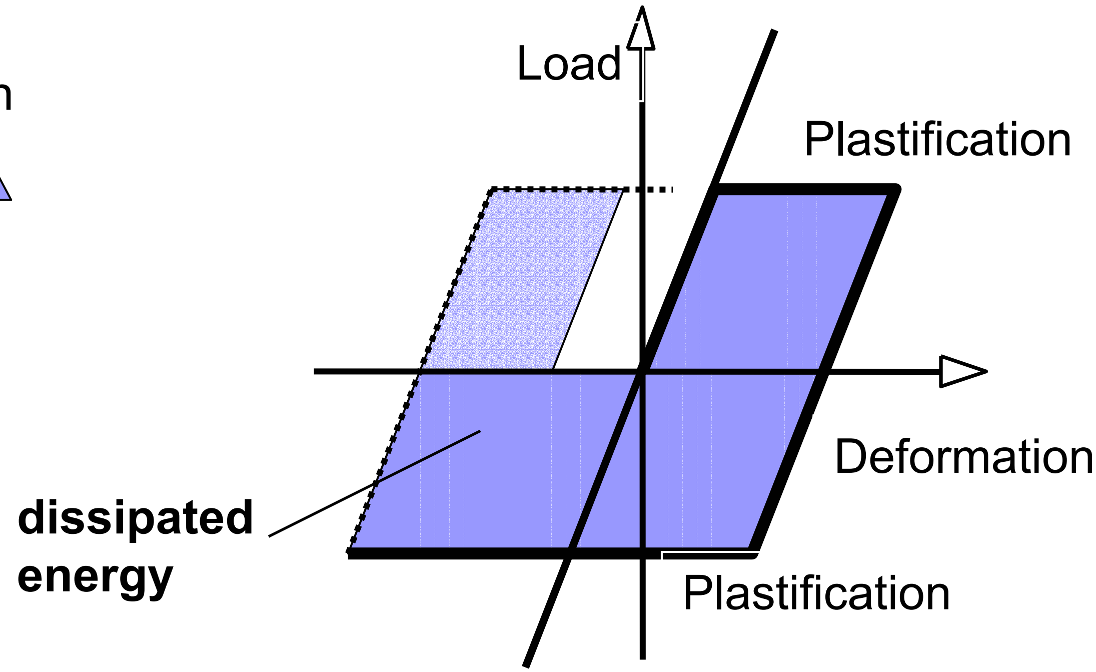
- شکل پذیری سازه فولادی
  - شکل پذیری فولاد



$$f_u / f_y > 20\%$$
$$U_y > 1.5\%$$
$$U_m > 20\%$$

  - شکل پذیری مقطع





- عضو کششی

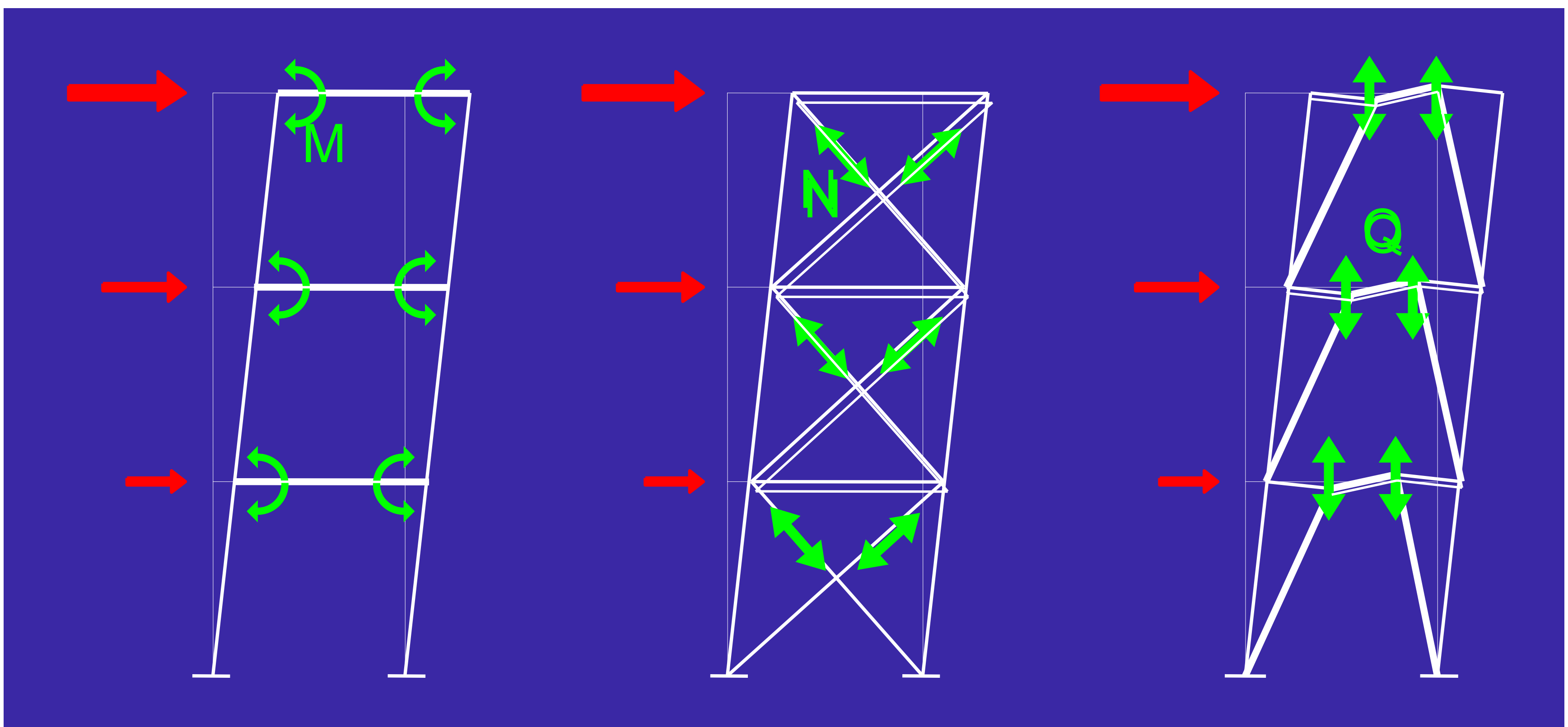
شکل پذیری مقطع = شکل پذیزی مصالح

- عضو فشاری

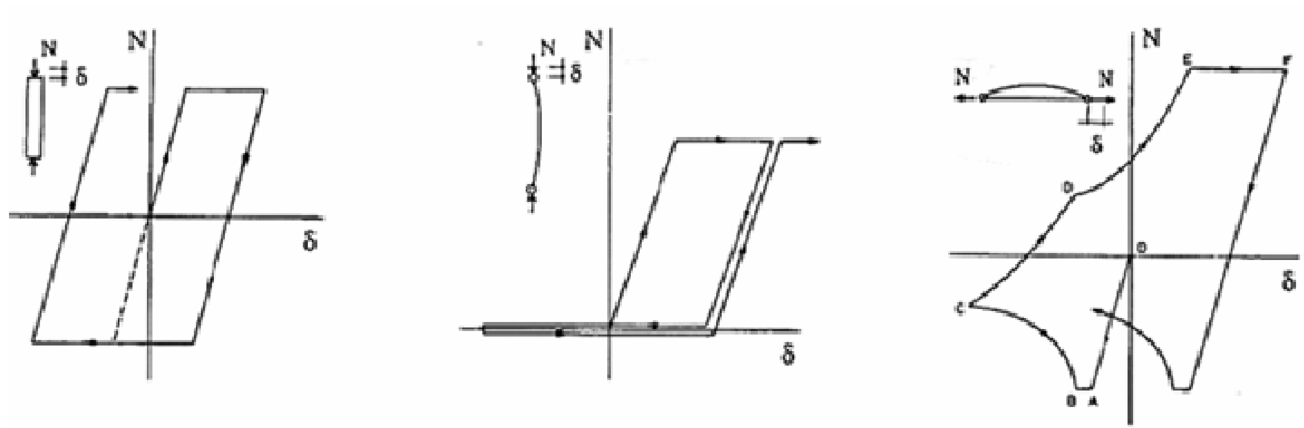
شکل پذیری مقطع وابسته به عدم کمانش موضعی به دلیل فشار ناشی از نیروی محوری وخمش می باشد.

– <u>شکل پذیری عضو</u>

Bending (Frame) Normal Force (Bracings) Shear (ecc. Bracings)



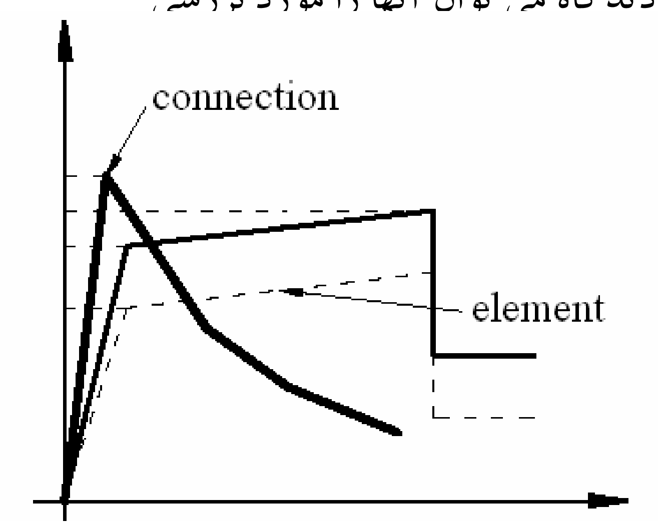
شکل پذیری عضو وابسته به کنترل کمانش خمشی و کمانش پیچشی (کنترل لاغری) با استفاده از قیود می باشد.



– رفتار اتصال

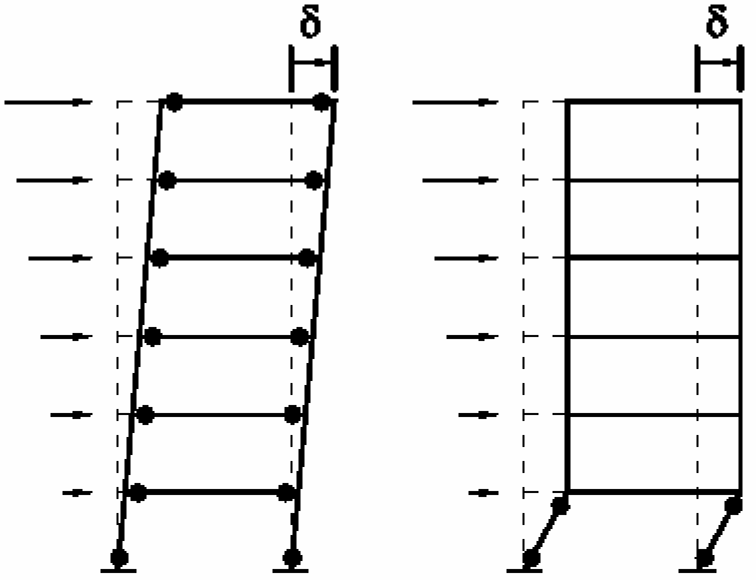
پیچیدگی رفتار اتصال طراحی آن را مشکل کرده است. از دو دیدگاه می توان آنها را مورد بررسی قرار داد.

- اتصال شکل پذیر با وجود رفتار پلاستیک
- اتصال غیر شکل پذیر



– شکل پذیری سیستم سازه ای

توزیع نواحی پلاستیک در کل سیستم وافزایش تعداد نواحی پلاستیک تاثیر مستقیم در رفتار شکل پذیر آن دارد.



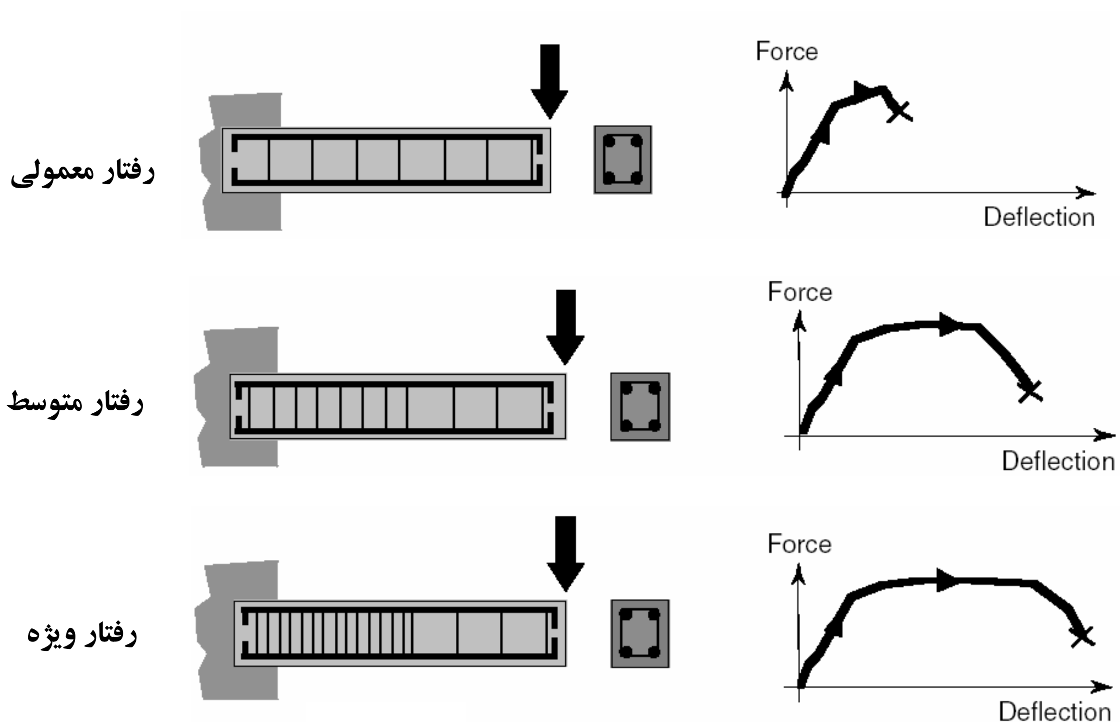
سازه های بتنی

- طراحی سازه های بتن آرمه در مقابل زلزله با توجه به سه نکته زیر انجام می گیرد:

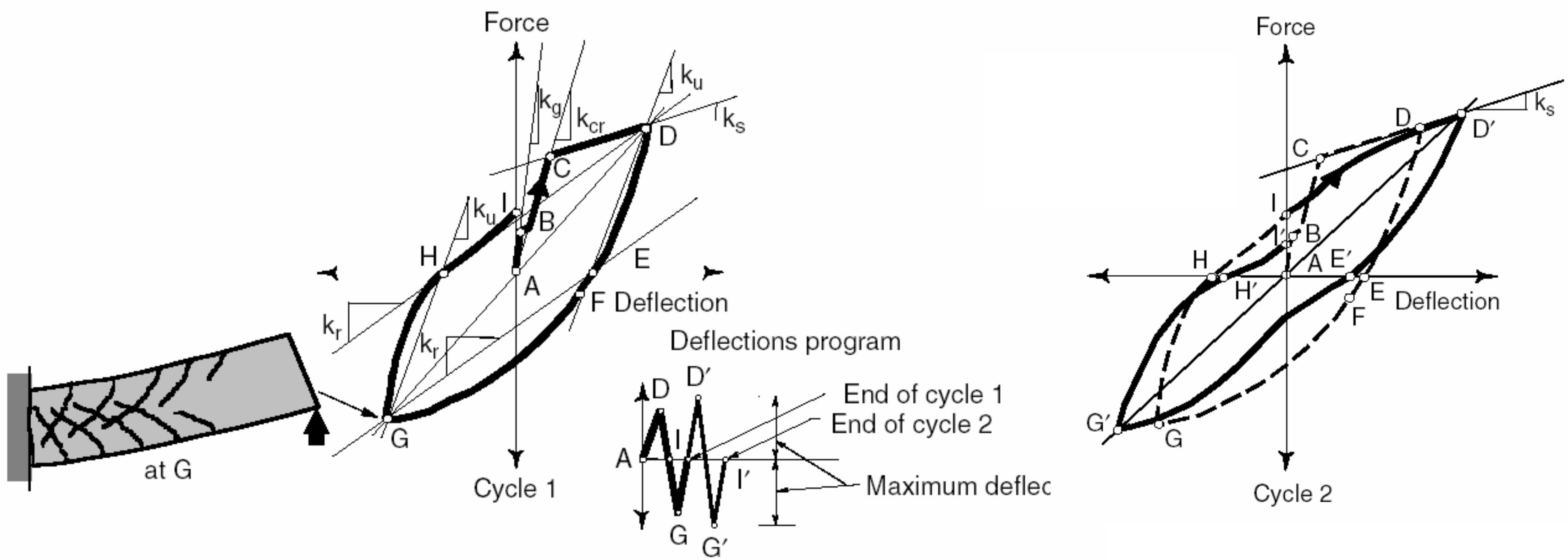
دارا بودن سختی کافی برای کنترل تغییر شکلها در حد قابل قبول

مقاومت کافی در مقابله با نیروی اینرسی تولید شده توسط زلزله

اجرای جزئیات ویژه برای تضمین عملکرد در حوزه غیر الاستیک از قبیل شکل پذیری



رفتار پسماند تحت اثر بار یکنواخت



طراحی برای تامین شرایط مطرح شده

طراحی تیرها

محدودیت هندسی

آرماتور طولی

آرماتور عرضی

مقاومت برشی

طراحی ستونها

- محدودیت هندسی
- آرماتور طولی
- آرماتور عرضی
- مقاومت برشی
- حداقل مقاومت ممانی ستون

طراحی اتصالات در سازه های ویژه

- ابعاد ستون در محل اتصال
- آرماتور عرضی در اتصال
- مقاومت برشی اتصال
- تامین طول مهاری لازم برای آرماتور کششی

طراحی دیوار

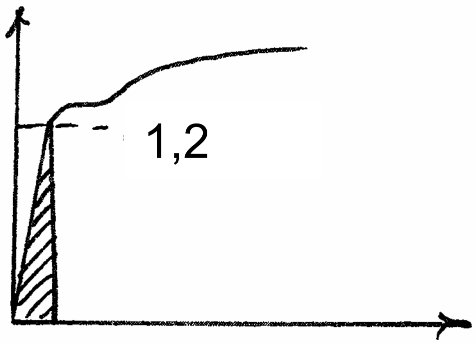
- آرماتور عرضی وطولی
- نیروی برشی طراحی
- مقاومت برشی
- طراحی بر اساس نیروی محوری وممان خمشی
- المانهای مرزی
- تیرهای کوپله

بنام خدا

در طراحی روش تنشهای مجاز یعنی در محدوده بارهای سرویس و باد مقوله های زیر کافی می باشند:

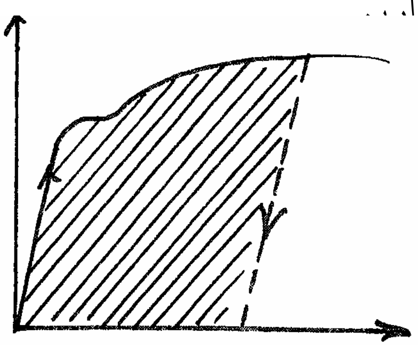
۱-مقاومت و قدرت باربری

۲-سختی



-طراحی روش مقاومت حدی LRFD

درطراحی بروش LRFD ما دارای تغییر شکلهای ماندگار خواهیم بود. مقداری آسیب یا خسارت را در سازه متحمل می شویم اما ظرفیت جذب انرژی بسیار بیشتری در سازه خواهیم داشت که به دنبال آن بحث جدیدی بنام شکل پذیری مطرح می شود. پس طراحی برحسب عملکرد مطرح شد که بدین معنی است که ما چه انتظاری از سازه در زمینه عملکرد دار



در روش LRFD با سه پارامتر مواجه هستیم:
۱–مقاومت
۲–سختی
۳–شکل پذیری

شکل پذیری و ضریب رفتار برای اجزای سازه باید بررسی و تعیین شوند، یعنی شکل پذیری برای تیرها، ستونها و اتصالات،سخت کننده ها و غیره بایدتعیین شوند و هر کدام ضرائب خاص خود را دارند.

۱- ستونها چون اعضای اصلی سازه می باشند برای حالت الاستیک و حالت مرزی با پلاستیک و تسلیم و جاری شدن طراحی می شوند.

۱- ستونها چون اعضای اصلی سازه می باشند برای حالت الاستیک و حالت مرزی با پلاستیک و تسلیم و جاری شدن طراحی می شوند.

۲- اتصالات بدلیل طبیعت خاص و پیچیده ای که دارند برای حالت الاستیک طراحی می شوند.

۳- تیرها به دلیل اینکه رفتار پلاستیک آنها و محل تشکیل مفاصل پلاستیک آنها بخوبی مشخص هستند برای حالت شکل پذیری طراحی می شوند. که بسته به اینکه تیر در قاب دارای شکل پذیری معمولی یا دارای شکل پذیری ویژه باشد، تناسبات ابعادی و اعضاء با یکدیگر متفاوت خواهند بود.

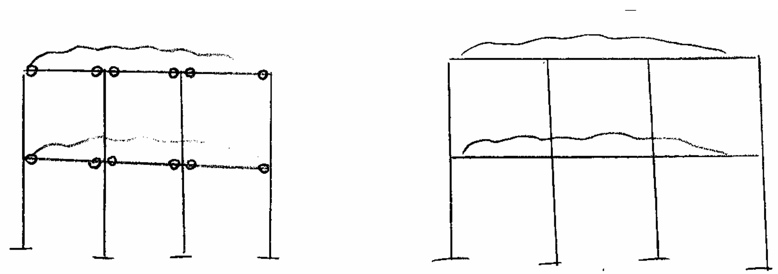
سیستم های باربر قائم:

۱- سیستم قاب ساده در یک جهت یا دو جهت

۲- سیستم قاب خمشی در یک جهت یا دو جهت

۳- سیستم دوگانه

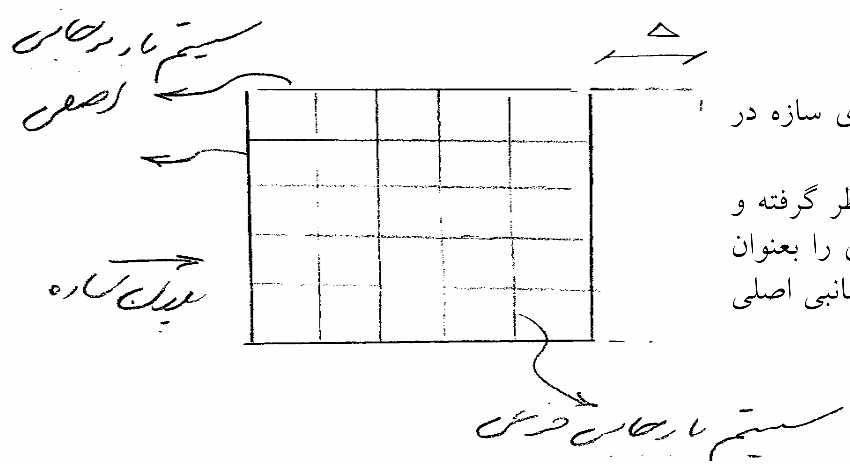
٤- سیستم سازه های فضاکار



سیستم های باربر جانبی

۱- سیستم باربر جانبی اصلی Primary lateral load resisting system

۲- سیستم باربر جانبی فرعی Secondary lateral load resisting system



در قاب بتنی ما چه بخواهیم و چه نخواهیم باید demand بار جانبی برای سازه در نظر بگیریم چون امکان ایجاد قاب ساده وجود ندارد.

ما در بخش محاسباتی هم مجبوریم یکسری اعضا را باربر جانبی اصلی در نظر گرفته و یک سری را بار بر جانبی فرعی در نظر بگیریم.مثلا اگر یک سیستم لوله ای را بعنوان سیستم اصلی فرض کنیم و بقیه قابها را فرعی در نظر بگیریم . سیستم باربر جانبی اصلی فقط بار جانبی می برند و فرعی ها هم ثقلی و هم جانبی.

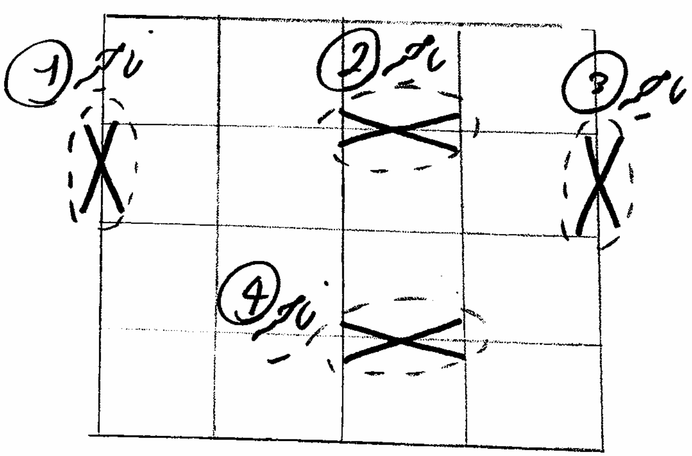
در تقسیم بندی سیستم ها باید به نکات زیر دقت کرد:

۱) سیستم باربرجانبی اصلی بایستی قادر به تحمل کلیه بارهای جانبی زلزله باشد.

۲) سیستم باربر فرعی بایستی توانایی تحمل بارهای ثقلی را در وضعیتی که تحت اثر تغییر شکلهای ناشی از زلزله می باشد، داشته باشد.

۳) تفکیک سیستم باربر به اصلی و فرعی در شرایطی انجام می پذیرد که سختی سیستم باربر اصلی بیش از ۷۵ درصد سختی کل سازه باشد.

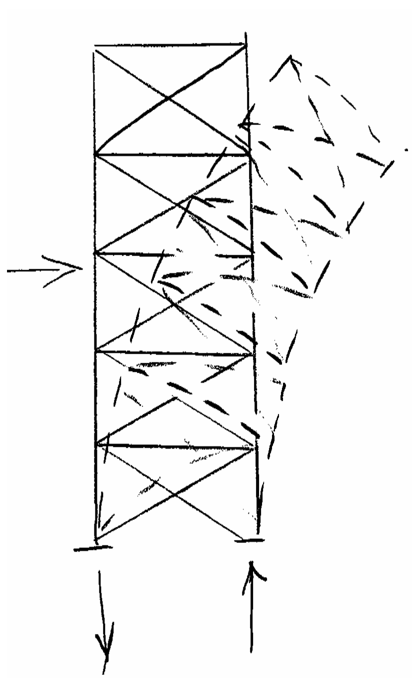
۱-سیستم باربر ساده + مهاربندی یا دیوار برشی
۲-سیستم باربر خمشی
۳-سیستم باربر دوگانه (خمش + مهاربندی یا دیوار برشی)



۱- سیستم باربر ساده مفصلی + مهاربندی همگرا یا واگرا (سیستم غیر پیوسته)

الف- دیافراگم طبقات بخش اصلی انتقال بار جانبی به مهار بندیها می باشند اگر اتفاقی در دیافراگم بیفتد در نواحی خط چین رخ خواهد داد. (همچنین کناره ها درخمش)
مهاربندها عناصری هستنند که شکل پذیری را برای سازه ایجاد می کنند. کشیدگی یا فشردگی (محوری) داخل مهاربند است که نقش شکل پذیری را ایفا خواهد کرد.ضوابط شکل پذیری باید روی شرایط مهاربندها اعمال گردد.

ب- عناصر شکل پذیر در این سیستمها خود مهاربندیها می باشند. در نقاطی که با خط چین در روی پلان نشان داده شده ابعاد ستون دارای مقادیر بسیار بالایی خواهد بود. در این ستونها demand در حد R می باشد که در 0.7R UBC و در آیین نامه ایران 0.4R می باشد.



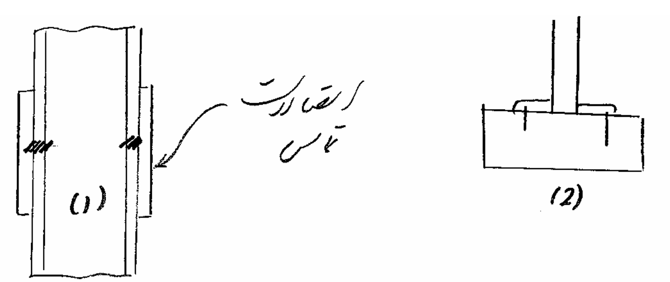
ج- تقاضای مقاومت روی ستونهای دو لبه مهاربندی بسیار زیاد می باشد.

$$0.85DL + 0.RP_E$$

ترکیب بار با احتساب o.4R در ۲ جا بحرانی خواهد بود :

--بخاطر وجود ancher bolt در اتصال پی به ستون بارگذاری بالا کنترل شود.

--همچنین در اتصالات تماسی نیز باید بررسی شود.



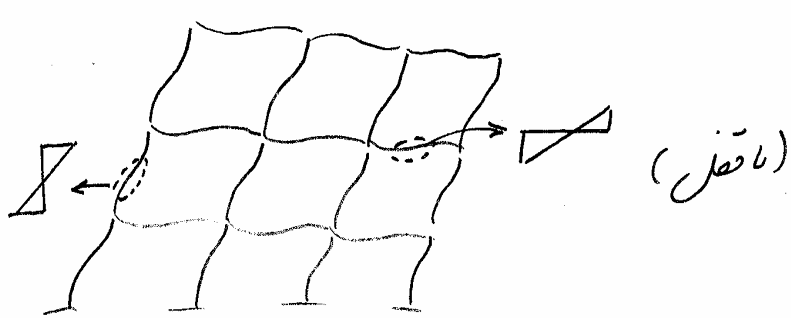
۱–شکل پذیری محدود است
۲–نامعینی بالایی ندارند.
۳–مشارکت کلیه اعضای سازه در باربری جانبی فراهم نیست.
٤–دیافراگمها نقش عمده تری در رفتار لرزه ای ایفا می نمایند.
۵–ظرفیت باربری الاستیک زیاد دارند.
٦–اثرات P-Delta محدود داریم
۷–اثرات موضعی Overturning, uplift و پیچش تصادفی تعیین کننده است.
۸–در این سیستمها عناصر تعیین کننده رفتار غیر ارتجاعی مهاربندها می باشند.
۹–ستونهای طرفین دهانه مهاربندی در این سیستم عناصر مقاومتی هستند.
۱۵–وصله و اتصالات پای ستون من جمله Anchor Bolt ها مقاومتی می باشند.
۱۱–توجه به جزئیات ویژه لرزه ای محدود به مهاربندی ها خواهد بود.
۱۲–سیستم پی در محدوده مهاربندی ها، لزوم توجه ویژه دارند
در پی ها طراحی معمولا مقاومت است و شکل پذیری در طراحی ها هنوز وارد نشده است.

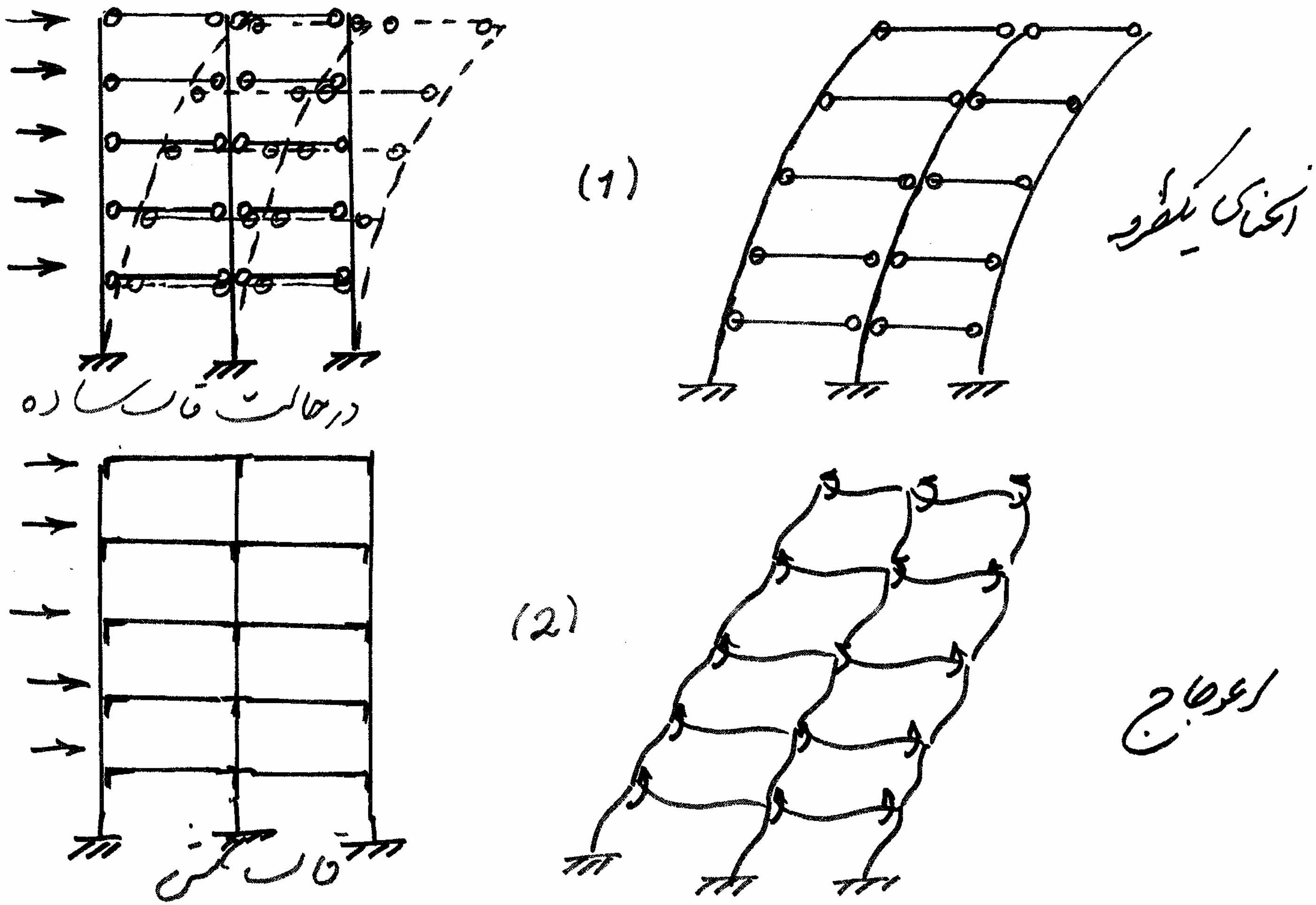
۲- سیستم باربر خمشی (سیستم پیوسته)

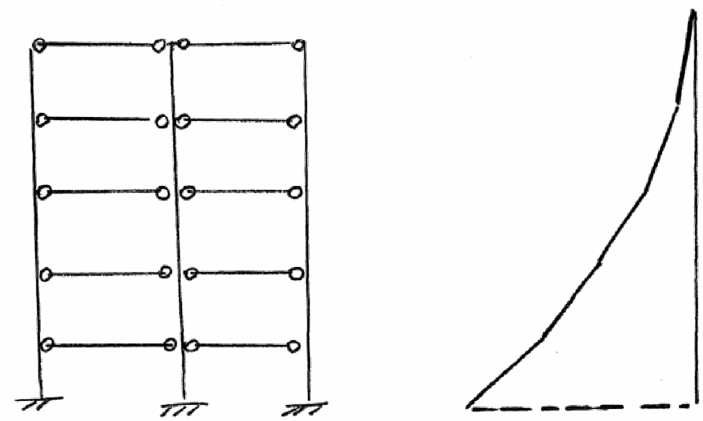
۱)شکل پذیری ذاتی بالا
۲) نامعینی بالا (رفتار غیر ارتجاعی گسترده)
۳) پیوستگی و مشارکت کلیه اعضای سازه در باربری جانبی
٤) حساسیت کمتر و دیافراگمهای کف در این سیستمهای باربر
٥) ظرفیت باربری الاستیک محدود

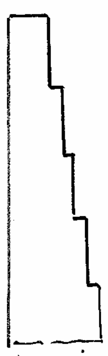
انرژی غالب با انرژی خمشی است درخمش هم تمام طول تیر یا ستون دارای خمش بحرانی نیست. که این باعث می شود سختی سازه کم شود و سازه در برابر تغییر مکان جانبی ضعیف و حساس باشد.سختی جانبی کمتری داریم در نتیجه معیار حاکم بر طراحی تغییر شکل جانبی می باشد و اثرات $P-\Delta$ قابل توجه خواهد بود.

٦) اثرات $P-\Delta$ قابل توجه خواهد بود. و بنابراین عناصر غیر سازه ای تغییر شکلهایی خواهند داشت که جزء معیارهای طراحی خواهند بود.
۷) اثرات موضعی Overturning, uplift بسیار محدود می باشند.
۸) لزوم تعیین مقاومت اتصالات.
۹) توجه به جزئیات عناصر سازه ای در اثر نیروهای خارج از صفحه ای
۱۰) سیستم پی مشکلات زیادی ندارد و معمولی است.

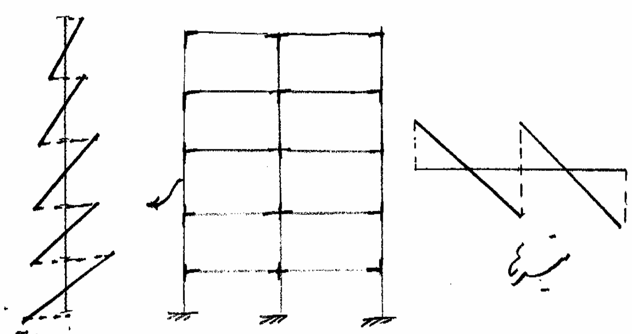



در حالت قاب ساده
(1)
انحنای یکطرفه
قاب خمشی
(2)
اعوجاج





از جمله عواملی که در قاب خمشی تفاوت ایجاد می کند تقاضای کاهش
رفتار برشی در قابها است

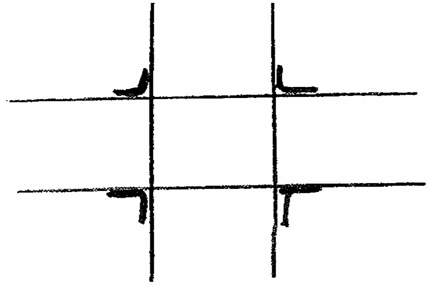


عواملی که در قاب خمشی مقاومت جانبی فراهم می کند عبارتند از:

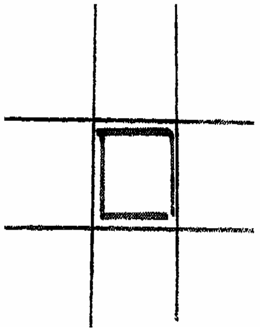
۱- قفل شدگی اتصالات اعضای افقی و قائم (رفتار برشی)

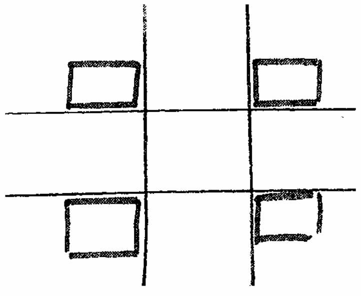
تکنیکهای قفل کردن (قفل شدگی اتصالات) به شرح زیر می باشند:

-- حرکت دورانی ایندو را نسبت به هم می بندیم در ادیه تیر و ستون را یکسان نگه می داریم.

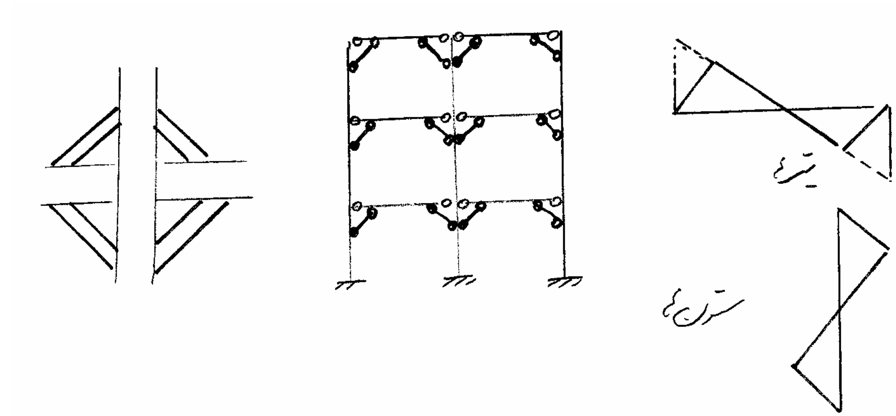


-- توسط یک قفل بسیار قوی دو تا جان را در محل تماس بهم می بندیم.

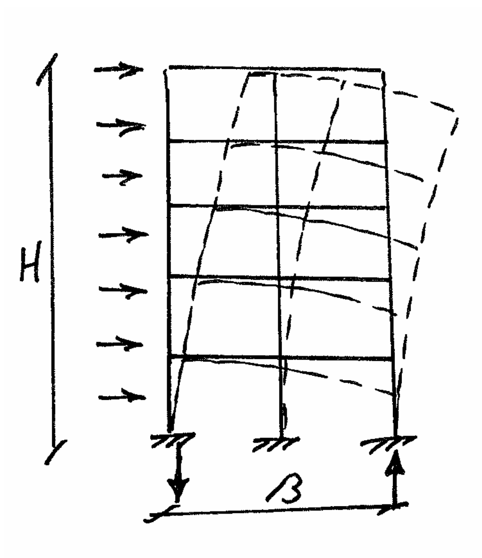




-- یک مثلث صلب درست می کنیم(مثلث صلب پایدارترین سازه خطی است و مکانیسم نیست)



۲- رفتار طره ای اجزای سازه



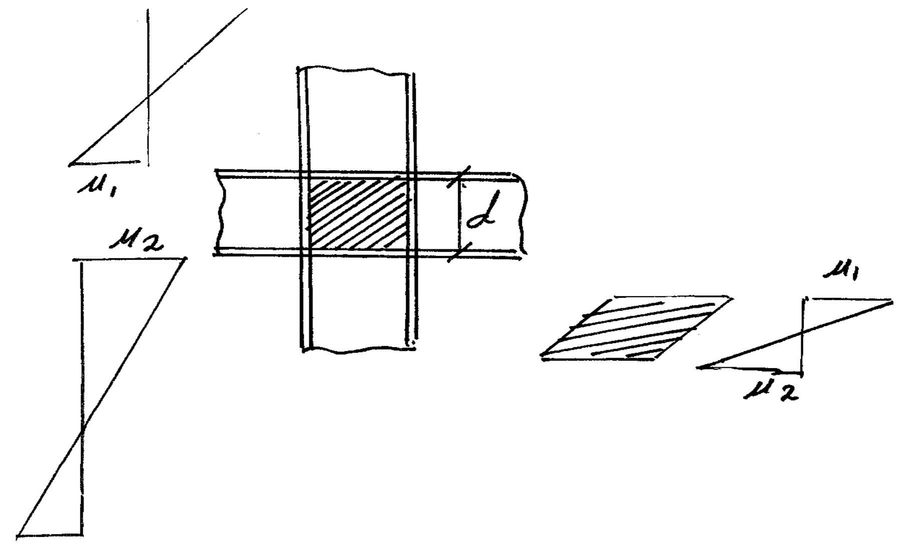
با کشش و فشار در لبه خارجی در مقابل بارهای جانبی مقاومت می شود و یک رفتار پیوسته وجود دارد. فرض بر این است که تیرها صلب هستند که ممکن است با اینرسی یا نسبت های ابعادی فراهم شود. تغییر شکلهای تیرها نسبت به ستونها بسیار محدود است. هرچه نسبت H/B بزرگتر شود رفتار طره ای بیشتر می شود.

رفتار طره ای $H/B > 5$

رفتار طره ای قابل صرف نظر کردن است $H/B < 5$

۳- رفتار ناحیه پانلی

تغییر شکلهای جانبی زیاد و برش زیاد $\frac{M_1+M_2}{d}$ باعث کاهش مقاومت جانبی قاب سازه ای می شود. در رفتار لرزه ای این ناحیه را آنقدر قوی می کنیم که دیگر رفتار ناحیه پانلی حاکم نشود و سعی می کنیم در نمودار تنش – کرنش در ناحیه الاستیک ودر اواسط این ناحیه قرار بگیریم (این ناحیه را چاق می کنیم)

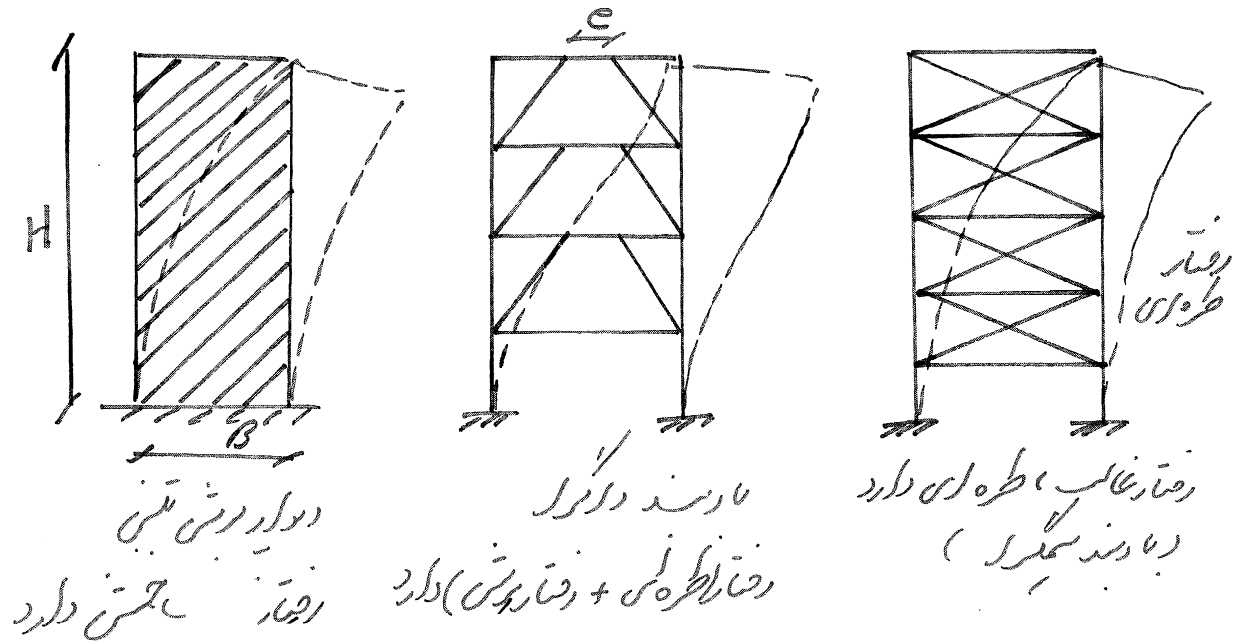


رفتار ناحیه پانلی + رفتار خمشی + رفتار برشی = رفتار جانبی قابهای خمشی

بنام خدا

- سیستم های باربر جانبی متمرکز

رفتار جانبی این سیستم ها بطور عمده طره ای (خمشی) می باشد.



- به موارد زیر می توان در رفتار این نوع سیستمها اشاره کرد:

- مهاربندی ها و دیوارهای برشی هر دو بصورت موضعی نیروهای جانبی را جمع می کنند و به طبقات پایین انتقال می دهند.

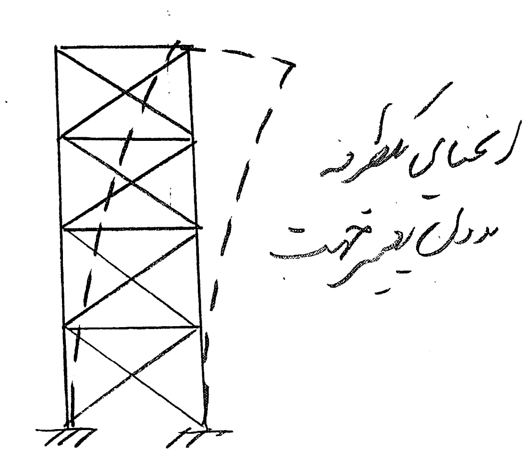
- در بادبندهای واگرا در محل خروج از مرکزیت (تیر پیوند) یک لقی ایجاد می شود که باعث می گردد در یک فاصله انحنا عوض و سازه بر گردد.

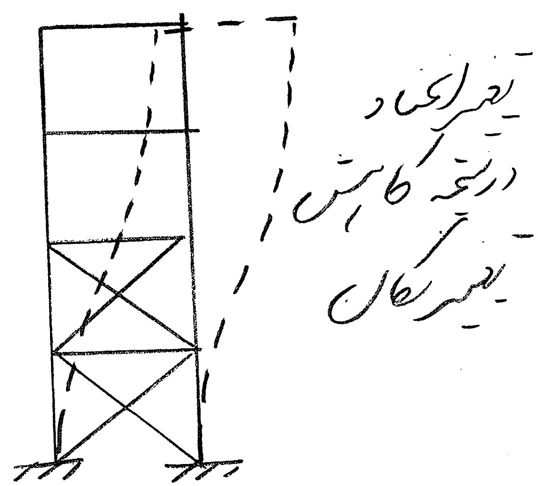
- در مهاربندی همگرا رفتار غالب «رفتار طره ای» می باشدو در مهاربندی واگرا رفتار غالب «رفتار طره ای +رفتار برشی» خواهد بود. هرچه فاصله e بیشتر شود، رفتار برشی افزایش پیدا می کند.

- در دیوارهای برشی یک رفتار کاملا خمشی داریم. هرچه H/B کمتر می شود تغییر شکلهای برشی بیشتر خواهد شد و اعوجاجی خواهیم داشت که معرف تغییر شکلهای برشی است.

- اگر در دیوار برشی نسبت ابعاد مقطع کم شود، یک مقدار تغییر شکلهای برشی بروز می کند و صفحات پس ازتغییر شکل صفحه باقی نمی مانند و اعوجاج در صفحات داریم. اما در مقاطع با نسبت ابعاد بالا ما رفتار طره ای را داریم و از رفتار طبق فرض برنولی (طره ای) تبعیت می کند.

- در رفتار طره ای چون انحنای سازه یک طرفه است و انحنا بر نمی گردد از یک ارتفاع به بالا تغییر مکانهایی جانبی زیادی ناشی از دورانها خواهیم داشت. بنابراین در رفتار طره ای باید تغییر مکانها را محدود کنیم.

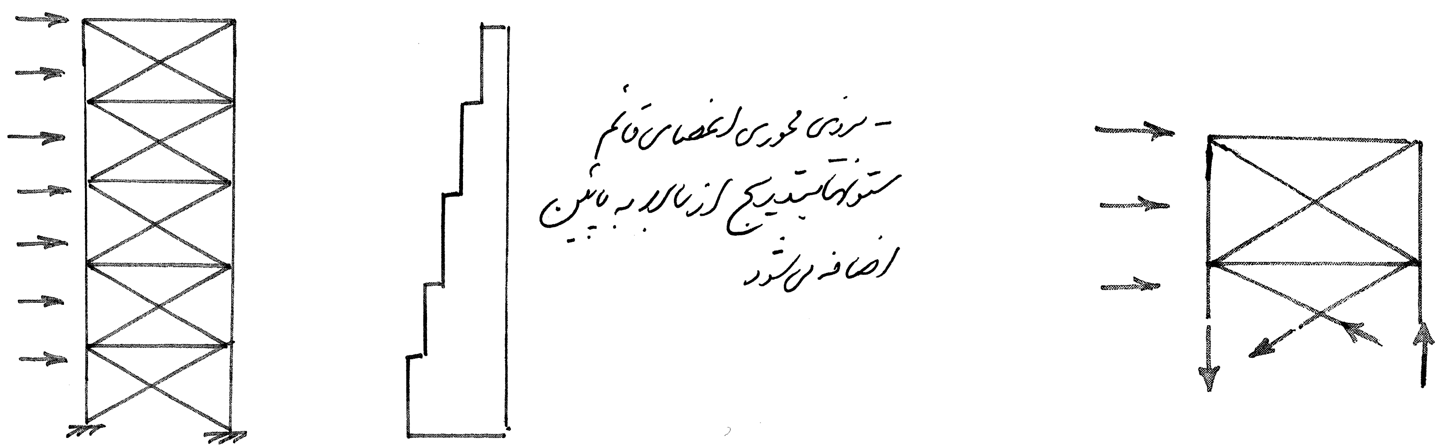




رفتار مهاربندهای متمرکز (یک دهانه)

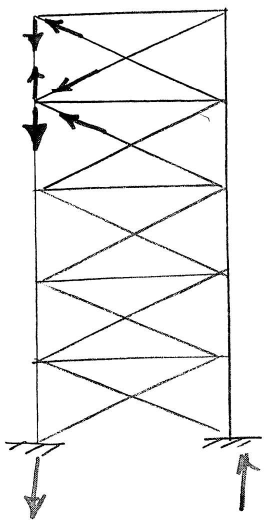
مؤلفه های برشی بوسیله مؤلفه افقی نیرویی مهاربندها تحمل می گردد و مؤلفه خمشی بوسیله کشش وفشار در اعضای مرزی (ستونها) ایجاد می گردد ونیروی محوری ستون های اطراف مهاربندی هر چه پایین بیاییم بیشتر می گردد. اعضای قائم (عضوهای مرزی) تحت اثر نیروی محوری به ترتیب از بالا به پایین زیاد می شود.

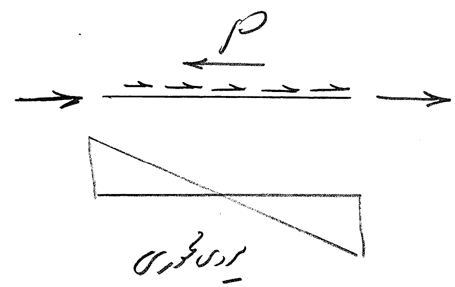
اعضای افقی وظیفه تحمل و انتقال بار جانبی همان طبقه را بر عهده دارند. اعضای مورب (ضربدری) در هر طبقه باید نیروهای جانبی بالای طبقه را به صورت کشش و فشار تحمل کنند. اعضای افقی در هر تراز نیروهای جانبی همان تراز را تحمل کرده و به مهاربندیها انتقال دهند.

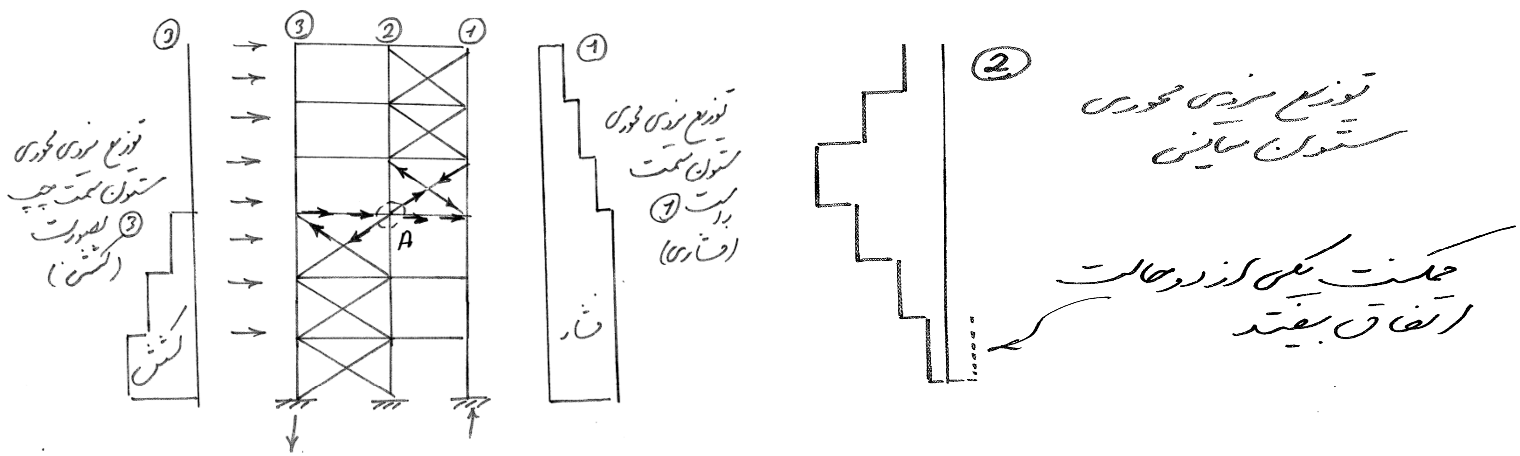


اتصال **A** باید قادر به انتقال نیروهای دستگاه مهاربندی سمت راست به سمت چپ باشد.

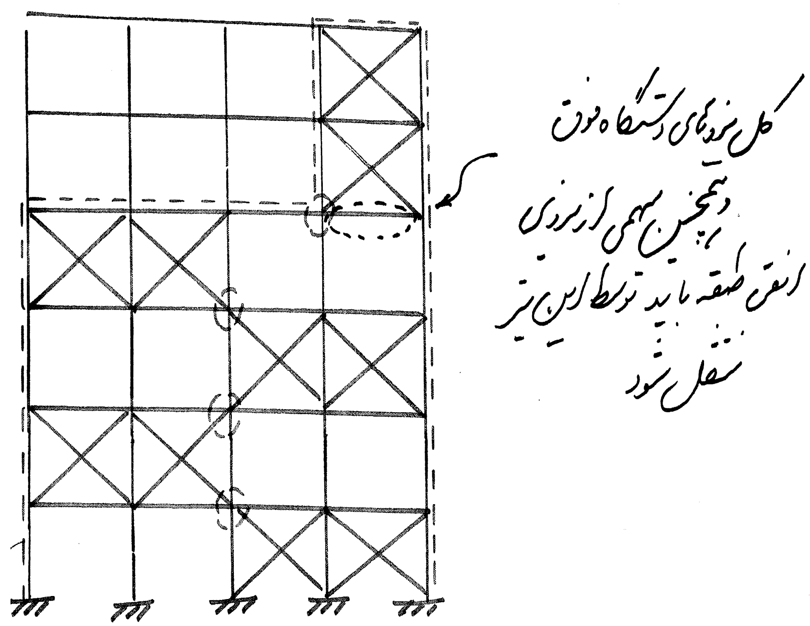
در صورت وجود دیافراگم نیروی محوری از تیر به ستون منتقل می گردد چون دال به ستون متصل نیست تیر به ستون متصل است بنابراین باید برشگیرهای کافی در روی تیر تعبیه گردد.

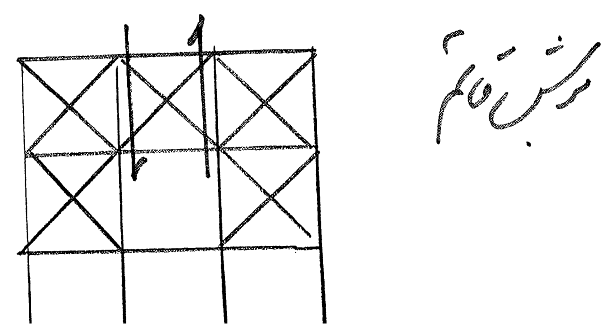


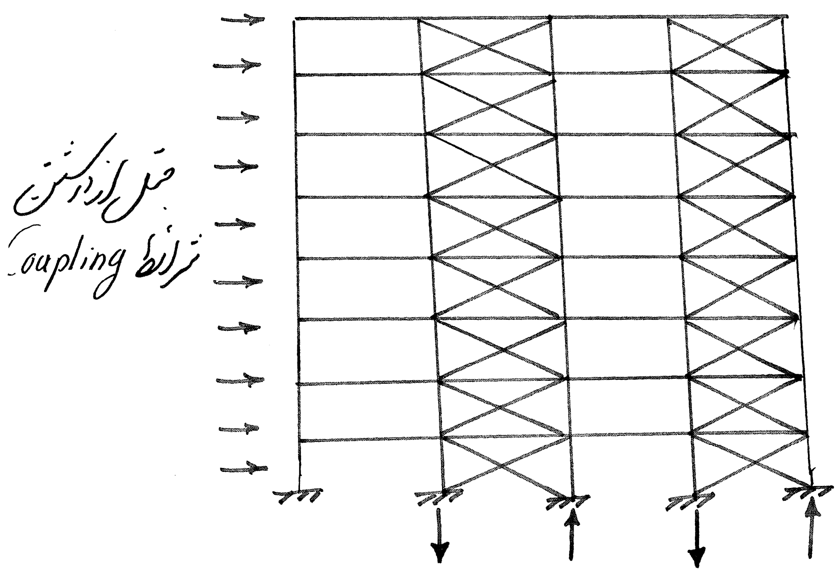


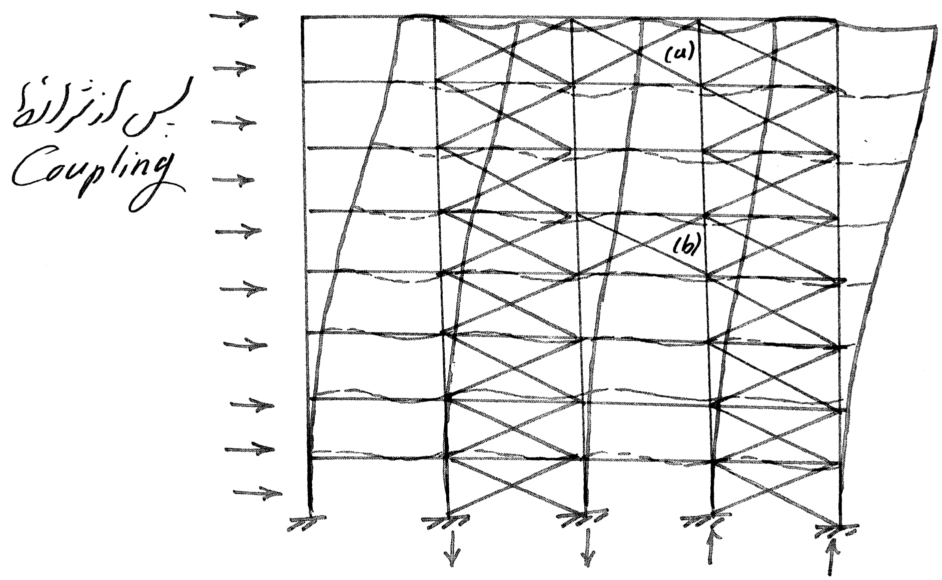


در مورد ساختمانهای میان مرتبه (۱۰ طبقه) برای مقاومت معمولا مشکل نداریم و با ۲ ، ۳ دهانه مهاربندی از لحاظ مقاومت جواب می گیریم ولی در مورد شکل پذیری مجبور می شویم تمهیدات خاص بیندیشیم. فرض کنید ۲ دهانه مهاربندی داریم که مقاومت **R** را به ما میدهد. اگر با ۲ مهاربندی وسط حالت همبند ایجاد کنیم، رفتار از حالت طره ای در آمده و ترکیبی از رفتار طره ای و رفتار برشی را برای سازه فراهم کرده است. هم سختی و هم مقاومت را با این شیوه خیلی بالا برده ایم.

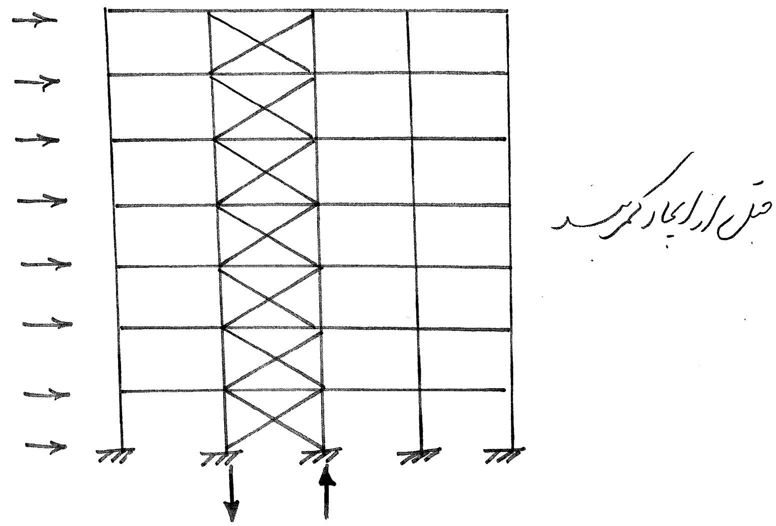


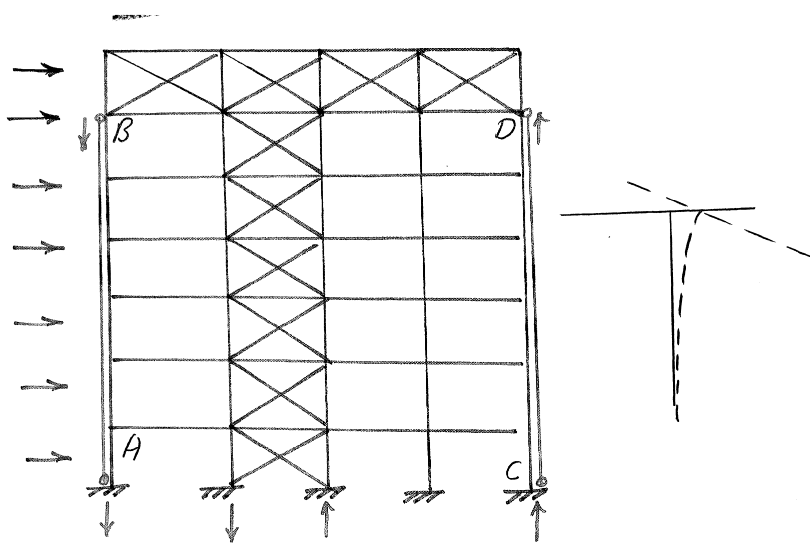






در اثر افزودن بادبندهای (b), (a) مقداری انحنای معکوس ایجاد می شود درنتیجه ترکیبی از رفتار طره ای و برشی خواهیم داشت همچنین افزایش سختی و مقاومت نسبت به حالت قبل خواهیم داشت.



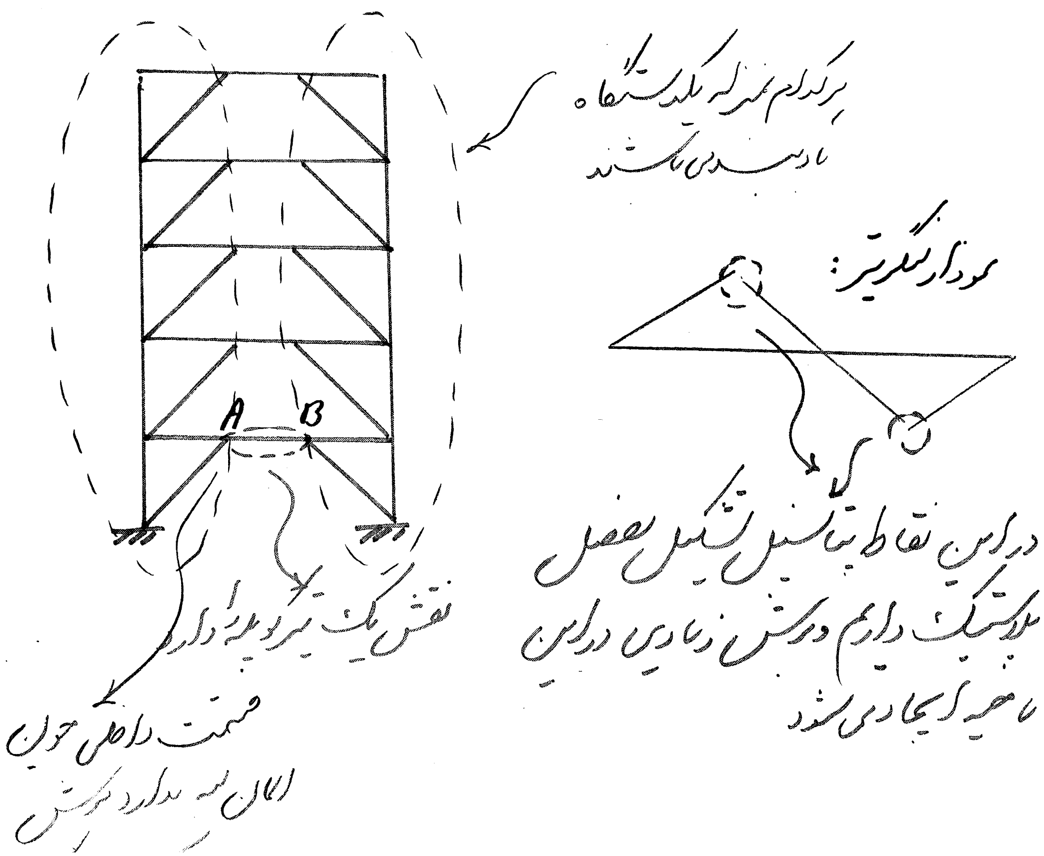


در قاب روبرو از سیستم خرپای کمربندی استفاده شده که AB با کشیدن نقطه B و CD با فشاردادن نقطه D از تغییر شکل بصورت روبرو جلوگیری کرده و باعث افزایش مقاومت می گردد.

اگر کمربند و یا Coupling Beam را در طبقات پایین تر قرار دهیم تأثیر زیادی ندارد چون تغییر شکل جانبی هنوز شروع نشده البته در گرفتن و تقسیم کردن برش در همان تراز مؤثر است.

مهاربندهای برون محور

در این سیستم ترکیبی از عملکرد طره ای و برشی خواهیم داشت
B,A پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک دارد.



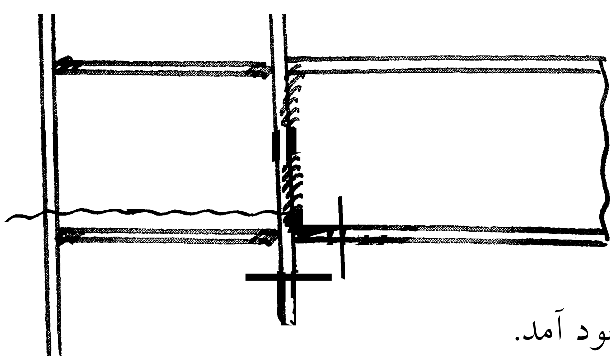
اتصالات تیر به ستون در قابهای خمشی ویژه SMF

- ناحیه پانلی
- گره اتصال تیر به ستون

سه شرط برای این اتصالات (SEAOC) :

۱–مقاومت کافی در اتصال برای توسعه لنگر پلاستیک
۲–سختی کافی برای ارضای فرض صلبیت کامل
۳–دارای ظرفیت تغییر شکل پذیری پس از تسلیم

– اما پس از زلزله ۱۹۹۹ نورت ریج ۶۰ ساختمان فولادی از ۲۰۰ ساختمان فولادی دچار خرابی شد که همگی شرایط فوق را داشتند. ۷ نوع خرابی در جوش مستقیم تیر به ستون اتفاق افتاد:



- خرابیهای روبرو به هیچ وجه پیش بینی نشده بود.

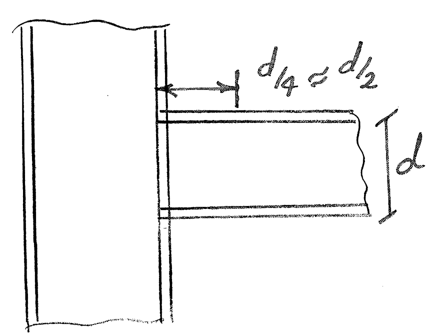
- این اتصال یک اتصال شکل دار بود و نیاز به اصلاحات در این اتصال بوجود آمد.
- این اتصال ظرفیت چرخش تعریف شده را نداشت بندرت به ۰۳/۰ رادیان می رسید و ۳۳٪ ظرفیت شکل پذیری تقلیل پیدا کرد.

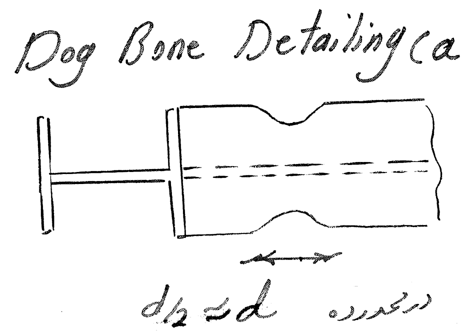
پس از مطالعات پیشنهادات زیر داده شد:

- اتصال باید قادر به توسعه تغییرشکل پلاستیک به میزان حداقل ۰۳/۰ رادیان را دارا باشد بدون کاهش مقاومت.
- اتصالاتی بصورت صلب و شکل پذیر ویژه می توانند بکار روند که صلاحیت آنها را حداقل با دو نمونه تمام مقیاس مورد تأیید قرار گیرد.

برای تعیین شرایط فوق ۲ استراتژی پیشنهاد گردید:

- ضعیف کردن تیر در نزدیکی اتصال تیر به ستون

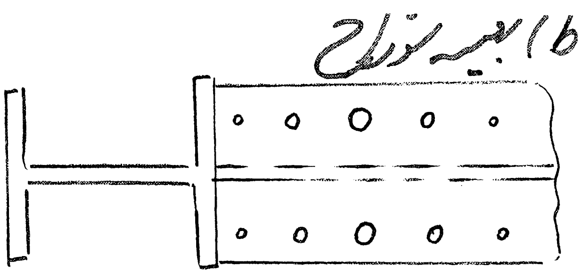




نتایج کلی در خصوص شرائط مقطع بالا

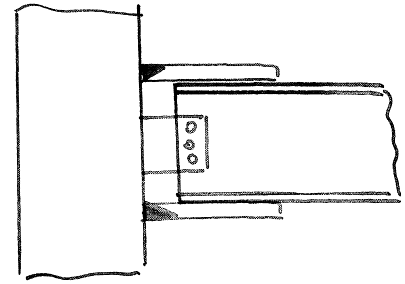
۱-ظرفیت چرخشی غیر الاستیک ۰۳/۰ رادیان تأمین می گردد.
۲- شرایط کمانش موضعی اجزاءبهبود می یابد.
۳-کمانش جانبی پیچشی تیر بحرانی تر می گردد.
٤-فرضیات تحلیل مخدوش می شود.

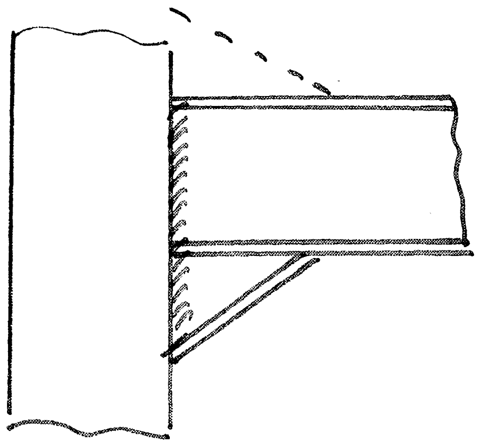
نتایج کلی در خصوص شرائط تعبیه سوراخ

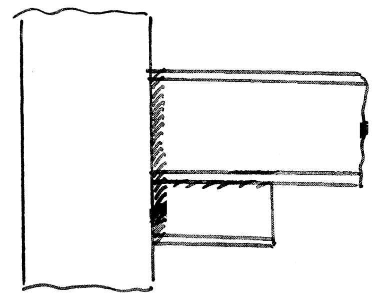


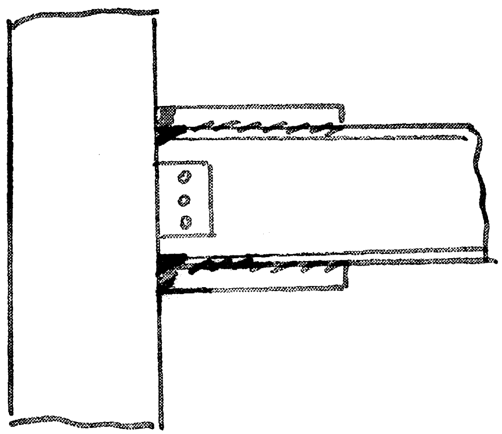
۱-ظرفیت چرخشی ۰۳/۰ رادیان فراهم می گردد.
۲-شرایط کمانش موضعی بدتر می شود.
۳-شرایط کمانش جانبی و پیچش بحرانی تر می شود.
٤-فرضیات تحلیل زیاد تأثیرگذار نیست و بجای آن شرایط ترد شکنی که یکی از مقوله های forced control می باشد، که تأثیرگذار است که این مشکلات در متن آئین نامه نیامده است.

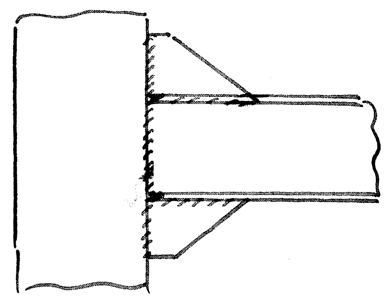
- تقویت تیر واتصال در محل اتصال





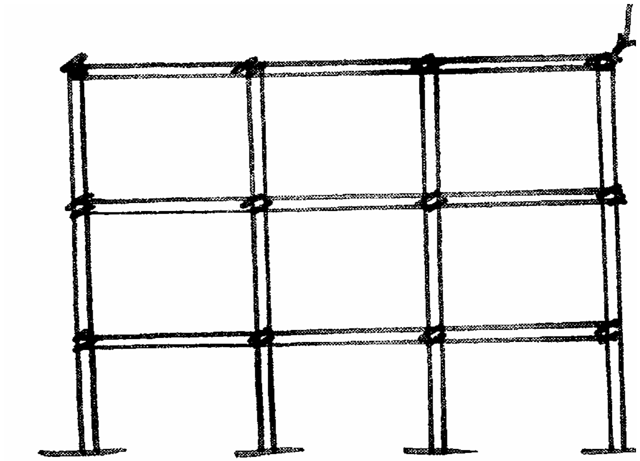






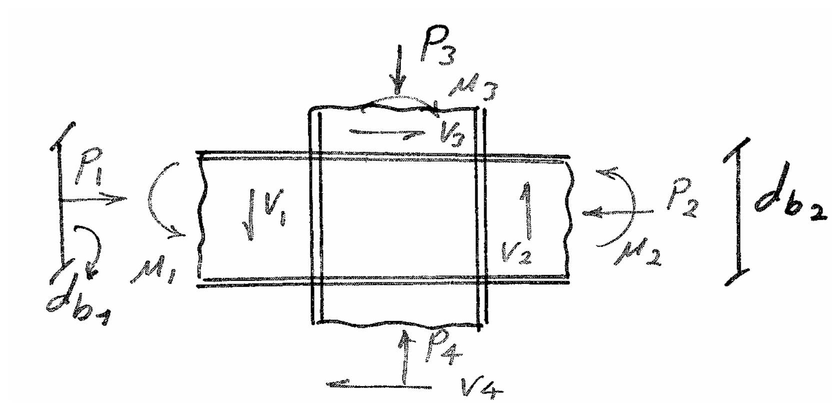
بنام خدا

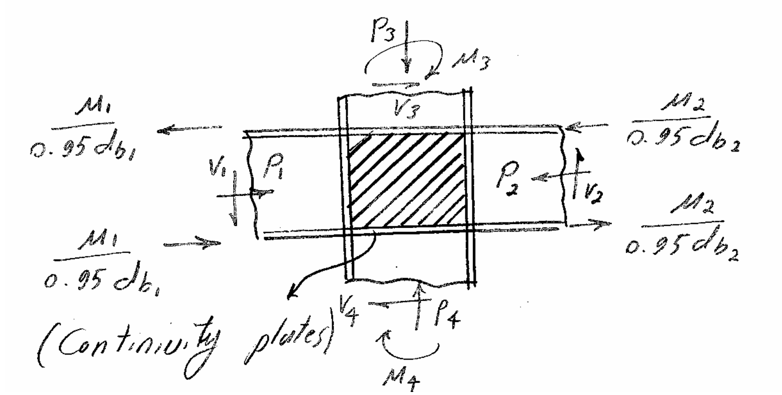
- **اتصال تیر به ستون** Panel zone



در شرایط متعارف ناحیه پانلی یکی از اجزای انعطاف پذیر قاب خمشی می باشد. در مواردیکه ناحیه پانلی از سختی و مقاومت قابل توجه برخوردار باشد ناحیه پانلی بصورت صلب عمل کرده و در مدلسازی تحلیلی قاب بکار نمی رود.

دیاگرام آزاد ناحیه پانلی





لنگرهای **(M2+M1)** لنگرهای ایجاد شده براثر زلزله می باشد که ایجاد تغییر شکلهای برشی در ناحیه پانلی می کند.

$$V_{pz}=\frac{M_1}{0.95d_{b1}}+\frac{M_2}{0.95d_{b2}}-V_3$$

V_3 در حدود 0.1 کل برش می باشد با جایگزینی تقریبی و حذف V_3 داریم:

$$V_{pz}=\frac{M_1+M_2}{d_b}=\frac{\sum M_p}{d_b}<0.55F_{yc}A_{wc}$$

$$\sum M_p=Z_pF_{ye}$$

$$\sum M_p=\sum M_{pb}-2M_g$$

$$M_g\approx 0.2M_{pb}$$

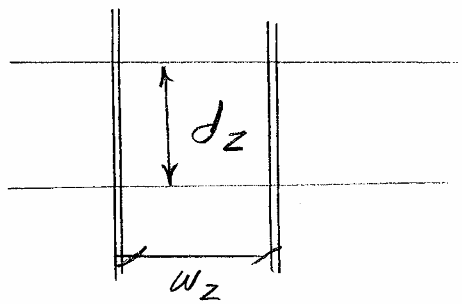
نواحی پانلی دارای مقاومت زیاد) $\geq \frac{\sum M_p}{d_b}$

نواحی پانلی دارای مقاومت متوسط) $=\frac{0.8\sum M_p}{d_b}$

نواحی پانلی دارای مقاومت حداقل) $<\frac{0.8\sum M_p}{d_b}$

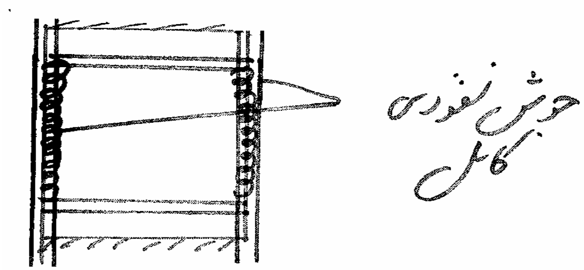
در صورت جوابگو نبودن مقاومت برشی چشمه)
از ورق مضاعف جان با ضخامت t_{pz} استفاده می گردد.

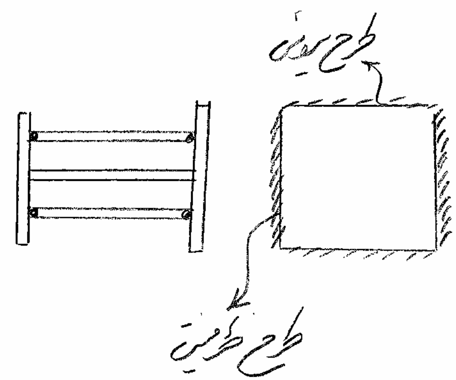
$$t_{pz} \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

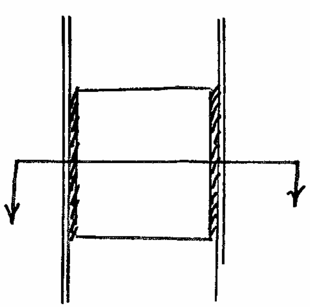


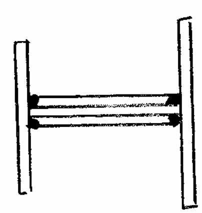
در صورتیکه $t_{pz} < t_{wc}$ برای جلوگیری از کمانش برشی :

$$t_{wc} + 2t_{dp} > t_{pz}$$









ورقهای مضاعف کننده به بال ستون و به ورقهای
پیوستگی جوش نفوذی می شوند.

جزئیات طراحی ستونها و تأمین ستون قوی – تیر ضعیف

علاوه بر ترکیب بارهای معمول دو ترکیب بار زیر بدون حضور خمش باید کنترل شود:

(ترکیبات بارهای محاسباتی طبق AISC LAFD)

$$1)\quad 1.2\mathbf{D.L} + \mathbf{0.5LL} + \Omega_0 \boldsymbol{E}$$

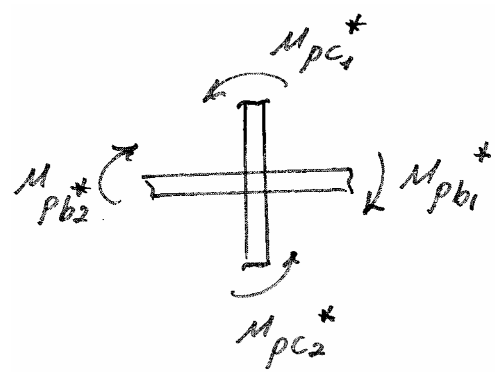
$$2)\quad \mathbf{0.9D.L} - \Omega_0 \boldsymbol{E}$$

$$\Omega_0 = \begin{cases} 3 & \boldsymbol{MRF} \\ 2.5 & \boldsymbol{SBF} \\ 2 & \boldsymbol{etc} \end{cases}$$

شرط تعیین ستون قوی تیر ضعیف تضمین کننده :

- ظرفیت اتلاف انرژی زیاد در قاب
- جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه ای

$$\frac{\sum \boldsymbol{M}^*_{pc}}{\sum \boldsymbol{M}^*_{pb}} > 1$$

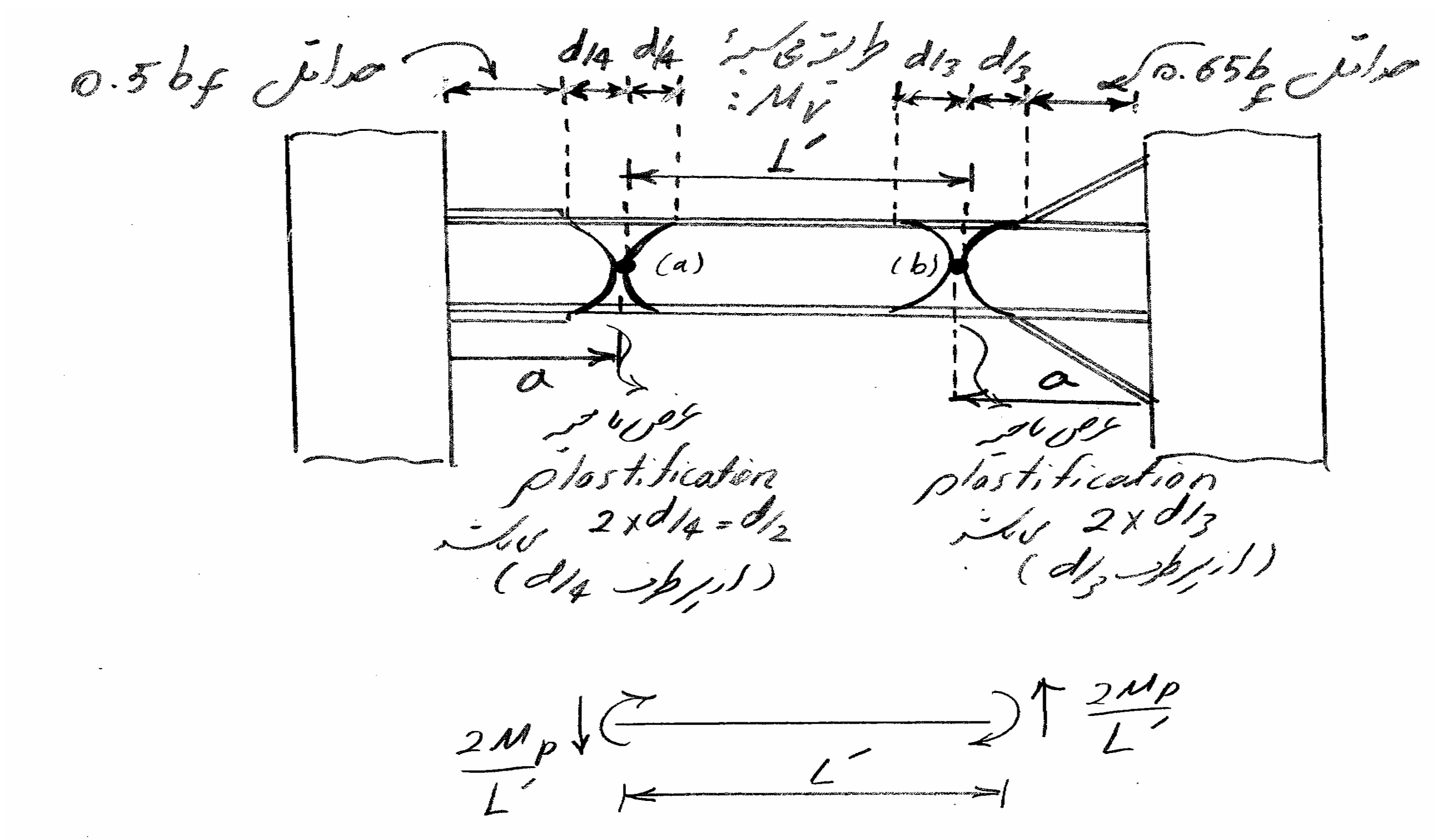


$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_{pc}\left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}\right)$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1 R_y F_{yb} Z_{pb} + M_v)$$

$$M_v = (V_p)_b \times a = \frac{2M_p}{L'} \times a$$

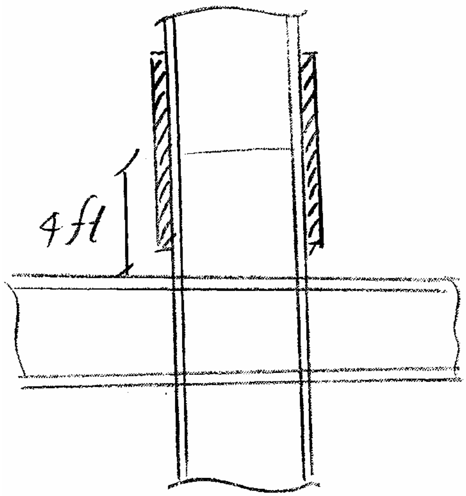
M_v: لنگر ناشی از برش در محل واقعی مفصل پلاستیک در فاصله مشخص از محور ستون (لنگر پلاستیک تیر از ناحیه پانلی یک مقدار فاصله دارد)



– عرض ناحیه پلاستیک در مفصل (a) d/2 می باشد.
– عرض ناحیه پلاستیک در مفصل (b) $2\times d/3$ می باشد.
– معمولاً برای آنکه از ورق مضاعف‌استفاده نکنند ستونهای بسیار قوی بکار می برند.
– در ناحیه پلاستیک باید ناحیه آزادی بدون هیچ مزاحمتی داشته باشیم این فاصله حداکثر باندازه عمیق تیر می باشد.
– در ستونهای با مقاطع ساخته شده از ورق بطور موضعی ما ستون را در ناحیه پانلی قوی می کنیم.
-ستون برای نیروی محوری و نیروی برشی ***Forced control*** طراحی می شود و برای خمش ***displacement control*** خواهد بود:

$$V_{pc} = \frac{2Z_{pc}(F_{ye} - \dfrac{P_{uc}}{A_g})}{h_c}$$

برای برش مقدار $\frac{P_{uc}}{A_g}$ بطور محافظه کارانه حذف شده است برش ناشی از ثقل خیلی عدد کمی است.
-در نواحی تشکیل بالقوه مفصل پلاستیک در ستونها، نسبتهای عرض بضخامت بایستی از مقدار حداکثر لاغری مناطق لرزه ای تجاوز ننماید.



- وصله ستونهای سیستم باربر جانبی

مقاومت ستون بالای وصله را دارا باشد

مقاومت ستون بالای وصله را دارا باشد، موقعیت وصله به اندازه 120cm از گره اتصال دور باشد. در حالتی که از جوش گوشه و یا نفوذی ناقص استفاده شود ترجیحا وسط ستون باشد.

محدودیت وصله بالها

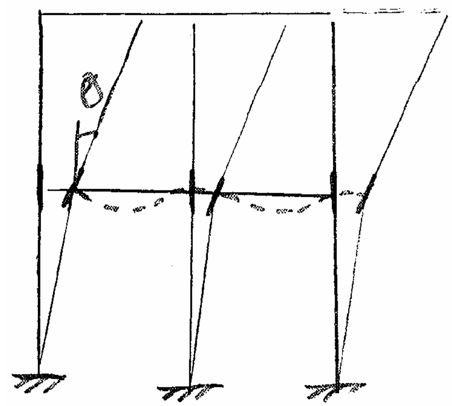
وصله کششی بال ستونهایی که در اثر بارگذاری افزایش یافته لرزه ای تحت کشش قرار می گیرند با الکترودهایی با مقاومت مشخصه بالاصورت گیرد.

ضوابط تکمیلی لرزه ای قابهای خمشی ویژه

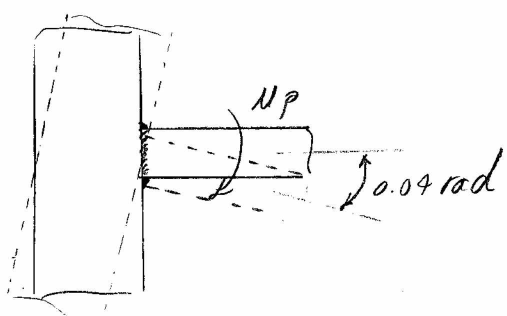
- اتصالات تیر به ستون

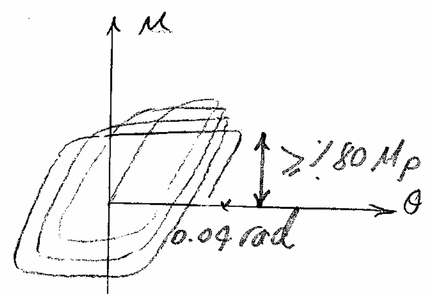
کلیه اتصالات خمش قابهای ویژه بایستی۳ شرط زیر را ارضا نمایند:

۱- اتصال و اجزای آن باید بتواند در مقابل تغییر مکان جانبی قاب معادل با دوران ۰/۰۴ رادیان تحمل باربری داشته باشند و کاهش مقاومت نداشته باشد. (یعنی اتصال بدن هیچ کاهش مقاومتی بتواند ۰/۰۴ رادیان دوران کند هیچ مشکل موضعی ایجاد نشود.)



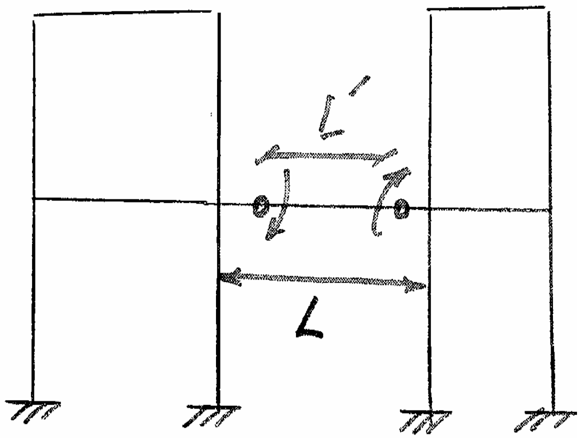
۲- مقاومت خمشی اتصال دهنده ها در بر ستون باید حداقل ۸۰٪ لنگر اسمی تیر متصل شده به آن در زاویه دوران ۰/۰۴ رادیان باشد. (در ۰/۰۴ رادیان افت مقاومت خمشی اتصال دهنده ها نمی تواند بیش از ۲۰٪ لنگر پلاستیک مقطع را داشته باشد.)





۳- مقاومت برشی مورد نیاز اتصال

در صورتیکه در آزمایش مشخصه اتصال برش کمتری مشاهده گردد می توان آنرا برای مقاومت برشی مورد نیاز بکار برد. چرا که ممکن است در یک اتصال دوران ۰/۰۴ رادیان دوران داشته باشیم ولی تیر کاملا پلاستیک نشود. (دوران اصل است نه پلاستیک شدن)



$$(V_p)_b = V_L + \frac{2(1.1 R_y F_{yb} Z_{pb})}{L'}$$

- محدودیتهای هندسی قابهای خمشی ویژه
  - تغییر ناگهانی در مساحت بال تیر در ناحیه مفصل پلاستیک مجاز نمی باشد .
  - سوراخکاری در بال تیر و یا ایجاد Dog Bone در صورتی مجاز است که نشان داده شود که مفصل پلاستیک شرایط خاص را احراز می نماید.
  - تیر و ستونها باید شرایط عرض به ضخامت داده شده درآیین نامه را ارضا نمایند.

چنانچه ستونها شرایط کمانش موضعی را برآورده نمایند (نشان از تشکیل مفصل پلاستیک دارد)و الزام رابطه ستون قوی تیر ضعیف برای دو حالت زیر بکار نمی رود:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1$$

۱-در تمامی ترکیبات بارگذاری (تعبیر از حالت بارگذاری زلزله تشدید یافته)

$$\frac{P_{uc}}{A_g} < 0.3F_{yc}$$

۲-ستونهای ساختمان یک طبقه و ستونهای آخر ساختمان چند طبقه

۳-در ستونهایی که:

الف) جمع مقاومت برشی طراحی ستونهای معاف شده در طبقه از ۲۰٪ مقاومت برشی مورد نیاز طبقه کمتر باشد. (تا زمانیکه بیش از ۲۰٪ مقاومت برشی را از دست ندهیم از این شرط معافیم. در تیرورقهای قوی کاربرد دارد.)

ب) جمع مقاومت برشی طراحی ستونهای معاف شده در یک ردیف ستون از ۳۳٪ مقاومت برشی مورد نیاز آن ردیف کمتر باشد.

ج)ستونهای طبقه ای که دارای

$$\left(\frac{R_v}{R_u}\right)_j > 1.5\left(\frac{R_v}{R_u}\right)_{j+1}$$

بدترین حالت که ستون دوسر مفصل شود.

قابهای خمشی متوسط (Intermediate)

تمامی شرایط مانند قابهای ویژه می باشد با این تفاوت که اتصال و اجزای آن باید بتواند در مقابل تغییر مکان جانبی قاب معادل با دوران ۰/۰۲ رادیان تحمل باربری داشته باشند.

قابهای خمشی معمولی (Ordinary)

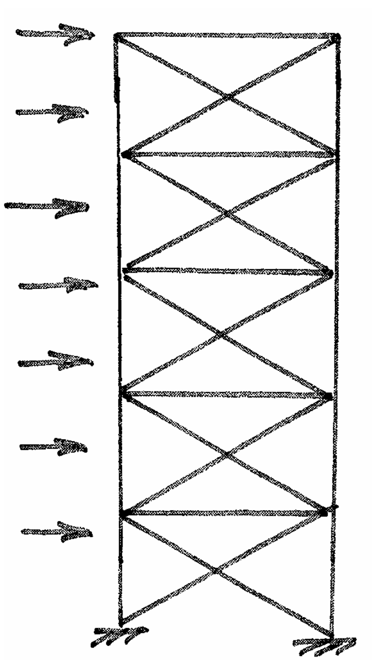
- در این سازه ها انتظار می رود که قاب دارای تحمل تغییر شکل های غیر الاستیک حداقل در برابر زلزله داشته باشد.

- اتصالات تیر به ستون
  - نوع اتصالات جوش یا پیچی پر مقاومت می باشد.
  - هر دو نوع اتصال FR و PR میتواند بکار رود برخلاف IMF.و SMF که صلب کامل بود. (برای اتصالات صلب کامل FR)
  - مقاومت خمشی اتصال لرزه ای باید حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد:

$$\min\begin{cases} 1.1R_y M_{pb} \\ \text{حداکثر لنگری که می تواند منتقل شود.} \end{cases}$$

جزئیات اتصال (Back Plate)

موقعی که از ورق پشت بند برای جوشهای نفوذی استفاده می شود بایستی ورق پشت بند پس از جوشکاری حذف شود (کنده شود) مگر در بال فوقانی تیر چنانچه با یک جوش سرتاسری در زیر به ستون متصل شده باشد.
چنانچه در نظر باشد ورق پشت بند برداشته شود:
۱) ریشه اتصال از پشت تخلیه شود
۲) مجددا ریشه اتصال جوشکاری شود



قابهای مهاربندی شده همگرا *(CBF)*

وظیفه تعیین مقاومت و سختی در بارهای لرزه ای را دارا می باشند. محدودیت ارتفاعی دارند وقتی به تنهایی به کار می روند.
مهاربندها عناصر Displacement Controlled می باشند و اتصالات وتیرها و ستونها Force Controlled می باشند.
برای سازه های کوتاه مرتبه و میان مرتبه به تنهایی و برای سازه های بلندمرتبه به همراه قاب خمشی Dual System بکار می روند.

انواع سیستمهای مهاربندی همگرا

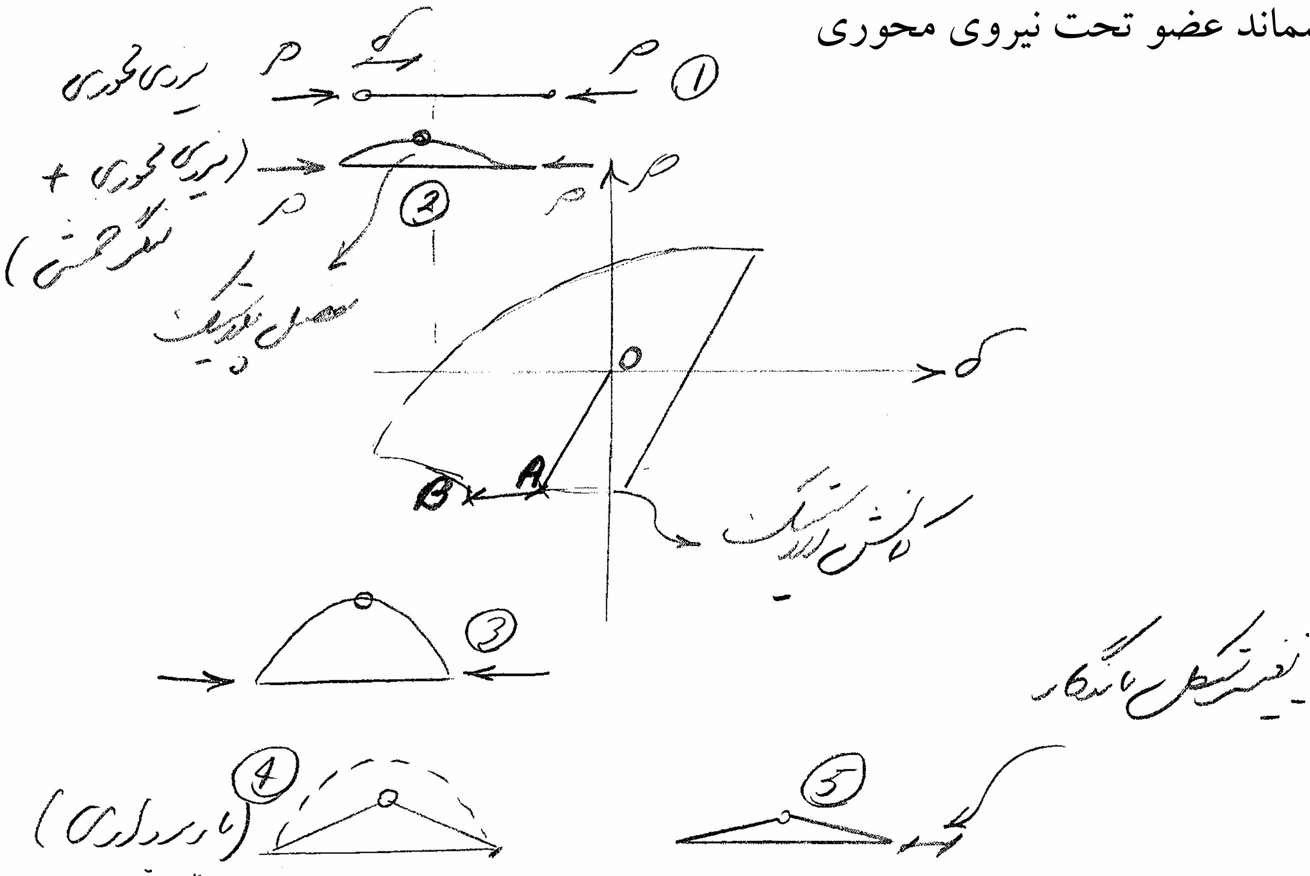
- قطری
- ضربدری
- شکل۷
- شکل ۸

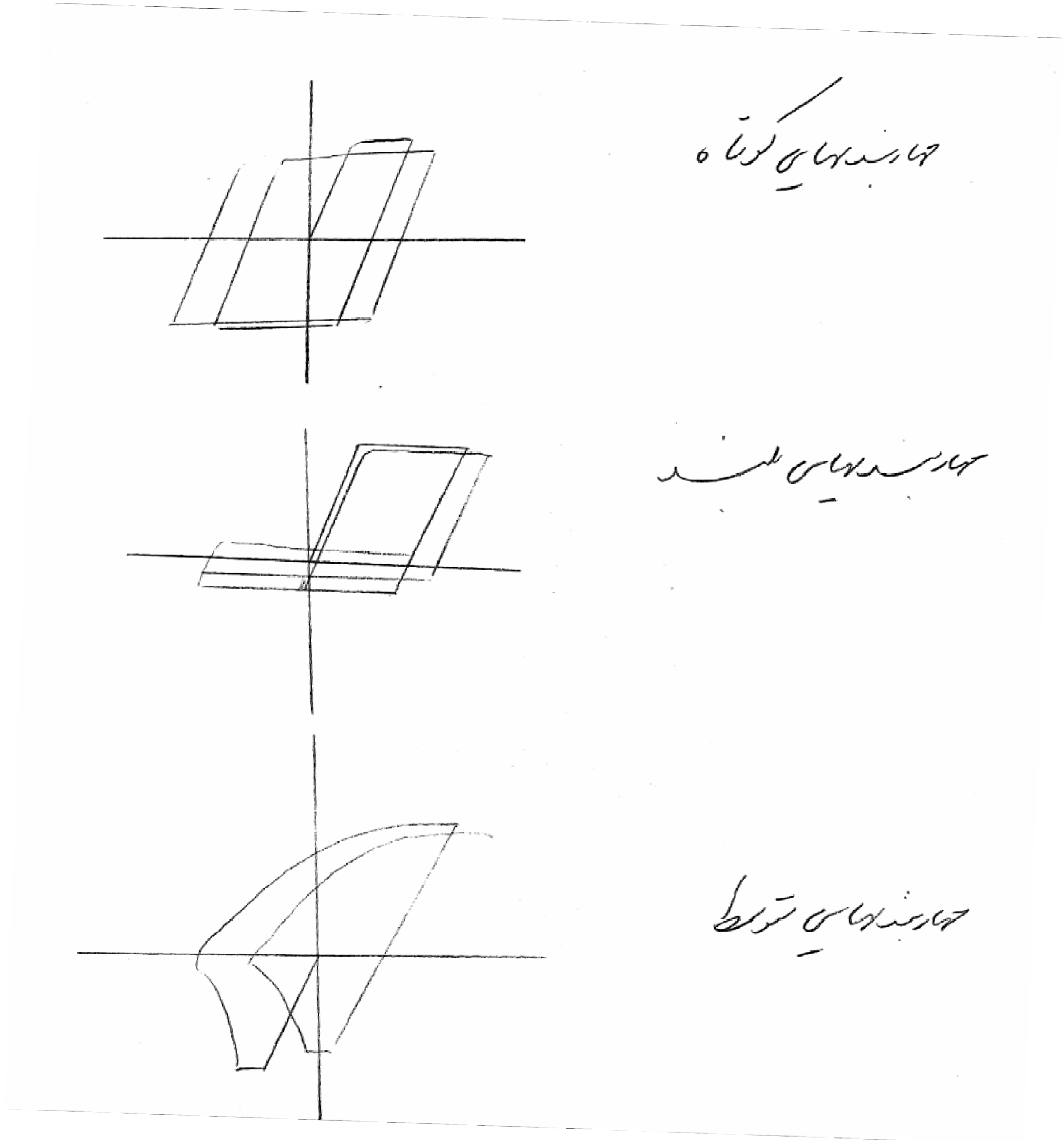
- در این سیستم اتلاف انرژی از طریق کمانش فشاری اعضا و تسلیم کشش اعضا یی که کنترل کننده نیرو هستند صورت می گیرد.(Displacement Control Members)
- اتصالات درتیرها و ستونها در محدوده الاستیک باقی می مانند.

انواع خرابی های مشاهده شده:

- شکست ترد اتصالات
- ناپایداری تیرها
- شکست اتصالات جوشی درGusset Plate
- اعوجاج در Gusset Plate
- خرابی ستون

رفتارپسماند عضو تحت نیروی محوری




چهاربندهای کوتاه
چهاربندهای بلند
چهاربندهای متوسط

رفتار لرزه ای مناسب :

– تسلیم کششی برای مهاربند کششی

-کمانش غیر ارتجاعی مهاربند فشاری

نتیجه دو شرایط بالا جذب انرژی غیر الاستیک

در نتیجه محدودیتها عبارتند از :

(Kl/r) + نسبت های عرض به ضخامت اعضاء (Kl/r ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک را ایجاد می نماید)

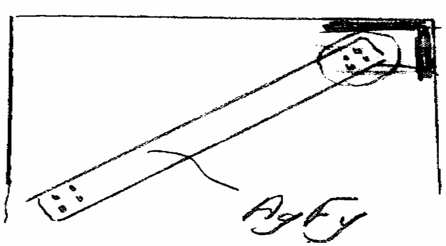
در جاهاییکه فقط ناچاریم از مهاربندهای فشاری استفاده کنیم باید از ظرفیت الاستیک استفاده کنیم و مهاربندی بسیار سخت خواهد شد. استفاده از مهاربندهای کششی و فشاری برای تامین شکل پذیری و مقاومت نیاز است.

<u>الزامات مربوط به اتصالات مهاربندی ها و سایر اجزای سازه</u>

مهاربندهای کششی:

-- از شکست ترد اتصالات جلوگیری شود.

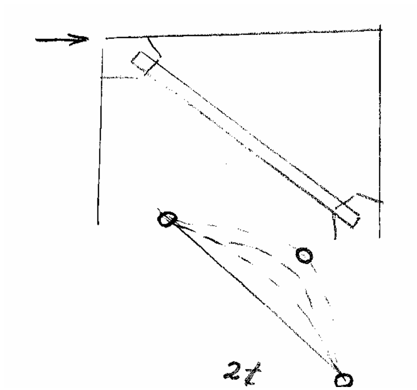
-- اتصال تیر به ستون در محل گره مهاربند قویتر از اتصال مهاربند Gusset باشد



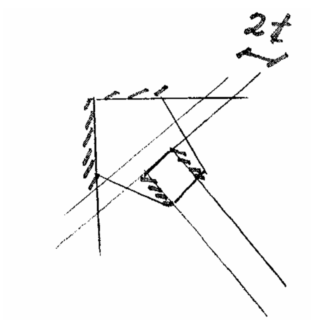
ظرفیت طراحی اتصالات) $R_y F_y A_g$

مهاربندهای فشاری :

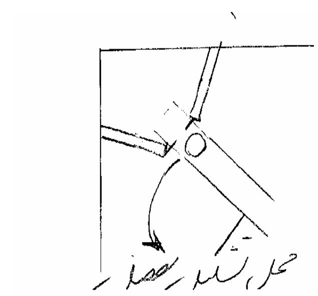
نه شکست ترد مشکل دارد و نه اتصال تیر به ستون در ظرفیت طراحی اتصالات در طراحی مسائل پایداری تعیین کننده است.



-- شرایط باید برای تشکیل مفصل در طول $2t$ بوجود آید



-- اتصال تیر به ستون در محل گره مهاربند قویتر از اتصال مهاربند Gusset باشد.



ستونها و تیرها:

ستونها وتیرهایی که بادبندها را دربر می گیرند باید در محدوده تسلیم کششی و کمانش فشاری مهاربندها، الاستیک باقی بمانند.

ضوابط طراحی لرزه ای مهاربندی های همگرایی ویژه **SCBF**

- انتظار می رود که توانایی تحمل تغییر شکلهای غیر الاستیک قابل توجهی را داشته باشند.
- مقاومت و سختی بهمراه جزئیات شکل پذیری ملاک تعیین سطح مقطع و اینرسی مهاربندها می باشد.

اعضای مهاربندی که براساس نیروهای آئین نامه ای طراحی می شوند برای تعیین شکل پذیری کافی در مقابل زلزله طرح باید محدودیتهای زیررا ارضاء کنند:

۱-لاغری
۲-مقاومت طراحی بادبندهای فشاری
۳-توزیع نیروهای برشی طبقه بین عناصر مهاربند کششی و فشاری
۴-محدودیتهای عرض بضخامت اعضای مهاربند فشاری
۵-کنترل اعضای ترکیبی

-- تیری که مهاربند ۷ یا ۸ شکل به آن متصل می گردد باید در محل اتصال پیوسته باشد.

-- تیری که مهاربند ۷ یا ۸ روی آن قرار دارد باید بتواند بدون حضور بادبندها بار ثقلی را تحمل نماید.

-- تیر باید تحمل ایجاد نیروهای غیر متعادل که در بادبندهای کششی و فشاری ایجاد می شود را داشته باشد.

-- اگر تیر در بالای مهاربند ۸ شکل است و برای قسمت فوقانی از ۷ استفاده شود. بال فوقانی و تحتانی تیر در محل برخورد مهاربند ها باید بصورت جانبی مهار گردد. مقدار نیروی طراحی مهاربندی $۰.۰۲ F_y b_f t_{bf}$ می باشد.

قابهای بادبندی واگرا EBF

ترکیب قاب خمشی بهمراه مهاربندی به شکل خاص

۱) قاب خمشی

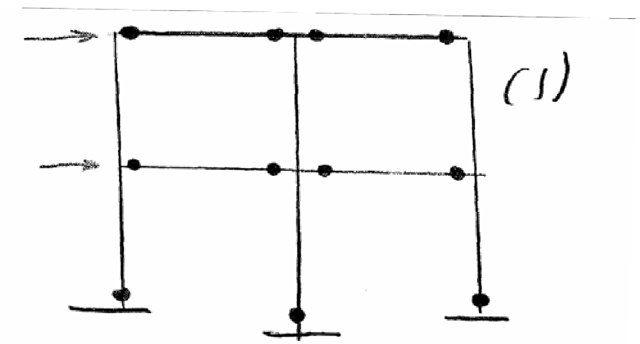
--- رفتار شکل پذیر مناسب بدلیل وجود تعداد نقاط جذب انرژی

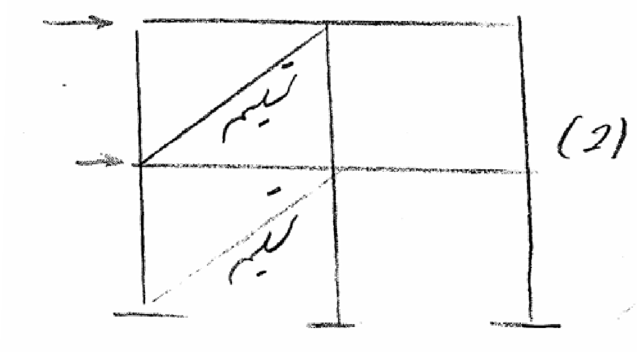
--- سختی جانبی کم

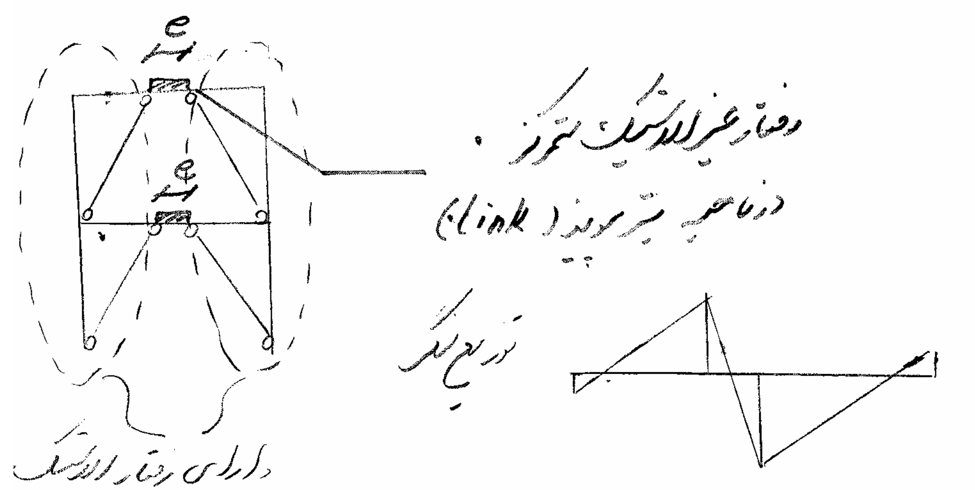
۲)قاب بادبندی

--- رفتارشکل پذیری کم

--- سختی جانبی زیاد

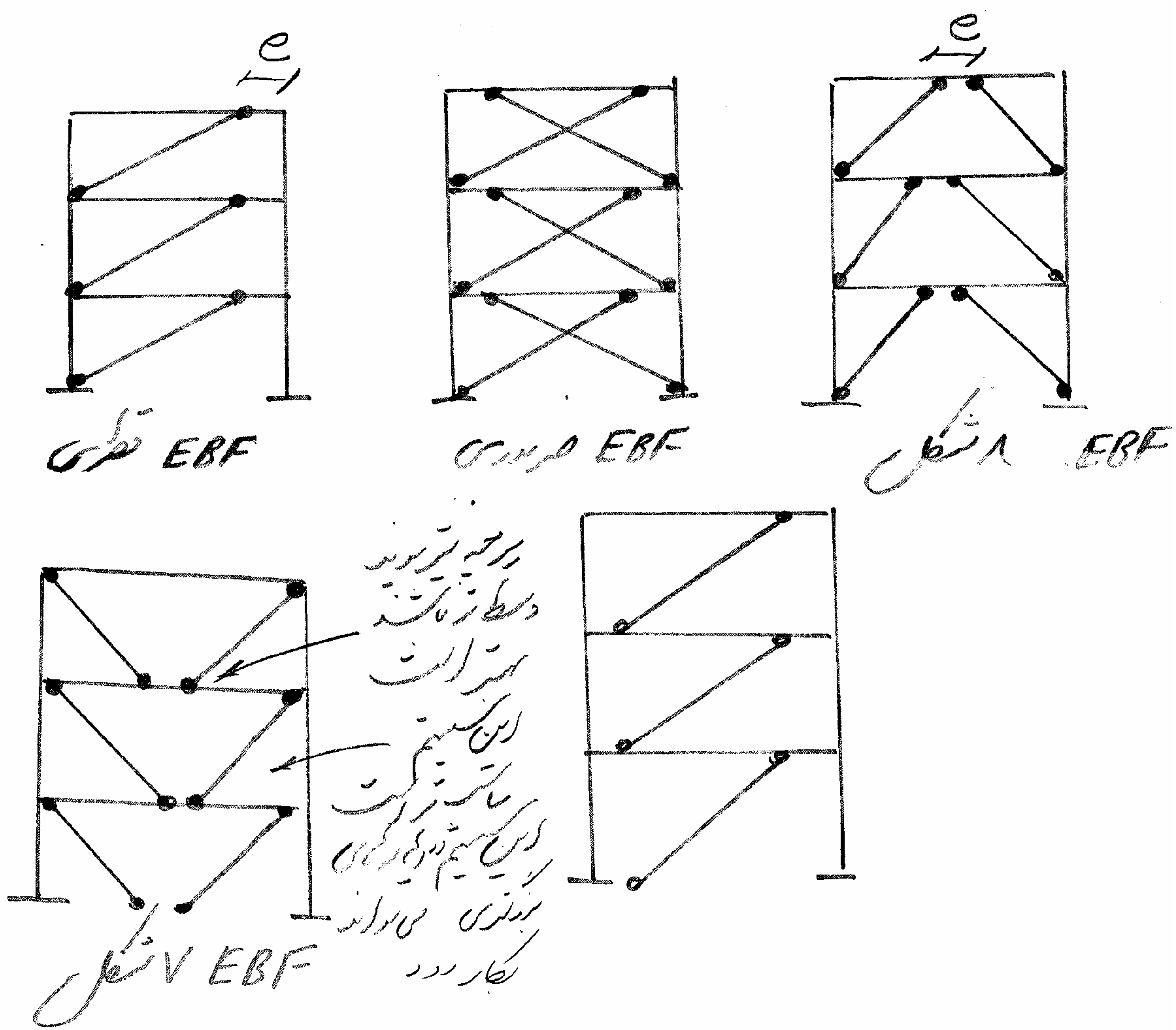




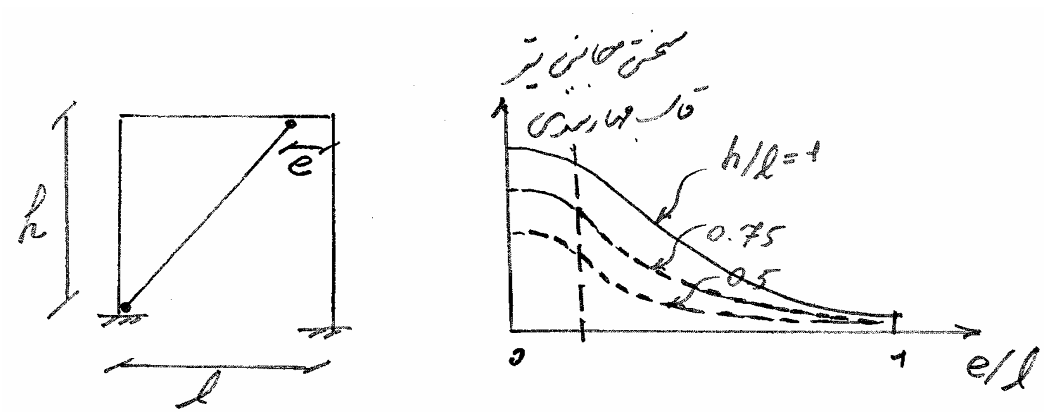


ناحیه پیوند مانند یک فیوز عمل می کند، هرچه نیروی جانبی بیشتر تغییر شکل بیشتری داده و بقیه سیستم بدون تغییر شکل می ماند. جزئیات ویژه شکل پذیری در ناحیه تیر پیوند متمرکز می شوند.

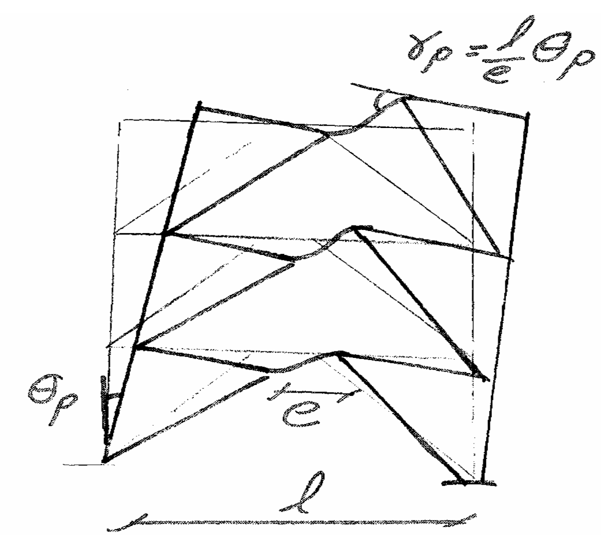
انواع قابهای بادبندی واگرا

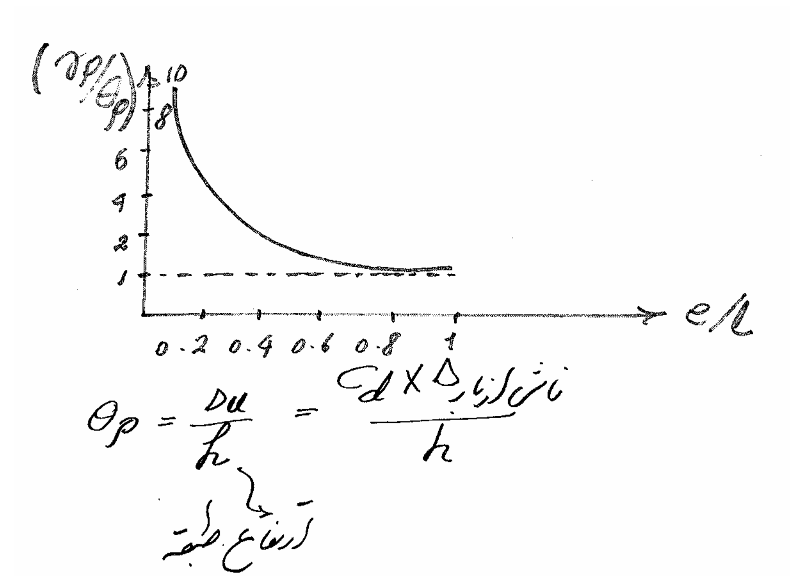


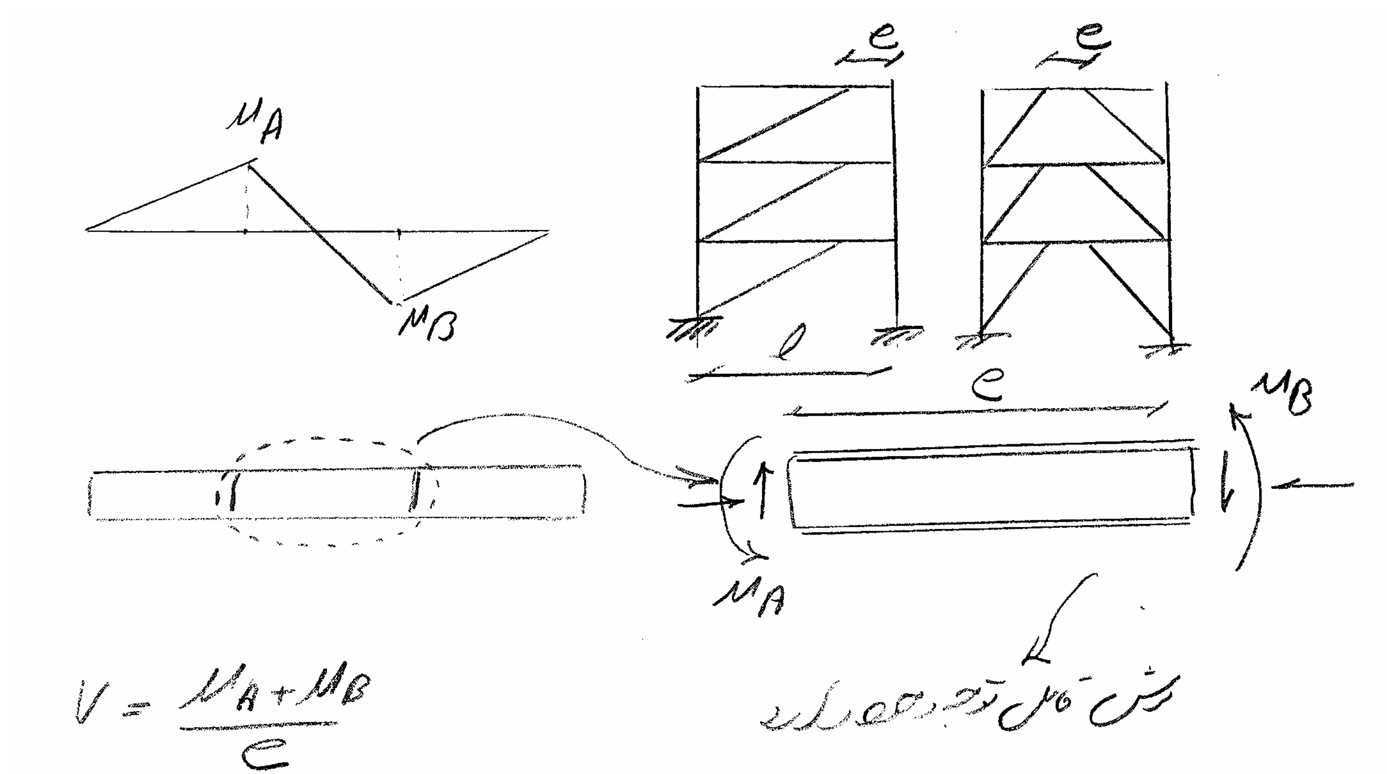
در قابهای EBF هدف این است که تغییر شکلهای غیر الاستیک را در ناحیه تیر پیوند متمرکز سازیم و بقیه اجزای سازه قسمتهای خارج از تیر پیوند (اتصالات ، مهاربندها و ستونها) رفتار الاستیک داشته باشند.



تغییر شکلهای غیر الاستیک تیر پیوند







نکته: اثرات نیروی محوری و لنگر خمشی و برش بصورت همزمان در نقاط A و B مفصل پلاستیک تشکیل داده و در ناحیه **e** جان تیر در اثر برش به V_p خواهد رسید:

$$M_P = ZF_y$$

$$V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w$$

$$e_0 = \frac{2M_p}{V_p}$$

اگر $e<e_0$ باشد در برش به تسلیم می رسد و اگر $e>e_0$ درخمش به تسلیم می رسد. براساس تأثیرات اندرکنش بین برش وخمش مقاومتها اصلاح باید گردند. نتایج آزمایشات تجربی نشان می دهد که در تیرهای پیوند کوتاه:

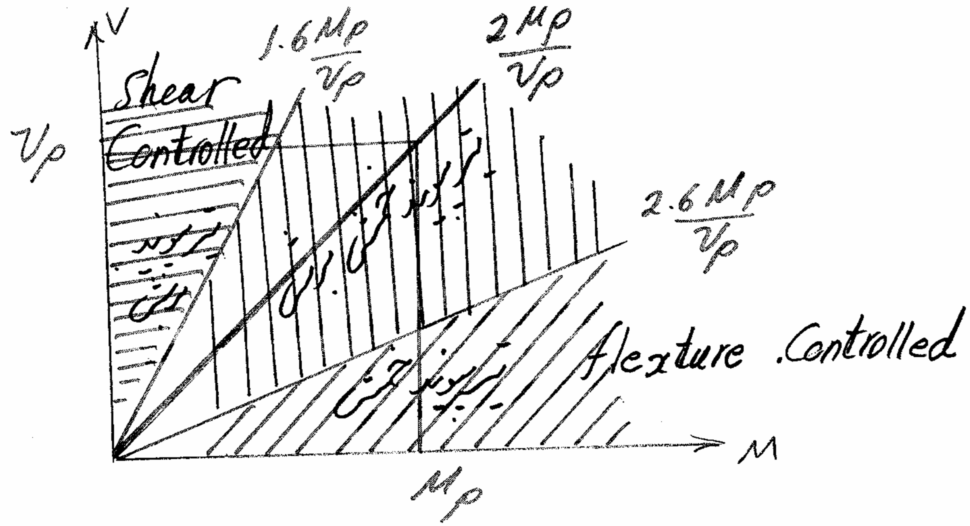
$$\begin{cases} M_P \rightarrow 1.2M_P \\ \\ V_p \rightarrow 1.5V_p \end{cases}$$

Strain hardening

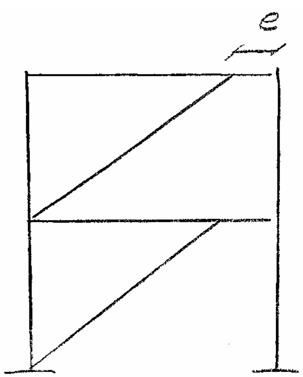
$$\Rightarrow e_0 = \frac{1.6M_p}{V_p}$$

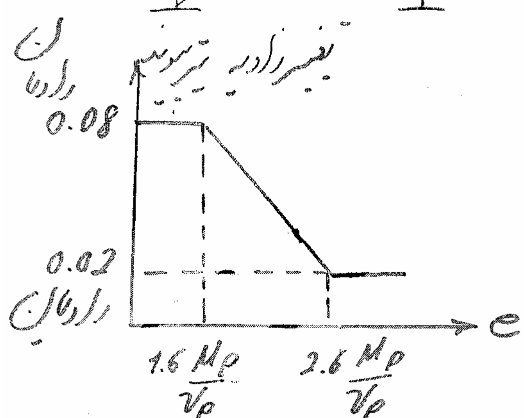
نتایج و آزمایشات در تیرهای پیوند طویل نشان می دهد که تشکیل مفصل خمش مقدم بر تسلیم برشی است:

$$e > \frac{2.6M_p}{V_p}$$



$$\begin{cases} e<\dfrac{1.6M_p}{V_p} & \text{تسلیم برشی جان} \\ \dfrac{1.6M_p}{V_p}<e<\dfrac{2.6M_p}{V_p} & \text{تسلیم برشی- خمشی همزمان} \\ e>\dfrac{2.6M_p}{V_p} & \text{تسلیم خمشی} \end{cases}$$





اگر **e** کم باشد تیر برشی به تسلیم می رسد، و هم باید بتواند بدلیل طول کم قابلیت تغییر شکل زیاد را داشته باشد، اگر طول زیاد باشد رفتار به سمت قاب خمشی میل می کند.

اثر نیروهای محوری داخل تیر پیوند

وجود نیروهای محوری در تیر پیوند باعث کاهش در V_p و M_p شده و ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک را نیز کاهش می دهد.

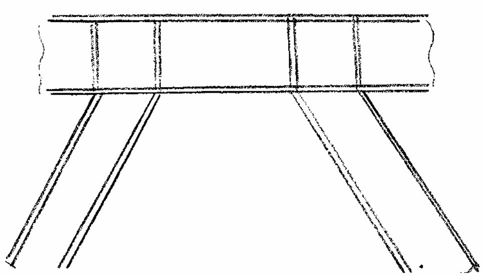
$$\frac{P_u}{P_y} > 0.15 \rightarrow \begin{cases} M_{pa} = 1.18 M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) \\ V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \end{cases}$$

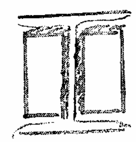
اگر مقادیر M_{pa} و V_{pa} را در e_0 جایگزین کنیم:

$$e_0 = \left(1.15 - 0.5\rho' \frac{A_w}{A_y}\right) \frac{1.6 M_p}{V_p}$$

جزئیات شکل پذیرتیر پیوند

۱) در محل تقاطع مهاربندی ها به تیر، تقویت کننده های عرضی به ارتفاع جان تعبیه می شود.





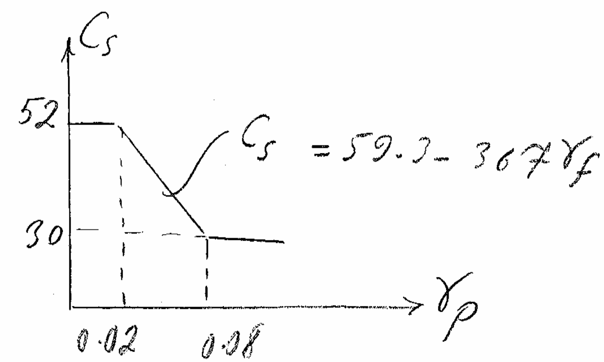
$$\begin{cases} 2b_s > b_f \ or \ 2t_w \\ t_s > \max(0.75t_w, 1cm) \end{cases}$$

۲) اجزای مقطع تیر پیوند باید الزامات عرض بضخامت مربوط و عناصر شکل پذیر را داشته باشد.

۳) برای ناحیه میانی تیر پیوند فاصله بین تقویت کننده ها باتوجه به روابط زیر تعیین می شوند:

$$a = C_s t_w - \frac{d}{5}$$

$$C_s = 56,38,29 \quad for \quad \gamma_\rho = 0.03,0.06,0.09$$



$$1)\quad e<\frac{1.6M_p}{V_p}\rightarrow a\le C_s t_w-\frac{d}{5}$$

$$2)\quad \frac{1.6M_p}{V_p}<e<\frac{2.6M_p}{V_p}\rightarrow a=1.5b_f$$

$$3)\quad \frac{2.6M_p}{V_p}<e<\frac{5M_p}{V_p}\rightarrow 1,2$$

$4)\quad e>\dfrac{5M_p}{V_p}$ نیازی به تقویت کننده نیست

۵) تقویت کننده در ناحیه انتقال مهاربند به تیر پیوند باید بصورت جفت در دو طرف جان باشند.

۶) تقویت کننده ها باید با جوش گوشه در جان تیر بطوریکه مقاومت جوش هر تقویت کننده حداقل A_sF_y باشد.

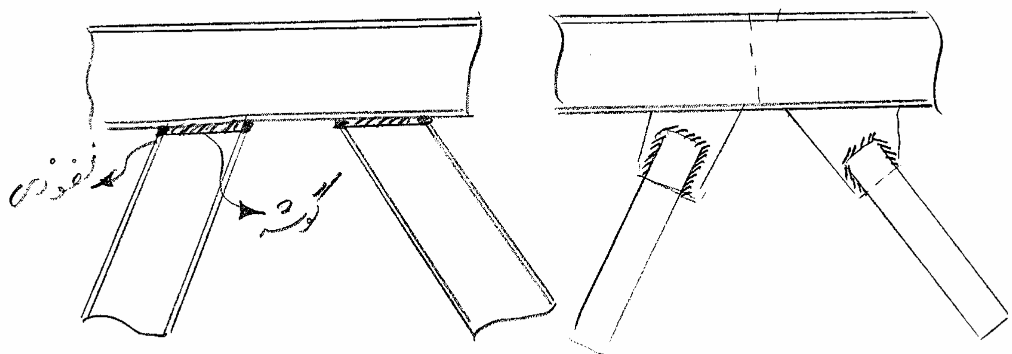
۷) تقویت کننده ها به بالهای فوقانی و تحتانی ناحیه پیوند با جوش مقاومت $0.25A_{sf}F_y$ متصل شوند.

8) مهاربندی جانبی تیرپیوند

در انتهای تیر پیوند مهاربندی هایی در بال فوقانی و تحتانی تعبیه شود که از چرخش تیر پیوند جلوگیری نماید، مقاومت طراحی مهاربندهای بال فوقانی و تحتانی باید برای $0.06\,R_y b_f t_f F_y$ طراحی شوند.

طراحی سایر اعضای قاب EBF (بجز تیر پیوند):

طراحی این اعضا توصیه می شود بصورت ظرفیتی انجام گیردو در برگیرنده تسلیم مورد انتظار، سخت شدگی کرنش ، اضافه مقاومت در اثر وجود دال بتنی باشد.

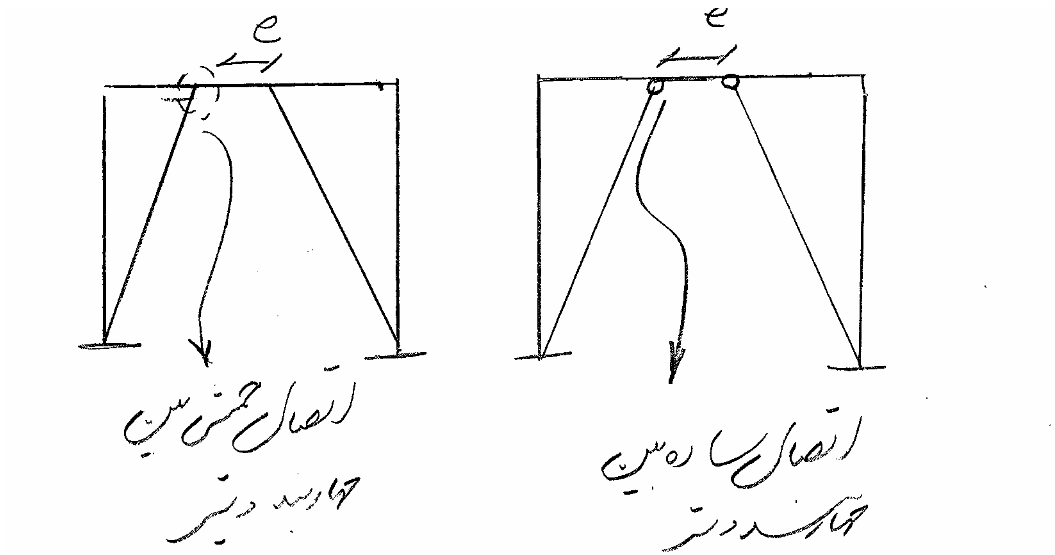


برش مورد انتظار جان تیر پیوند $R_y V_n$ که در آن :

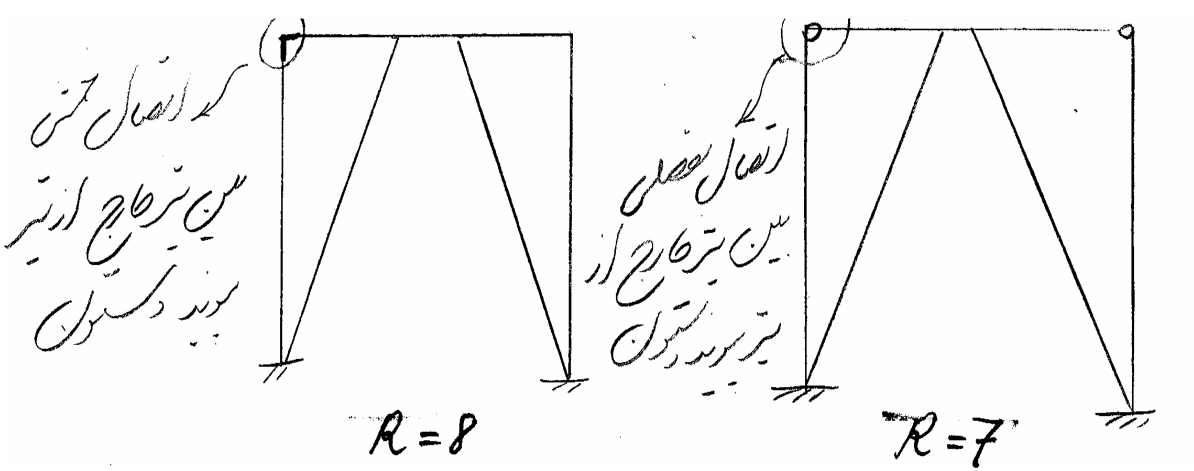
$$V_n = Min(V_p, \frac{2M_p}{e})$$

مقاومت خمشی و محوری مهاربندها باید جوابگوی ایجاد مقاومت برشی مورد انتظار در تیر پیوند با در نظر گرفتن اثرات سخت شدگی کرنش را بنماید.

در محل اتصال مهاربند به تیر هر دو نوع اتصال مجازند:



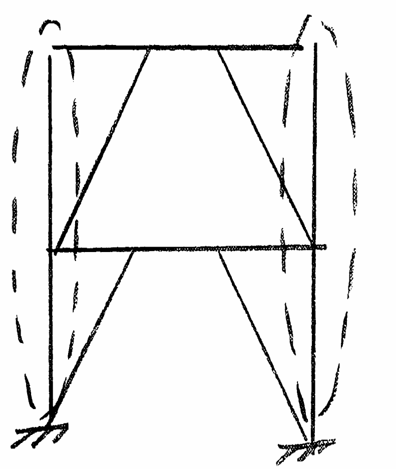
اتصال تیر خارج از تیر پیوند به ستون هم خمشی و هم مفصلی مجاز است:



- مولفه افقی مهاربند نیروی محوری قابل توجهی در تیر خارج از تیر پیوند ایجاد می نماید. بنابراین تیر خارج از تیر پیوند باید به صورت تیر ستون طراحی گردد، در این صورت اگر برای کاهش طول موثر تیر خارج از تیر پیوند مهار جانبی به کار رود این مهارها باید برای نیروی بالها طراحی گردند (نیروی مهار جانبی)

ستونهای قابهای EBF

از آنجا که هر ستون تأثیر طبقات بالاتر را علاوه بر خود طبقه را دارد بسیار مشکل است که ببینیم که ظرفیت هر یک از مهاربندهای طبقات به چه مقدار می رسد و تأثیر آن در ستون هر طبقه چیست؟



در واقع شکست ترد برشی یعنی کمانش برشی را حذف می کنیم و تسلیم برشی که مقدم بر خمش است را حاکم می کنیم (با کوتاه کردن تیر) و بنابراین بقیه اجزاء را به راحتی می تواند بررسی کرد ولی اگر e بلند باشد، خمش حاکم می شود و Proportioning سخت می شود.

روش جایگزین برای طراحی ستونها یک آنالیز ناشی از نیروهای جانبی زلزله با ضریب Ω_0 و نیروهای محوری و لنگر ستون را براساس آن بدست می آوریم واین بدلیل عدم احتمال همزمانی تمام مفاصل است.

پایان