

به نام خدا

ویرایش چهارم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای ساختمانهای بلند مرتبه

تابستان ۱۴۰۳

ارائه دهنده :

علیرضا فاروقی

دکترای تخصصی مهندسی سازه



@ISTAINS



@Faroughi.alireza

نسخه : ۱۴۰۳/۰۶/۰۵

عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق
عضو کمیته ایرانی نرم افزار های مهندسی و کارگروه بتن
عضو کارگروه طیف استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش پنجم
عضو کارگروه فصل بیستم آیین نامه بتن (ضوابط لرزه ای)

سرفصل مباحث

شماره دوره: ۳۳۴	صلاحیت: محاسبات	رشته: عمران (پایه دو به یک)	
مدت: (ساعت)	سرفصل های آموزشی		ردیف
۱۶	حرکت زمین		۱
	ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی		۲
	الزامات ژئوتکنیکی		۳
	ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای		۴
	ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای سازه‌های غیرساختمانی		۵

حرکت زمین

۱-۲ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند (۱-۲) باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای (۱-۵-۲) و (۲-۵-۲) استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند (۳-۵-۲) را ملحوظ داشت.

۱- حرکت زمین ($Sa=A.B$)

الف : محاسبه پارامترها

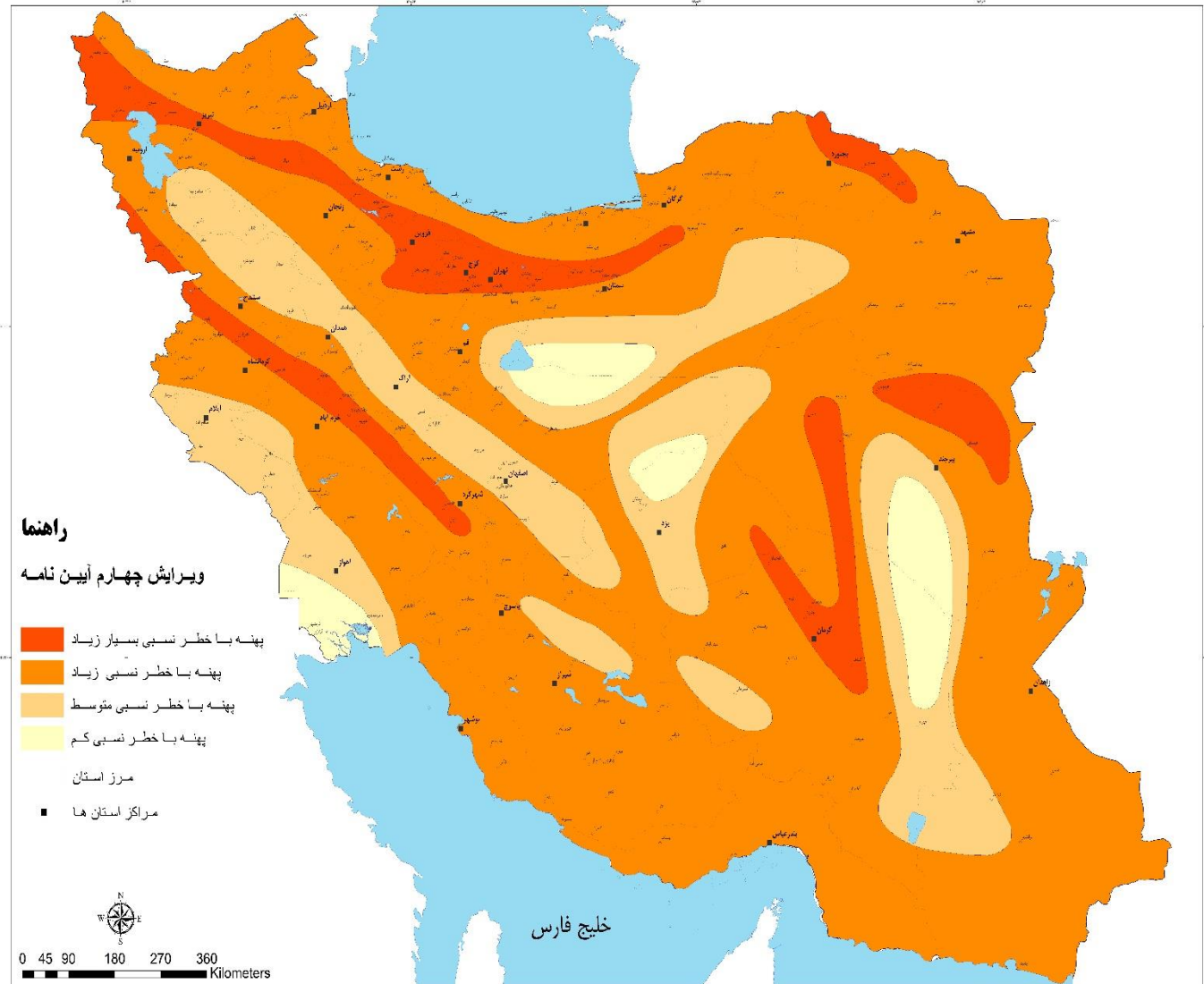
برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، پارامترهای نسبت شتاب مبنای طرح، A ، و ضریب بازتاب ساختمان، B ، باید مطابق ضوابط بندهای (۲-۲) و (۳-۲) تعیین شوند.

جدول ۱-۲

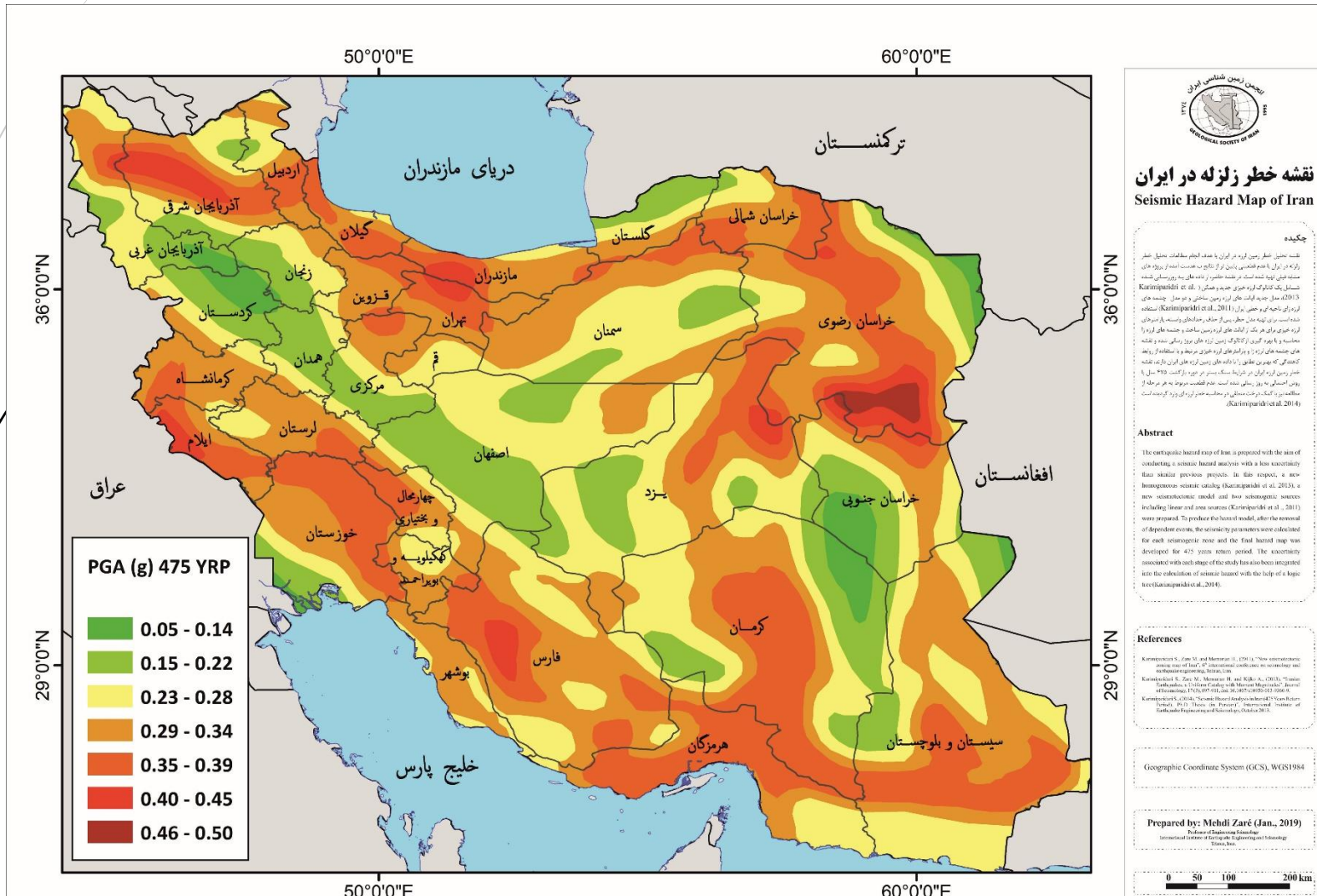
منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

گام اول : A

http://www.sapla.ir/HazardMap_2800.aspx?Apid=44406



انجمن زمین شناسی ایران



جمهوری اسلامی ایران
معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

راهنمای کاربردی انجام تحلیل خطر زلزله

نشریه شماره ۶۲۶

معاونت نظارت راهبردی
امور نظام فنی

nezamfanni.ir

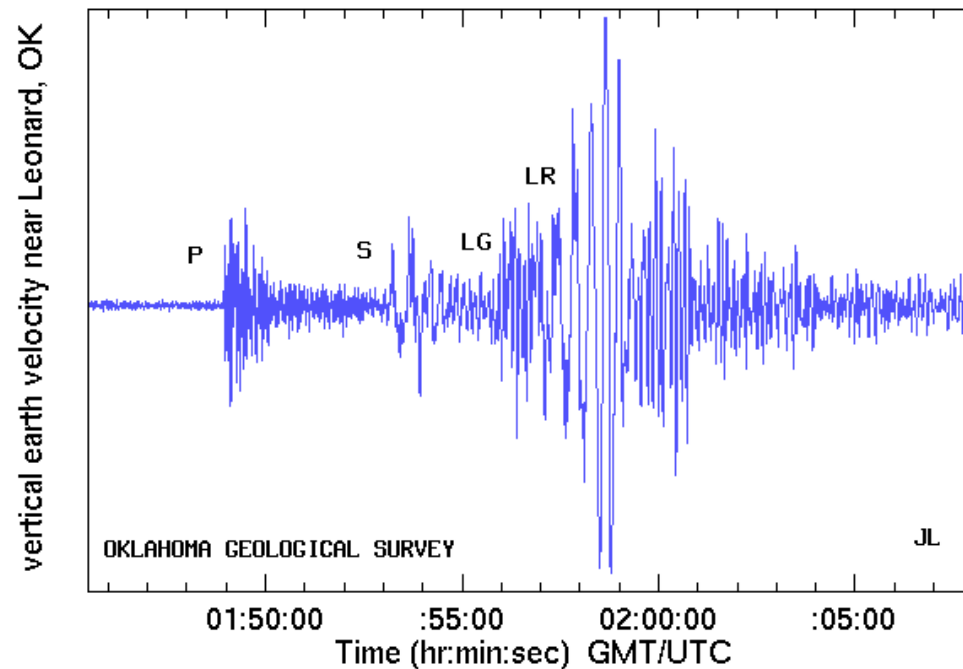
تحلیل خطر زلزله

الف : شتاب مبنای طرح - A تحلیل خطر زلزله

۱- چرا تحلیل خطر زلزله ؟

همانطور که گفته شد مقدمه انجام هر تحلیلی ورودی آن تحلیل است و در بحث های سازه های بلند مرتبه و مهم دقت اطلاعات ورودی (بارهای کاربری، خصوصیات منطقه و مشخصات سازه مورد مطالعه) باید دقیق باشد! این کار **عملی ترین** روش **پیشبینی زلزله در مهندسی سازه** است!

1999 JUL03, WASHINGTON STATE, mb=5.5



NaDiMa Dialogue #2 | Earthquake: Engineering Meets Economics

Attieh Eshaghi

Assistant Professor, Iran Strong Motion Network, Tehran, Iran

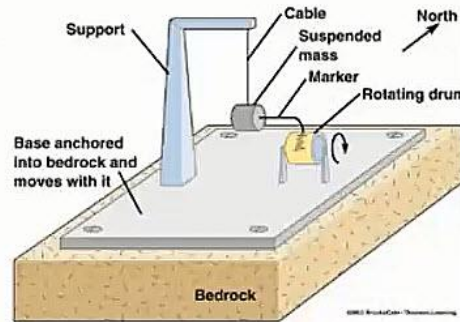
Earthquake Recording

Seismograph (seismometer)

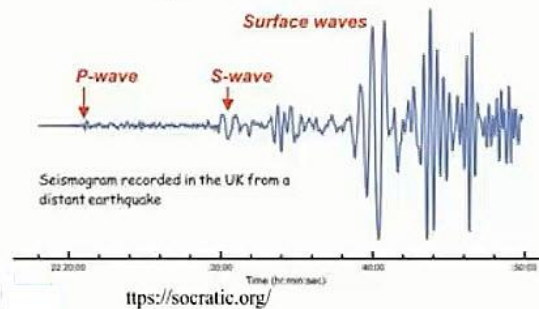
- An instrument used to detect and record earthquakes

Seismogram

- A graph output by a seismograph.
- It is a record of the ground motion at a measuring station as a function of time.



لرزه نگارها



VE-5x Seismometer.
www.geosig.com

Seismometer and Accelerometer

Seismometer: لرزه سنج

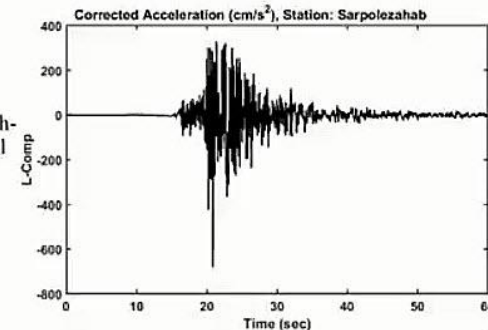
- Measures the velocity of a point on the ground during earthquake
- Very sensitive instrument that can detect movements of the Earth's surface at far distances.
- Seismograms used for science (earth structure, velocity of layers,...)
- Clips for strong earthquake in close distances (saturate)



Guralp Fortis and Fortimus strong motion accelerometers

Accelerometer: شتاب سنج

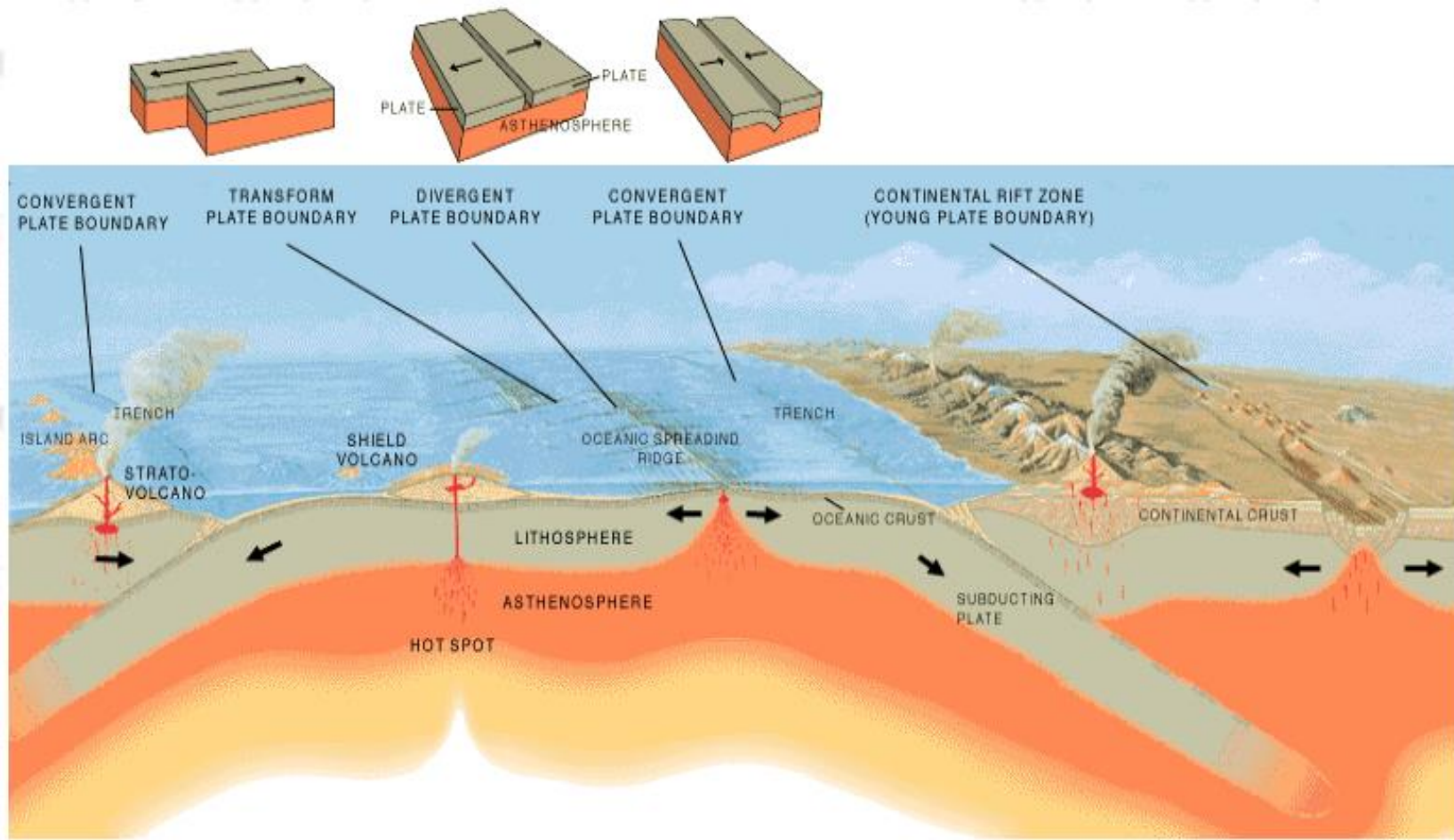
- Measures the acceleration of a point on the ground during earthquake
- Designed to measure the large amplitude, high-frequency seismic waves typical of large local earthquakes.
- Less sensitive with wider range ($\pm 2g$)
- Accelerograms used more for engineering application



تحلیل خطر زلزله

۲- اطلاعات مربوط به برآورد خطر زلزله

برای تخمین شتاب و متناسب آن نیروی زلزله ابتدا لازم است تا عوامل ایجاد آن را بشناسیم. همانطور که می دانیم زلزله انرژی آزاد شده در زیر پوسته است، لذا محل‌های این آزاد سازی اصلی ترین مسبب زلزله هستند مانند گسل‌ها، آتشفشان‌های بزرگ و ...



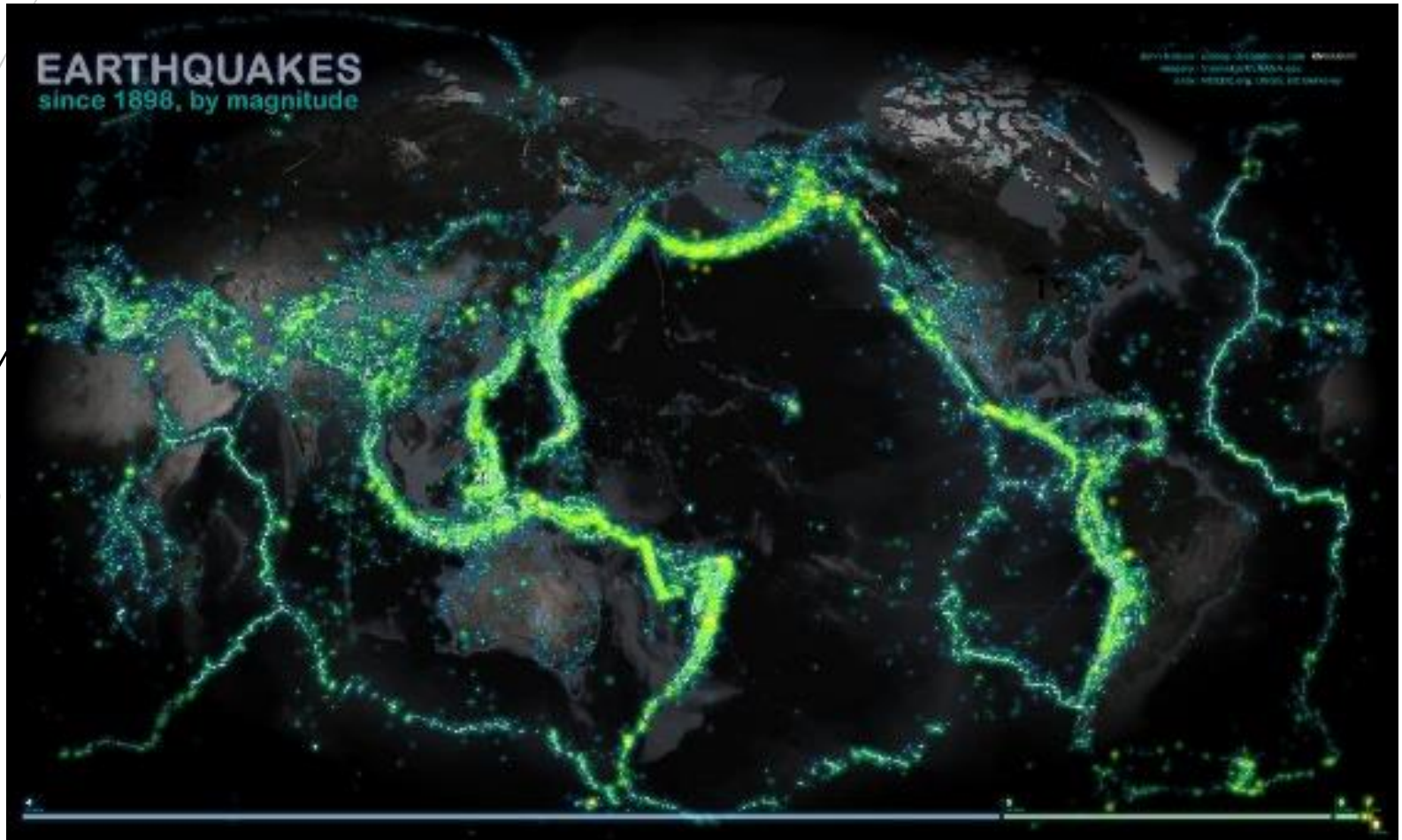
تحلیل خطر زلزله



Alireza Faroughi
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

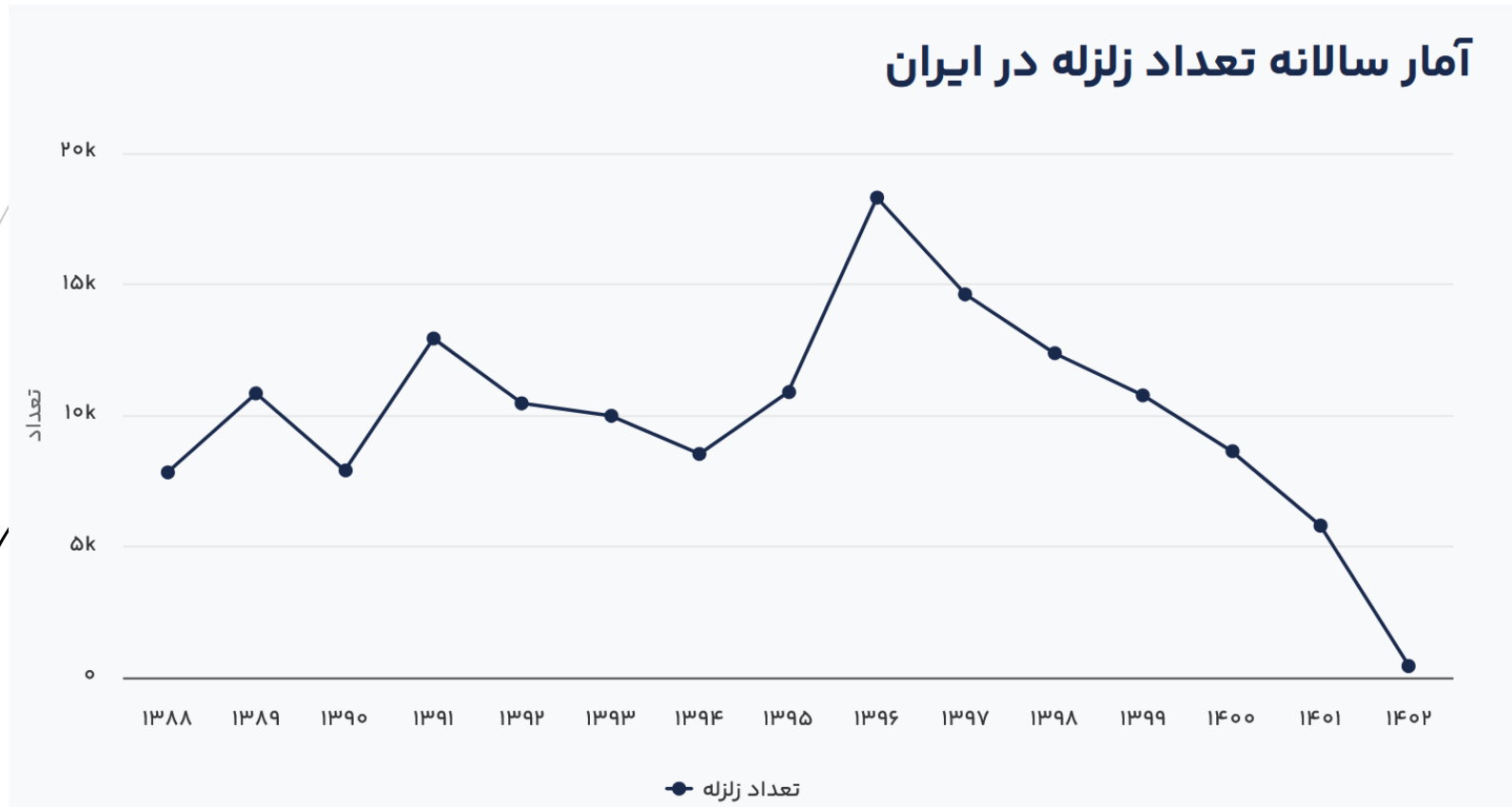
تحلیل خطر زلزله



تحلیل خطر زلزله

۱-۲- مناطق لرزه خیز دنیا عبارتند از :

- ▶ کمربند آلپ هیمالیا و یا **آلباید** که ۱۵ درصد زلزله های دنیا در این کمربند رخ می دهد و متوسط زلزله های مهیب آن بزرگایی حدود ۷ ریشتر دارد.
- ▶ کمربند حاشیه اقیانوس آرام که ۸۰ درصد زلزله های دنیا در این کمربند رخ می دهد و متوسط زلزله های مهیب آن بزرگایی حدود ۸ ریشتر دارد.
- ▶ کشور ما ایران در کمربند **اول** یعنی کمربند آلپ هیمالیا واقع شده است. ۸۰ درصد شهر های کشور ما دارای خطر نسبی زلزله بالا هستند و در قرن بیستم ۸۰ درصد تلفات انسانی ایران از بلایای طبیعی بر اثر زلزله بوده است.



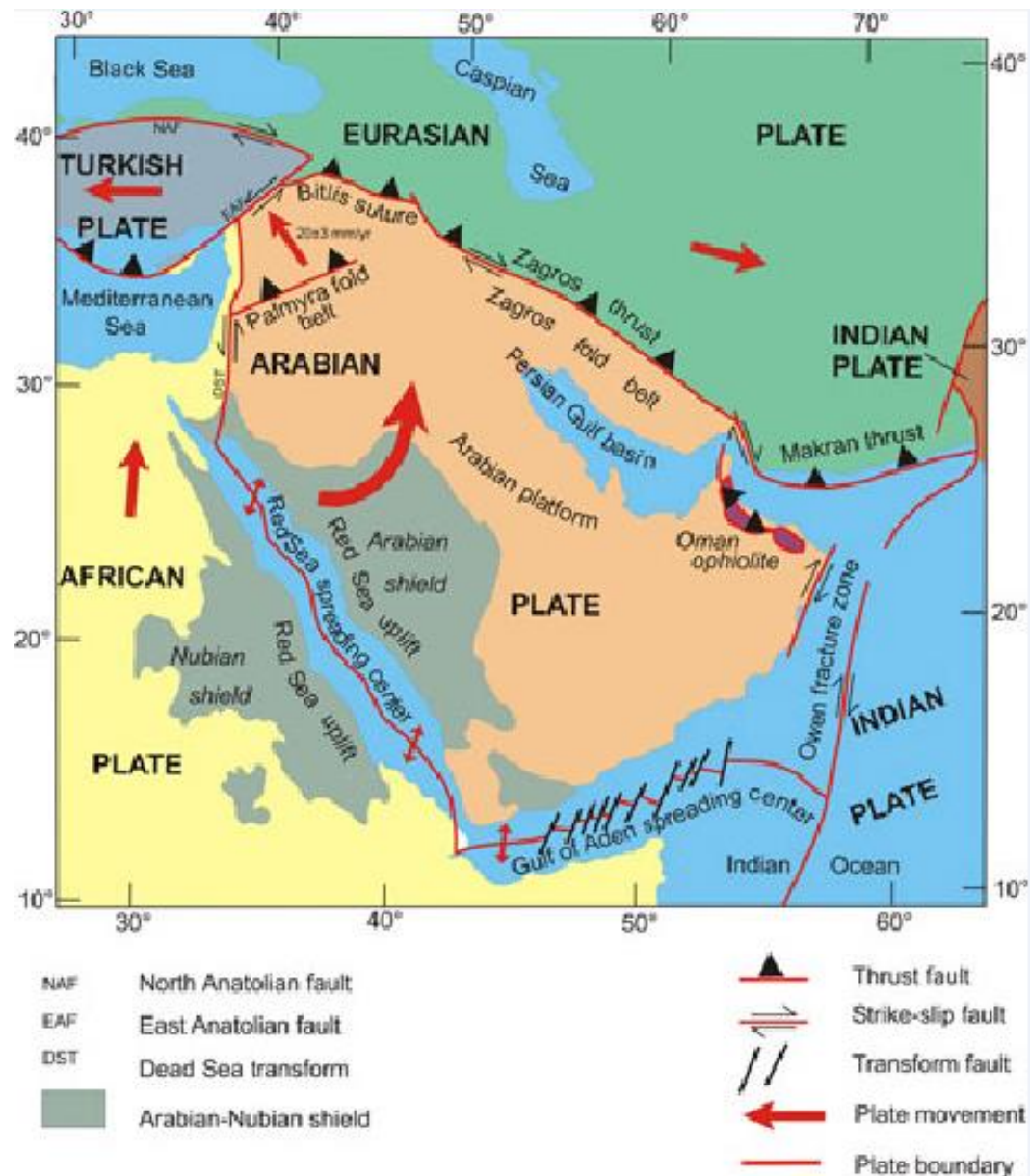
آمار نشان می دهد در کشور هر ۱۰ سال یک زلزله بزرگتر از ۷ ریشتر داریم و هر سال یک تا دو زلزله بین ۶ تا ۶.۵ ریشتر رخ می دهد.

Alireza Faroughi

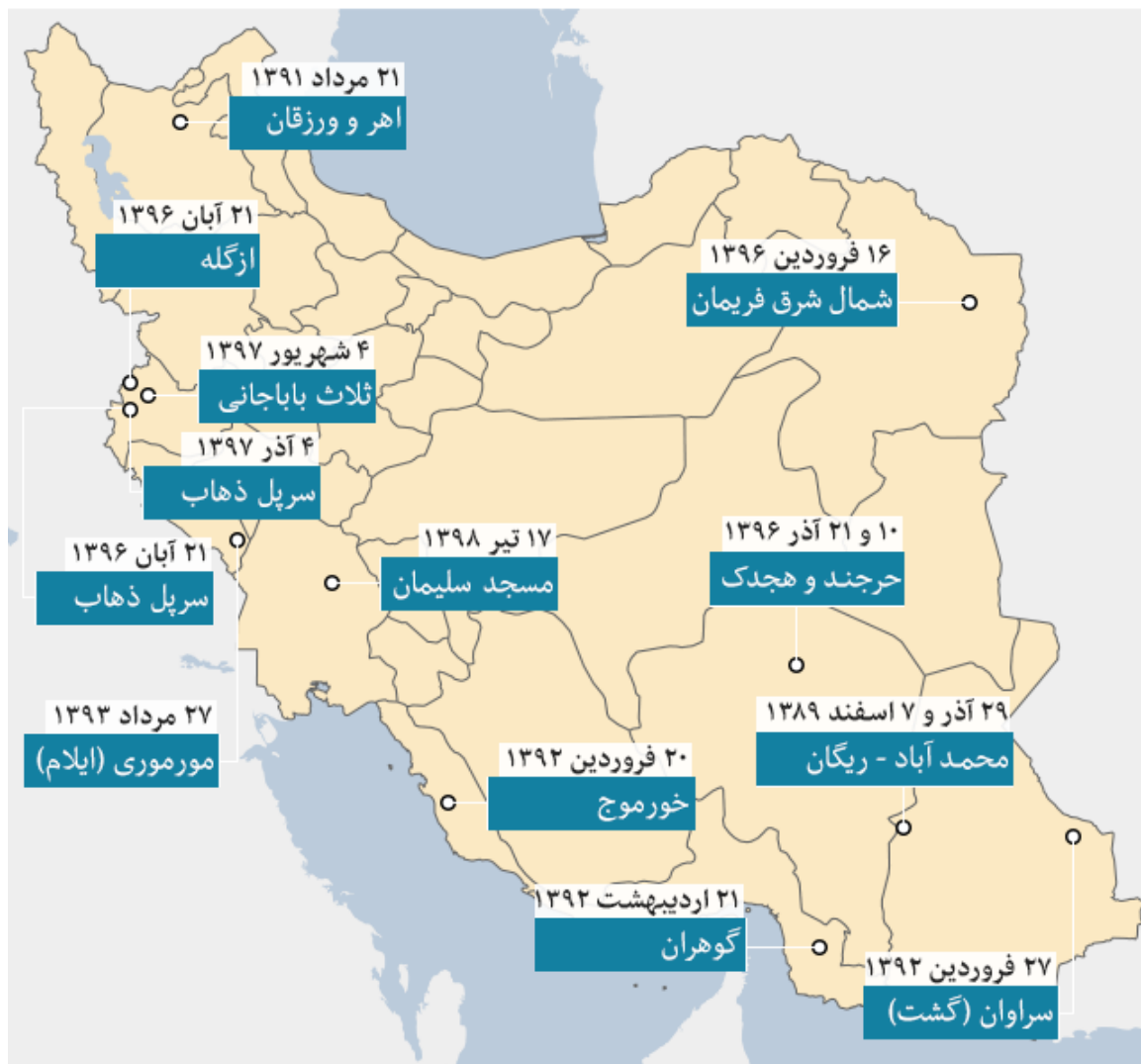
Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق



زلزله های یک دهه اخیر در ایران با بزرگی بیش از پنج



تحلیل خطر زلزله

۳- محاسبه مقدار A:

گام اول : یافتن گسل‌های مهم

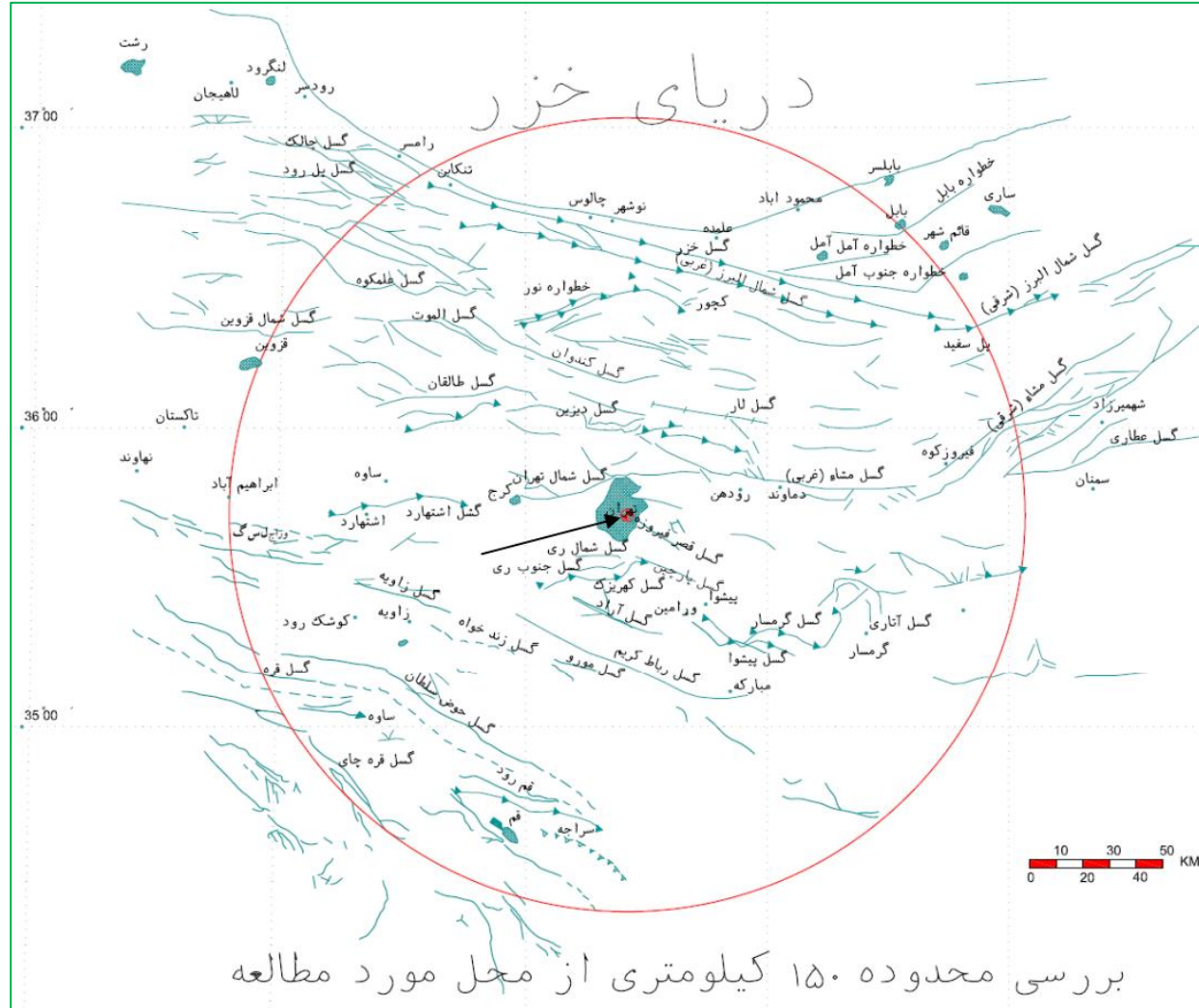
برای هر تحلیل خطر اولین گام یافتن گسل‌های موثر بر منطقه مورد نظر است که با توجه به درجه اهمیت پروژه و افزایش حساسیت آن ، شعاع تاثیر افزایش می یابد. (حداقل ۱۵۰ کیلومتر)

با توجه به مکانیزم وقوع زلزله بزرگای زلزله حاصل از گسل‌ها ارتباط مستقیمی با طول گسل و یا به عبارت دقیق تر طول پارگی گسل دارد. اصولاً گسل‌ها به سه دسته زیر تقسیم می شوند :

- ۱- گسل‌های فرعی (با طولی کمتر از ۲ کیلومتر)
- ۲- گسل‌های متوسط (با طولی بین ۲ تا ۱۰ کیلومتر)
- ۳- گسل‌های اصلی (بزرگتر از ۱۰ کیلومتر)

تحليل خطر زلزله

۳- محاسبه مقدار A:



بررسی محدوده ۱۵۰ کیلومتری از محل مورد مطالعه

بزرگای زلزله :

برای بدست آوردن بیشینه بزرگای زلزله هرگسل با جمع آوری اطلاعات زمین شناختی در هر منطقه (ایالت) لرزه خیز رابطه ای بر حسب طول پارگی گسل با بزرگا ارائه می شود که داریم :

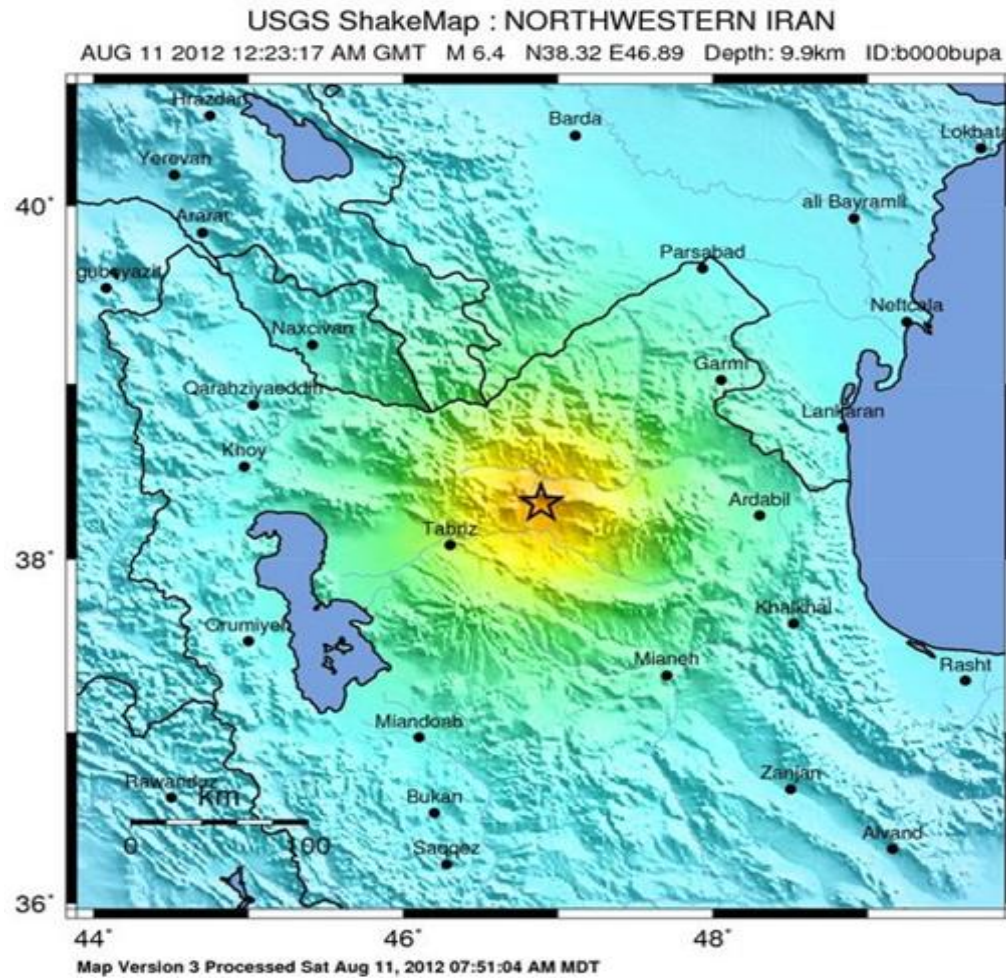
$$M = a + b \cdot \log L$$

L : طول پارگی (معمولاً به متر)

از آنجا که تمام طول گسل در امر ذخیره سازی انرژی مورد نظر و آزاد نمودن آن (وقوع زمین لرزه) دخالت ندارد و نتایج تحقیقات فقط، طول گسیختگی را دخیل می داند لذا در رابطه ذکر شده فقط طول گسیختگی لحاظ شده است. برای گسلهای کوتاه تر از ۳۰۰ کیلومتر تا ۵۰ در صد طول هم امکان گسیختگی وجود دارد. ضرایب a, b هم با بررسی های آماری و زمین شناسی بدست می آید و برای مناطق مختلف متفاوت است. به طور مثال بر اساس مطالعات لرزه خیزی ایران - مهاجر اشجعی و نوروزی- داریم : $a=5.4, b=1.0$

شدت زلزله :

قدرت تخریبی یک زلزله علاوه بر قدرت آن به ساختار زمین در منطقه مورد نظر و طراحی و مکان سازه های ساخت بشر بستگی دارد. میزان ویرانی های به بار آمده را معمولاً با مقیاس مرکالی بیان می کنند. دانشمندان می توانند درجه مقیاس ریشتر را درست پس از زمین لرزه و زمانی که امکان مقایسه اطلاعات از ایستگاه های مختلف زلزله نگاری به وجود آمده، معین کنند اما برای محاسبه دقیق درجه مرکالی لازم است که محققان زمانی کافی برای بررسی اتفاقاتی که حین زمین لرزه روی داده است، در اختیار داشته باشند. البته هم اکنون روشهایی برای برآورد آن بدون بررسی دقیق محققان فراهم شده است. اعداد مقیاس شدت به صورت **اعداد یونانی** استفاده می شوند تا بدون ممیز استفاده شوند.



PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Mod./Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<0.05	0.3	2.8	6.2	12	22	40	75	>139
PEAK VEL.(cm/s)	<0.02	0.1	1.4	4.7	9.6	20	41	86	>178
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X+

Scale based upon Worden et al. (2011)

Earthquake Magnitude Classes

Earthquakes are also classified in categories ranging from minor to great, depending on their magnitude.

Class	Magnitude
Great	8 or more
Major	7 - 7.9
Strong	6 - 6.9 (Large)
Moderate	5 - 5.9
Light	4 - 4.9
Minor	3 - 3.9

انرژی زلزله:

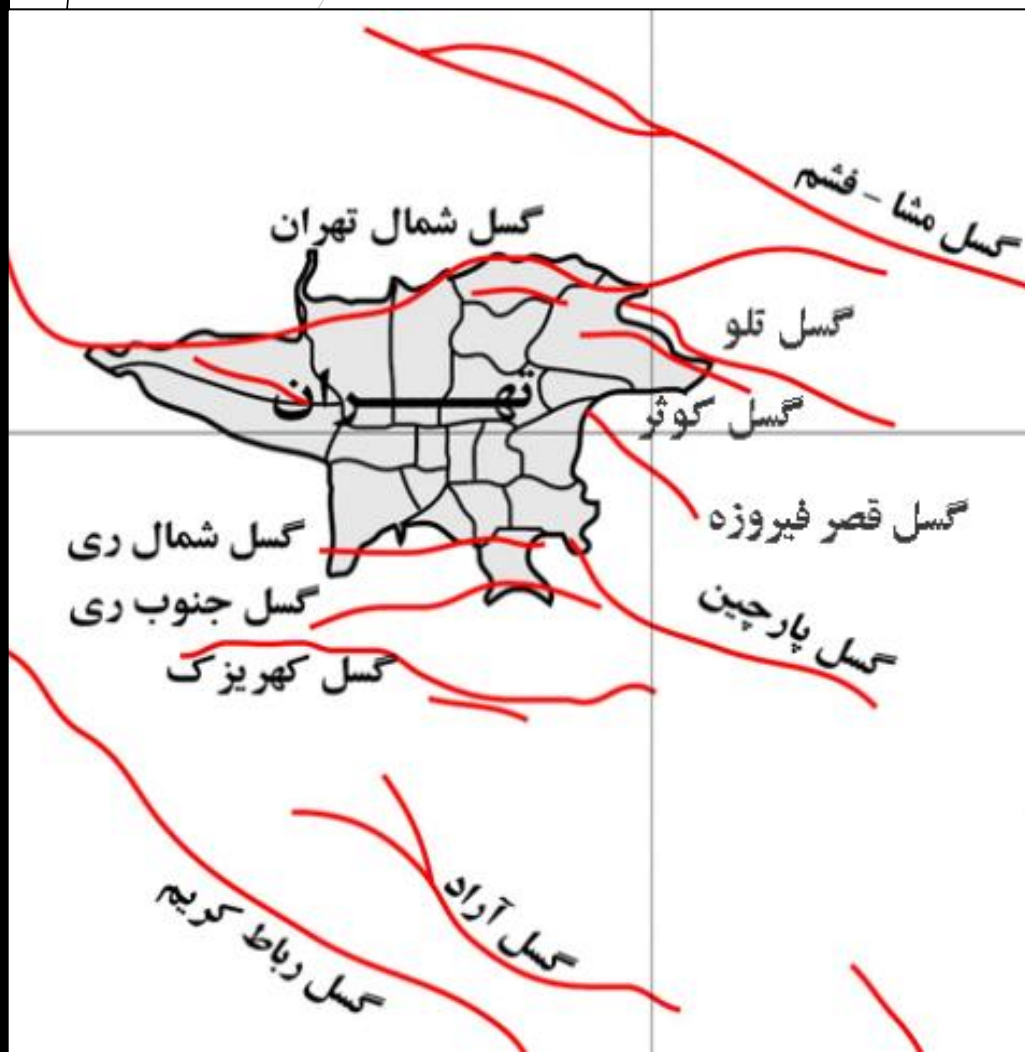
اگر بزرگی زمین‌لرزه‌ای M در مقیاس ریشتر باشد. انرژی آزاد شده آن زمین‌لرزه E در یکای ارگ خواهد بود:

$$\text{Log}E = 11.8 + 1.5M$$

مطابق رابطه فوق مقدار انرژی آزاد شده در هر ۰.۱ واحد ۱.۴۱ برابر و در هر ۰.۲ ریشتر ۲ برابر شده و با هر واحد افزایش ۳۱.۶ برابر می شود یعنی انرژی زلزله ۶ ریشتری ۳۱.۶ برابر زلزله ۵ ریشتری است. پس ۲ واحد افزایش بزرگا انرژی زلزله را ۱۰۰۰ برابر می کند!!

بمب اتمی امریکا در ۱۹۴۵ روی هیروشیما (بمب اتمی لیتل بوی) معادل ۲۰۰۰۰ تن T.N.T قدرت تخریبی برابر یک زلزله با بزرگی ۶ ریشتر داشت. بنابراین یک زلزله ۸ ریشتری برابر ۱۰۰۰ بمب اتم است!

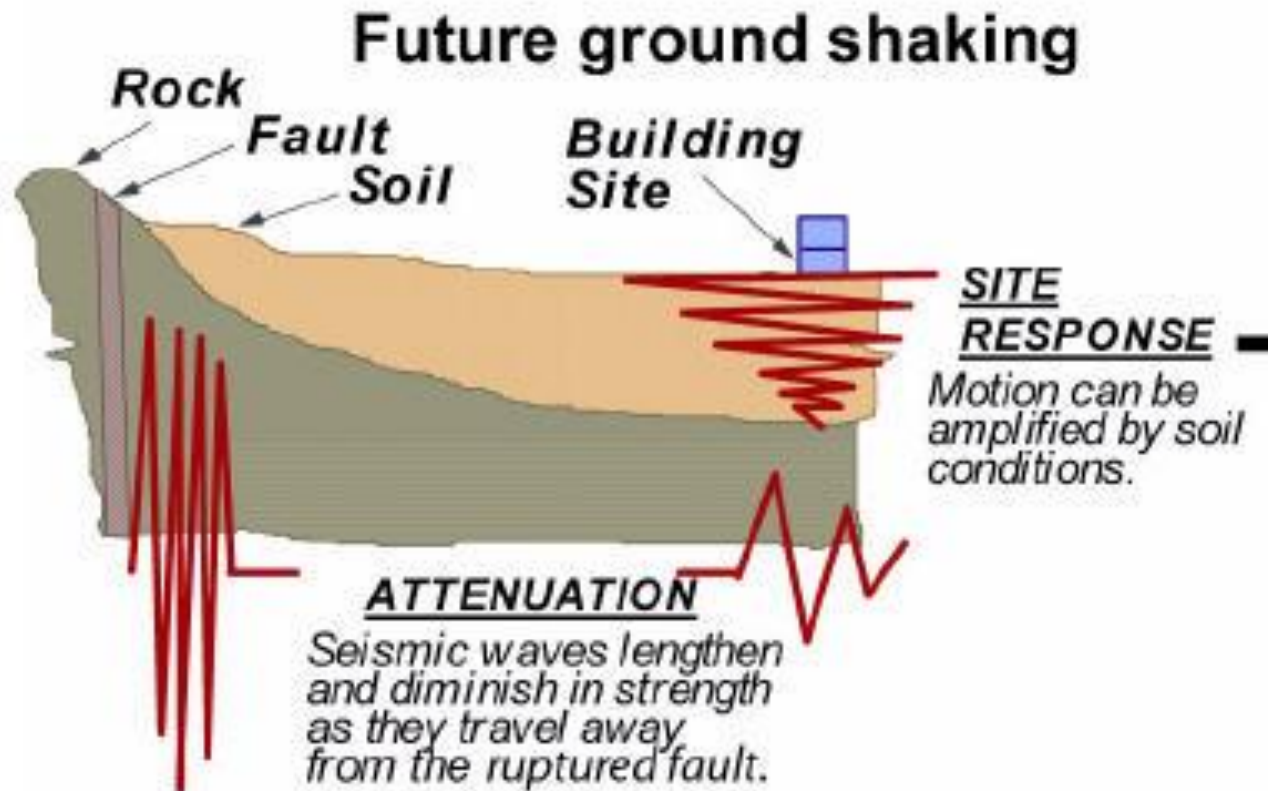
<http://sapla.ir/SeismologyBySeismId.aspx?Apid=44406>
<https://iranhazard.mporg.ir/Faults.aspx>



شماره	گسل	طول (کیلومتر)	بزرگا M max
۱	مشا	۲۰۰	۷,۵
۲	شمال تهران	۷۵	۷,۰
۳	نیاوران	۱۳	۶,۰
۴	شمال ری	۱۷	۶,۱
۵	جنوب ری	۱۸,۵	۶,۲
۶	کهریزک	۴۰	۶,۶
۷	کوثر	۱۸	۶,۲
۸	تلو	۱۳	۶,۰
۹	قصر فیروزه	۱۳,۵	۶,۰
۱۰	پارچین	۲۸	۶,۴

تحلیل خطر زلزله

گام دوم : انتخاب روابط کاهندگی



تحلیل خطر زلزله

Ground motion prediction equations 1964–2023 (*incomplete*)

John Douglas
Department of Civil and Environmental Engineering
University of Strathclyde
United Kingdom
john.douglas@strath.ac.uk
<https://www.strath.ac.uk/staff/douglasjohn/>
Tuesday 2nd April, 2024

Reference	Area	H	V	E	$M_{\min}$	$M_{\max}$	M scale	$r_{\min}$	$r_{\max}$	r scale	S	C	R	M
Zafarani et al. (2018)	Iran	1551	-	200	4.0	7.3	M_w (M_L)	0.6*	200*	r_{jb} (r_{epi})	4	G	1M	A (R, S, U)
Darzi et al. (2019)	Iran	1350	-	370	4.5	7.4	M_w (M_s , m_b)	1*	200*	r_{epi} , r_{hypo} , r_{jb} & r_{rup}	3	G	2M	A (S, R, U)
Farajpour et al. (2019)	Iran	1356 ¹⁵⁶	-	208	4.8	7.5	M_w	1.5*	350*	r_{rup}	C	G	1M	A (R, S, N)

2.14 Ambraseys (1975b), Ambraseys (1975a) & Ambraseys (1978a)

- Ground-motion model is:

$$\log Y = b_1 + b_2 M_L + b_3 \log R$$

where Y is in cm/s^2 , $b_1 = 0.46$, $b_2 = 0.63$, $b_3 = -1.10$ and $\sigma = 0.32^3$

- Ambraseys and Bommer (1995) state that uses earthquakes with maximum focal depth of 15 km.

تحلیل خطر زلزله

2.271 Amiri et al. (2007a) & Amiri et al. (2007b)

- Ground-motion model is:

$$\ln y = C_1 + C_2 M_s + C_3 \ln[R + C_4 \exp(M_s)] + C_5 R$$

Seismic Province	Site Condition	Parameter	Coefficients of the attenuation model				σ_{Lny}
			C_1	C_2	C_3	C_5	
Alborz and Central Iran	Rock	PGAH	4.15	0.623	-0.96		0.478
		PGAV	3.46	0.635	-0.996		0.49
		PGVH	-0.71	0.894	-0.875		0.51
		PGVV	-2.18	0.99	-0.83		0.51
		EPAH	3.45	0.66	-0.88		0.457
		EPAV	2.25	0.67	-0.84		0.48
	Soil	PGAH	3.65	0.678	-0.95		0.496
		PGAV	3.03	0.732	-1.03		0.53
		PGVH	-1	1.03	-0.93		0.54
		PGVV	-2.5	1.08	-0.85		0.57
		EPAH	3.69	0.68	-1.01		0.5
		EPAV	3.42	0.69	-0.99		0.51
	Rock	PGAH	5.67	0.318	-0.77	-0.016	0.52
		PGAV	5.26	0.289	-0.8	-0.018	0.468
		PGVH	0.74	0.67	-0.93	-0.003	0.578
		PGVV	-1.61	0.91	-0.79	-0.0077	0.554
		EPAH	4.64	0.4	-0.67	-0.016	0.55
		EPAV	3.68	0.42	-0.63	-0.019	0.52
	Soil	PGAH	5.51	0.55	-1.31		0.488
		PGAV	5.52	0.36	-1.25		0.474
		PGVH	-0.54	0.95	-1.03		0.42
		PGVV	-1.45	1	-1.03		0.49
		EPAH	5.35	0.65	-1.47		0.44
		EPAV	4.59	0.53	-1.3		0.46

C4 حذف شده است.

تحلیل خطر زلزله

2.271 Amiri et al. (2007a) & Amiri et al. (2007b)

- Ground-motion model is:

$$\ln y = C_1 + C_2 M_s + C_3 \ln[R + C_4 \exp(M_s)] + C_5 R$$

484

G. G. Amiri, A. Mahdavian, and F. M. Dana

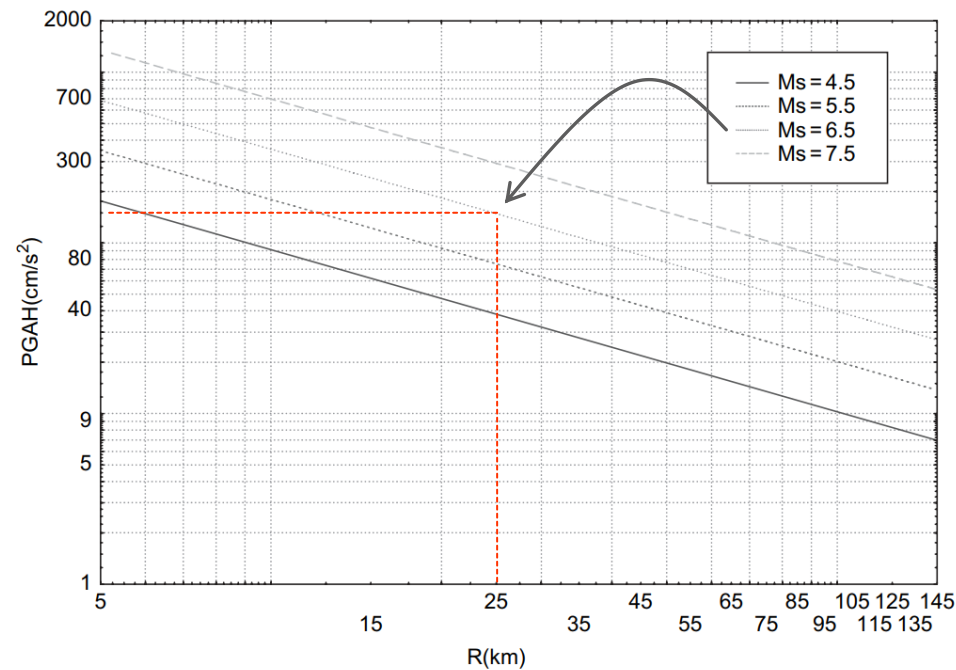


FIGURE 5 Diagrams for models with different magnitudes (Albor and Central Iran-soil ground type- logarithmic scale).

تحلیل خطر زلزله

گام سوم : انتخاب سطح خطر زلزله

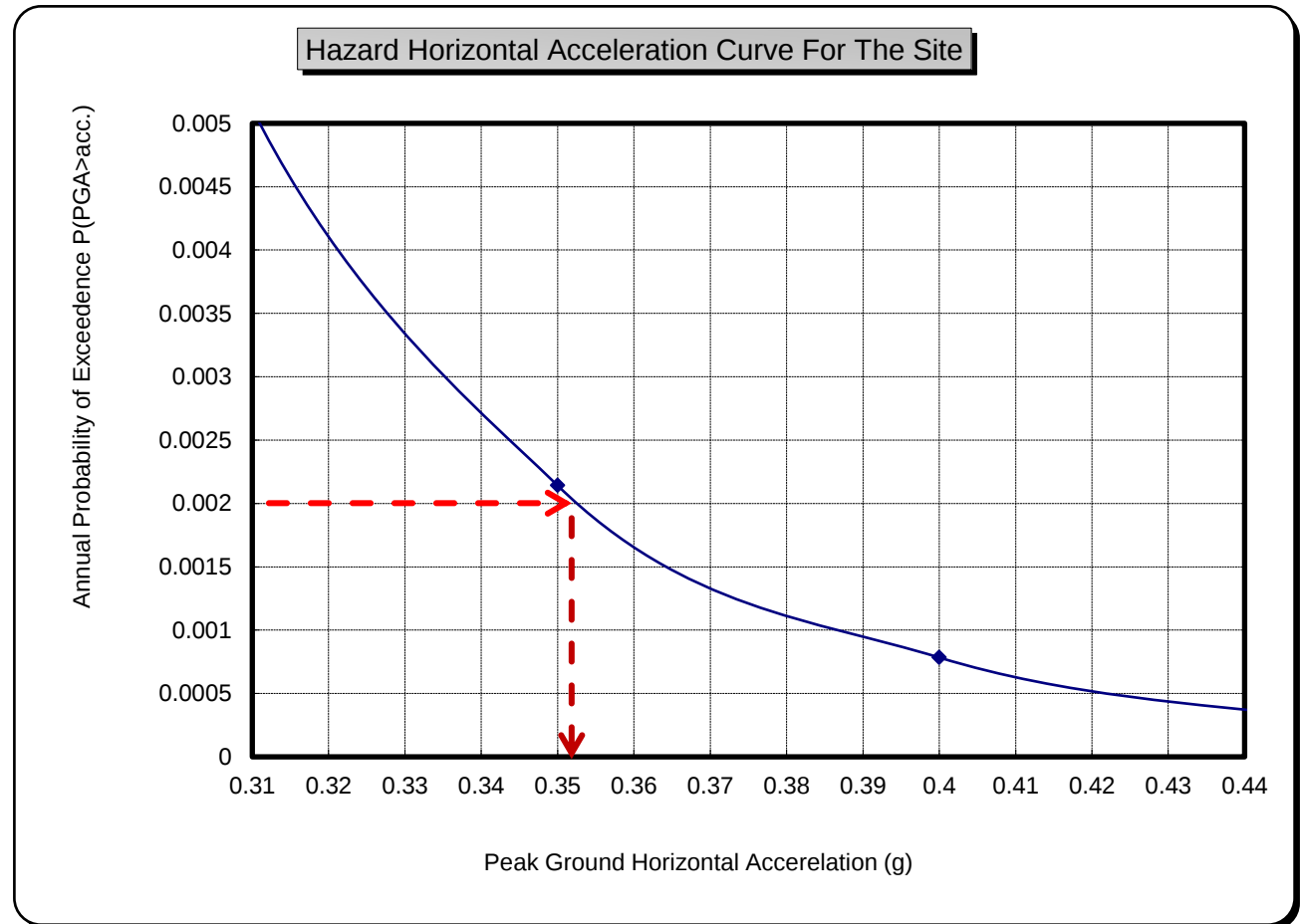
- ۱- سطح خطر - ۱: این سطح خطر براساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر - ۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله‌ی طرح» (DBE) نامیده شده‌است.
- ۲- سطح خطر - ۲: این سطح خطر براساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر زلزله - ۲ به عنوان «بیشینه زلزله‌ی محتمل» (MPE) نامیده می‌شود.
- ۳- سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد - در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه، مناسب می‌باشد.

$$\text{سال } T = 475 \rightarrow (-50/T) = 1 - e^{-10\%} = 10\% \text{ احتمال وقوع زلزله}$$

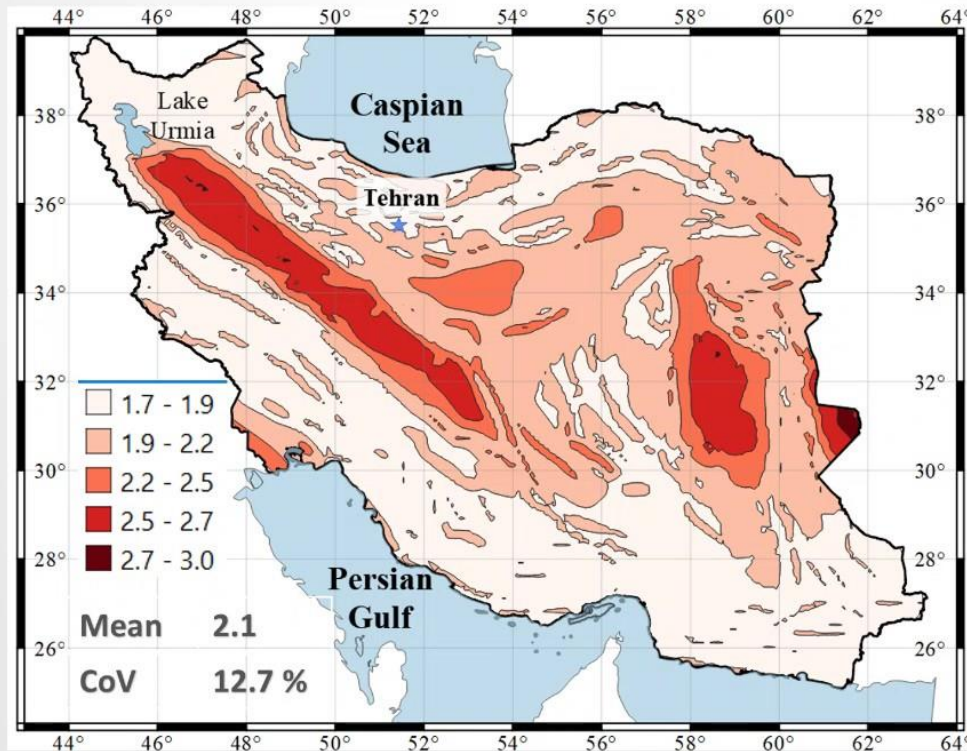
احتمال رخ داد سالانه APE:

$$= 1/T = 1/475 = .002$$

T دوره بازگشت



نسبت خطر ۲۴۷۵ ساله به خطر ۴۷۵ ساله (شتاب افقی، PGA) بر اساس نتایج EMME



جمهوری اسلامی ایران
وزارت مسکن و شهرسازی - شهرداری تهران

کارفرما
مرکز مطالعات و برنامه ریزی شهر تهران
نهاد مشترک مسئول تهیه طرح های جامع و تفصیلی شهر تهران

دستگاه بهره بردار
معاونت شهرسازی و معماری شهرداری تهران

قرارداد

تدوین ضوابط و مقررات شهرسازی به منظور ارتقای ایمنی در برابر زلزله در تهران
و تدوین سیاستها و راهبردهای مربوطه برای تهیه طرح جامع تهران

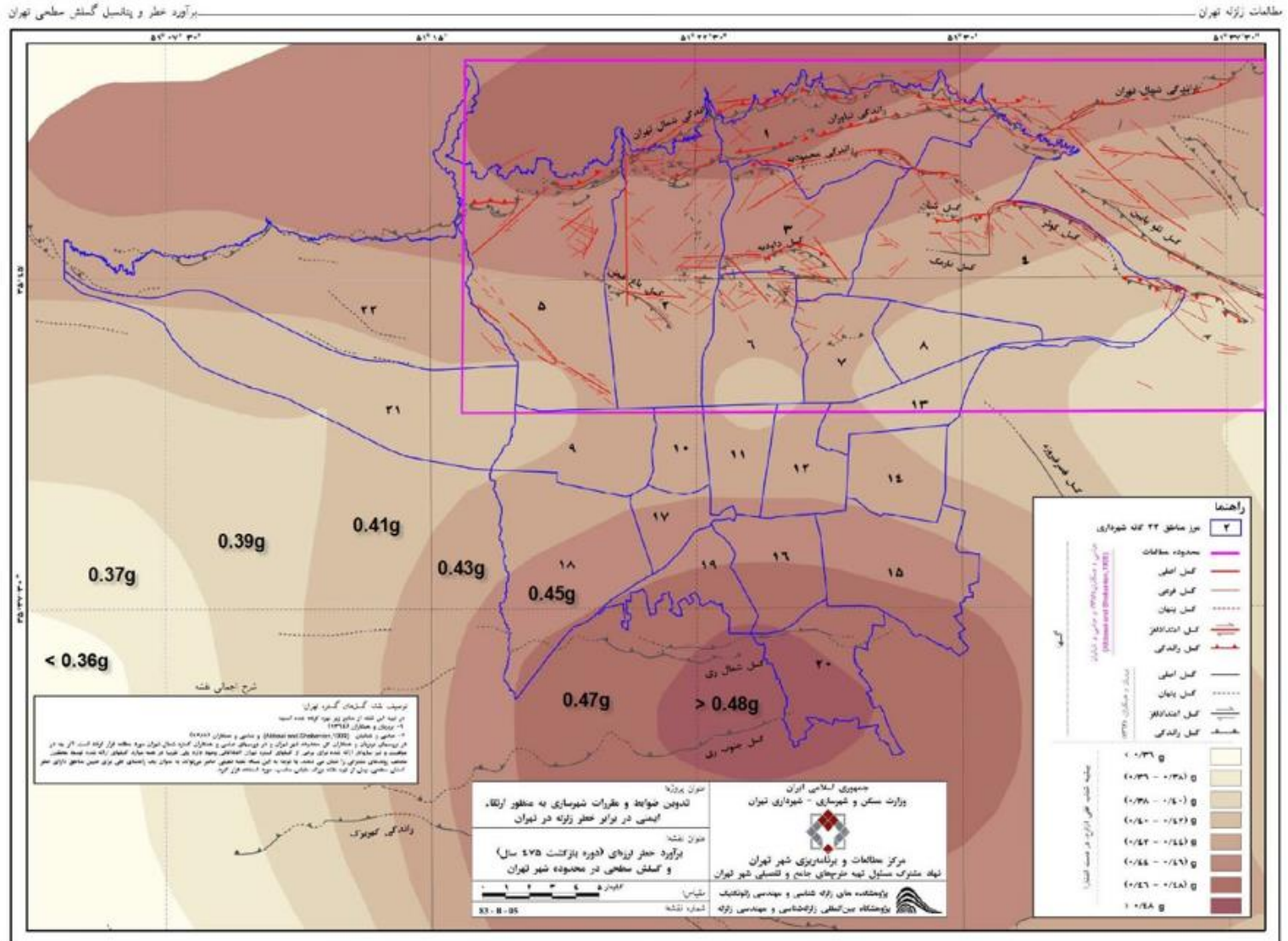


مشاور



پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

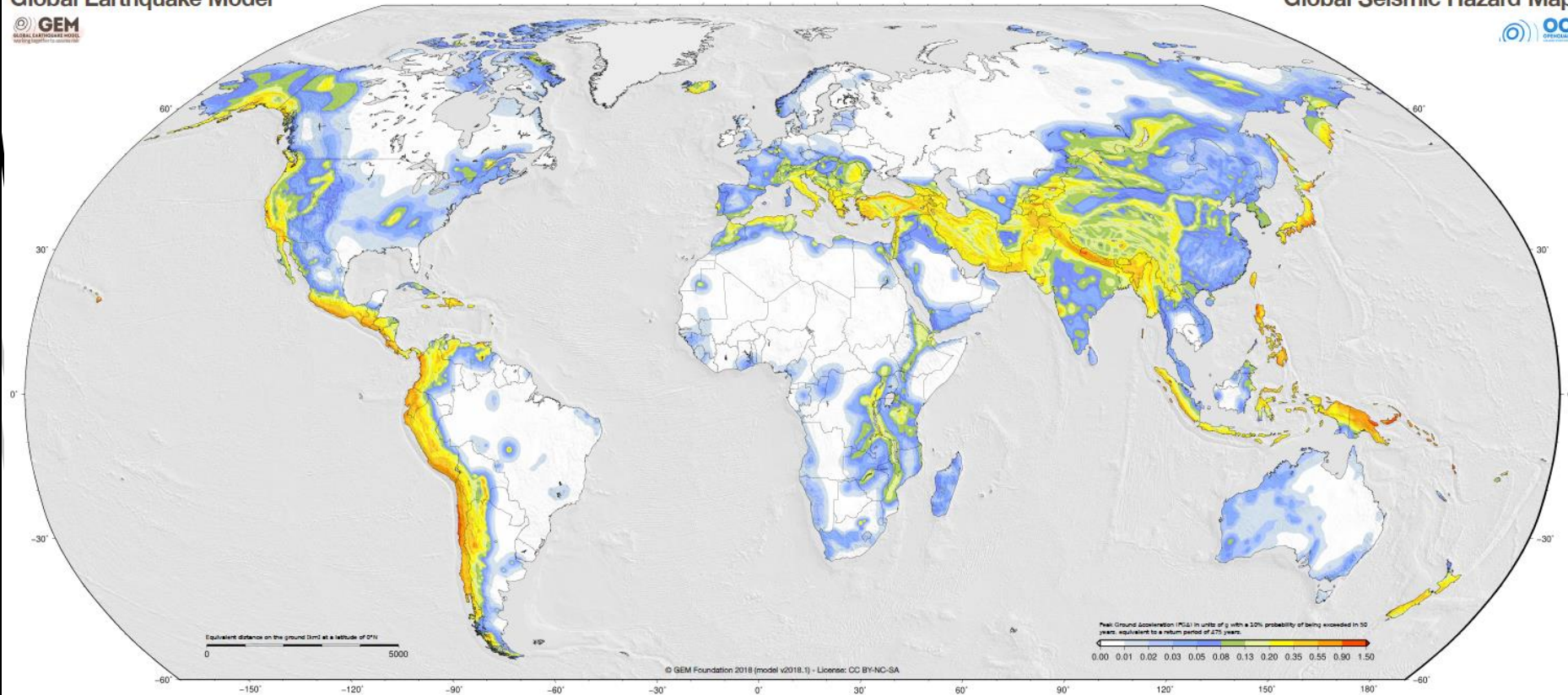
پاییز ۱۳۸۴



Global Earthquake Model



Global Seismic Hazard Map



مناطق لرزه خیزی سطح کره زمین (۲۰۲۳)

<https://maps.openquake.org/map/gshm-2023-1>

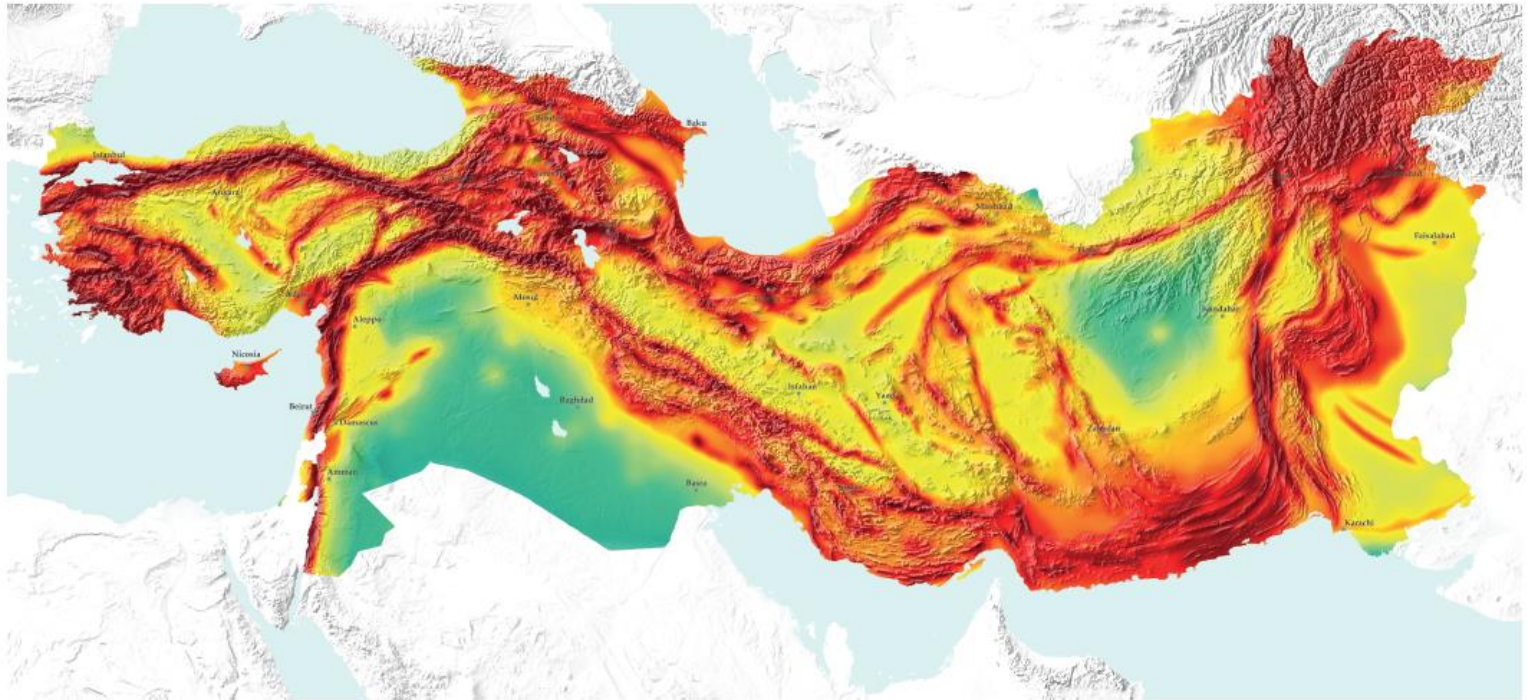
تحلیل خطر زلزله

لرزه خیزی خاور میانه (آلباید)

EMME
EARTHQUAKE MODEL OF
THE MIDDLE EAST REGION

SEISMIC HAZARD MAP OF THE MIDDLE EAST

edited by D. Giardini, L. Dancin, M. Erdik, K. Sesetyan, M. Demircioğlu, S. Akkar, L. Gülen and M. Zare, March 2018



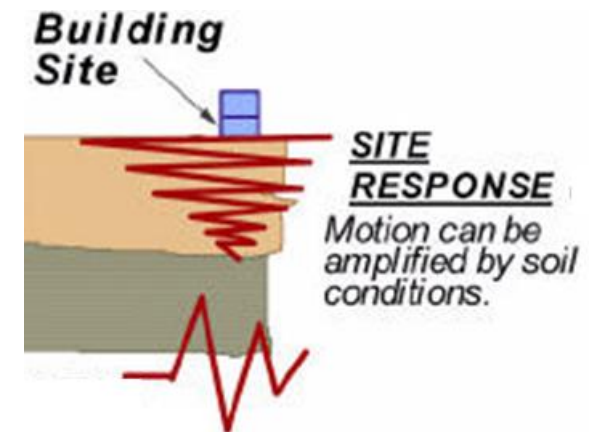
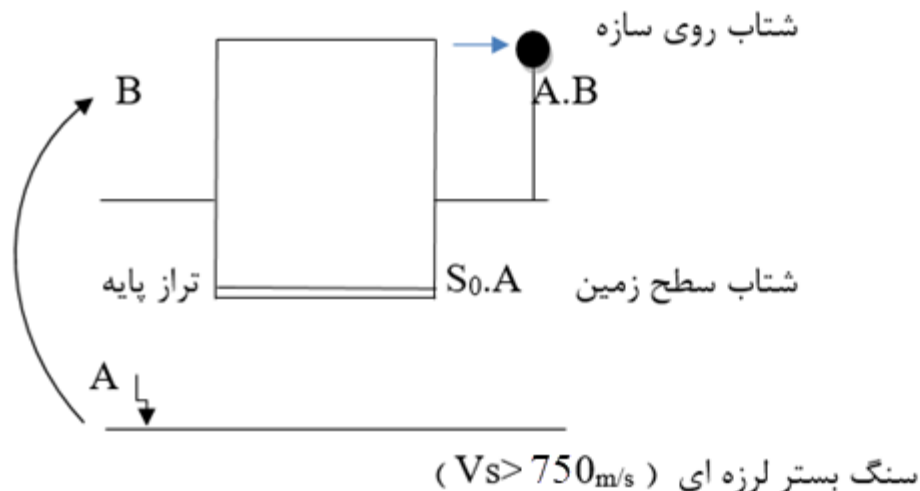
گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

۲-۳ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (1-2)$$

در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

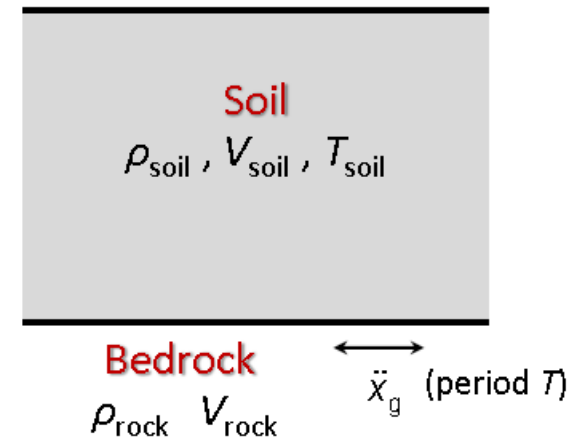


گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

Surface amplification (Kanai 1962)

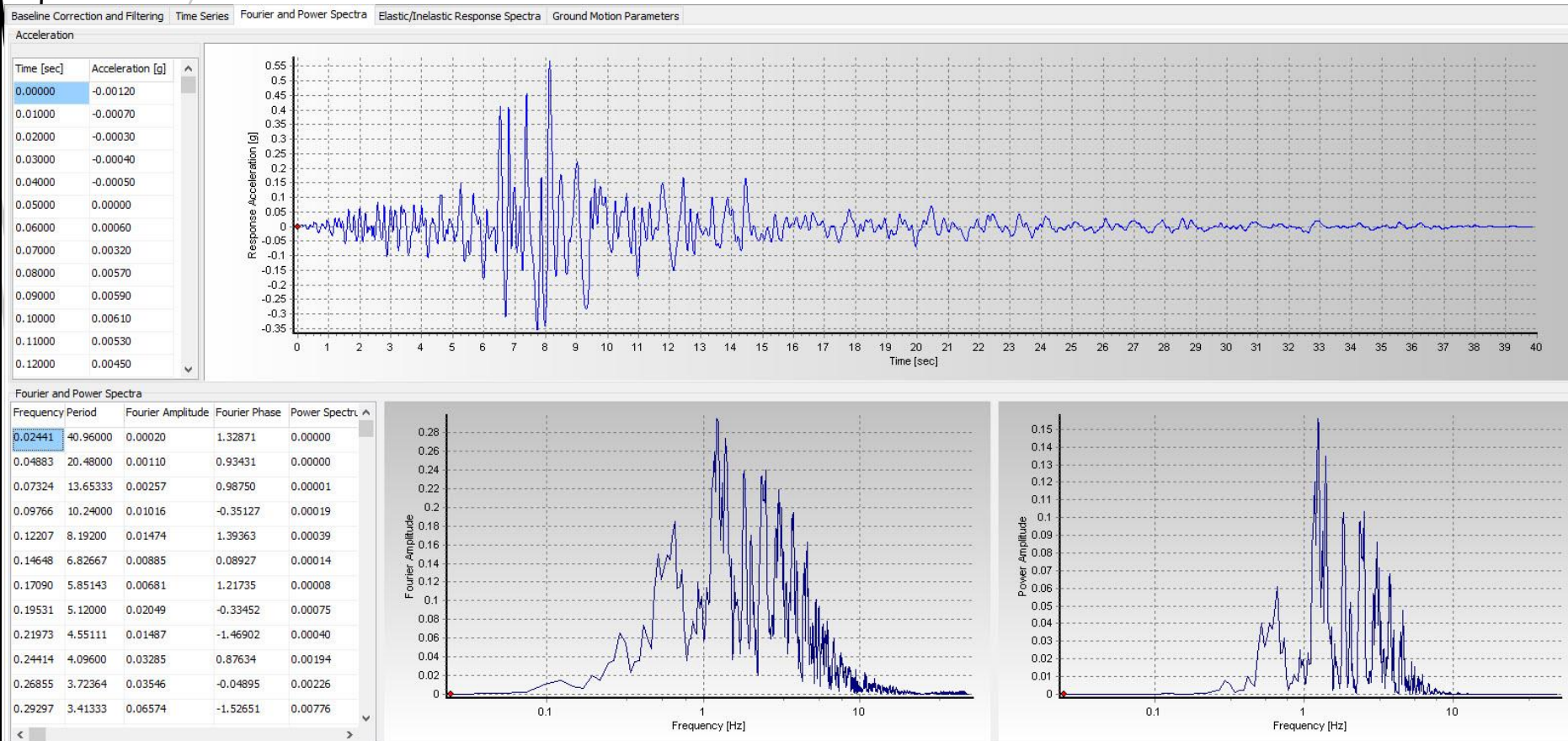
$$A(T) = \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+K}{1-K} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_{\text{soil}}} \right)^2 \right\} \right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_{\text{soil}}}} \cdot \frac{T}{T_{\text{soil}}} \right)^2}}$$

- T = period of seismic waves
- T_{soil} = predominant period of soil
- $K = \frac{\rho_{\text{soil}} \cdot V_{\text{soil}}}{\rho_{\text{rock}} \cdot V_{\text{rock}}}$



گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

مفهوم طیف فوریه



گام چهارم : محاسبه طیف ویژه ساختگاه (اثرات بازتاب)

پس از بررسی و تخمین (و نه تعیین) شتاب زلزله احتمالاتی در زیر سایت مورد نظر (ضریب A در استاندارد ۲۸۰۰)، حال نوبت به محاسبه ضریب بازتاب (بزرگنمایی) خاک ساختگاه میرسد (B)، این ضریب به ۲ روش محاسبه می گردد:

- ۱- تحلیل دینامیکی آبرفت (با استفاده از روابط کاهندگی سنگ بستر)
 - ۲- روابط کاهندگی طیفی سطح زمین
- نتایج حاصل از هر دو روش به تهیه طیف با خطر یکنواخت می گردد.

تحلیل دینامیکی آبرفت:

برای اینکار ابتدا لازم است تا سرعت **موج برشی** در لایه های خاک اندازه گیری شود که در این مرحله از آزمایش «Down Hole» استفاده می شود.



نوع زمین	توصیف لایه بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u$ (kPa)	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s$ (m/s)
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف تر تا سطح زمین	-	-	>750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل - شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	>250	>50	۳۷۵ - ۷۵۰
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	۷۰ - ۲۵۰	۱۵ - ۵۰	۱۷۵ - ۳۷۵
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<70	<15	<175

Down-Hole Test results

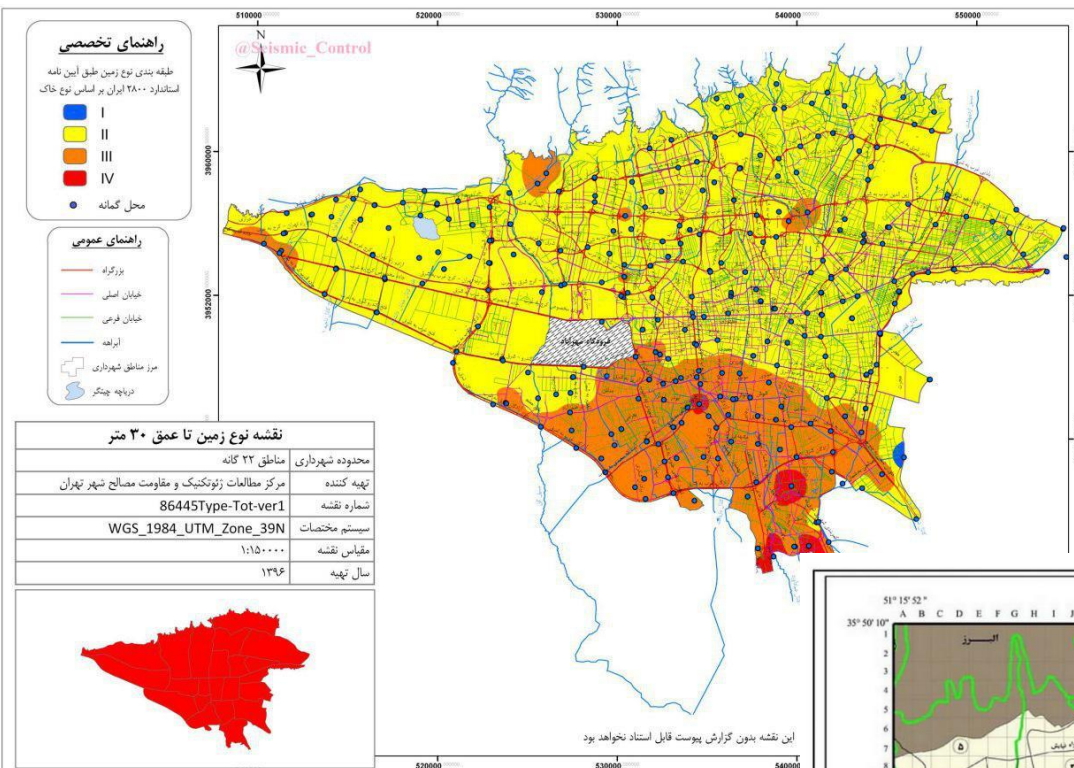
D(m)	BH-6	
	Vp(m/s)	Vs(m/s)
0.0	816	331
1.5	880	380
3.0	810	348
4.5	848	376
6.0	887	411
7.5	1013	475
9.0	1108	499
10.5	1113	513
12.0	1117	524
13.5	1232	587
15.0	1167	577
16.5	1208	597
18.0	1253	612
19.5	1237	626
21.0	1291	643
22.5	1303	681
24.0	1335	713
25.5	1365	732
27.0	1423	755
28.5	1448	765
30.0	1458	794

زمان تناوب اصلی زمین

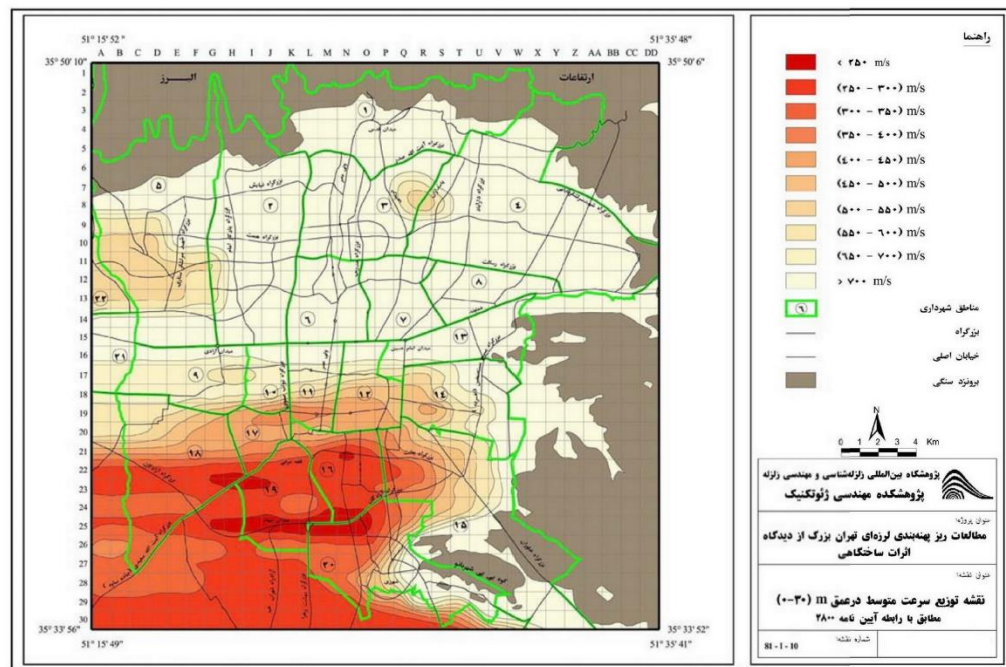
بر اساس استاندارد ۲۸۰۰:

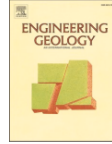
در این استاندارد برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی زمین از رابطه زیر و برای عمق ۳۰ متر انجام می گیرد:

$$T = 4 \sum_{i=1}^N \frac{hi}{vi}$$



سازمان مشاور فنی و مهندسی شهر تهران
مرکز مطالعات ژئوتکنیک و مقاومت مصالح
گروه مطالعات سطحی و زیرسطحی
گزارش پهنه بندی ژئوتکنیکی شهر تهران
دفتر فنی اطلاعات زیرسطحی
بهار ۱۳۹۶





Spatial correlation models of V_{S30} values: A case study of the Tehran region

Morteza Abbasnejadfar^a, Morteza Bastami^{a,*}, Mohammad Kazem Jafari^a, Asghar Azadi^b

^a International Institute of Earthquake Engineering and Seismology

^b Zamin Physic Pouya Co., No. 21, Arghavan St., North Dibajee, Farmanieh, Tehran, Iran

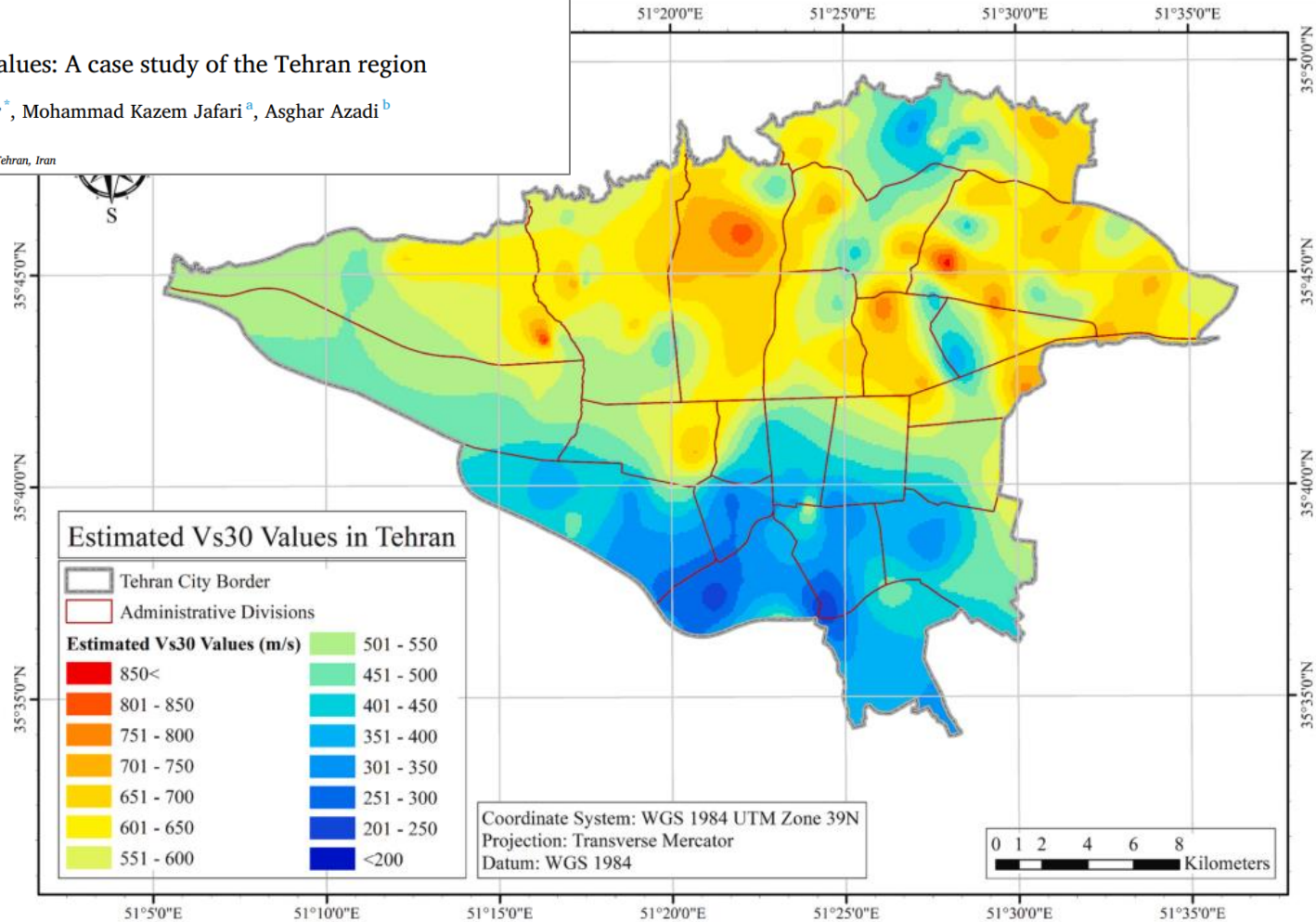
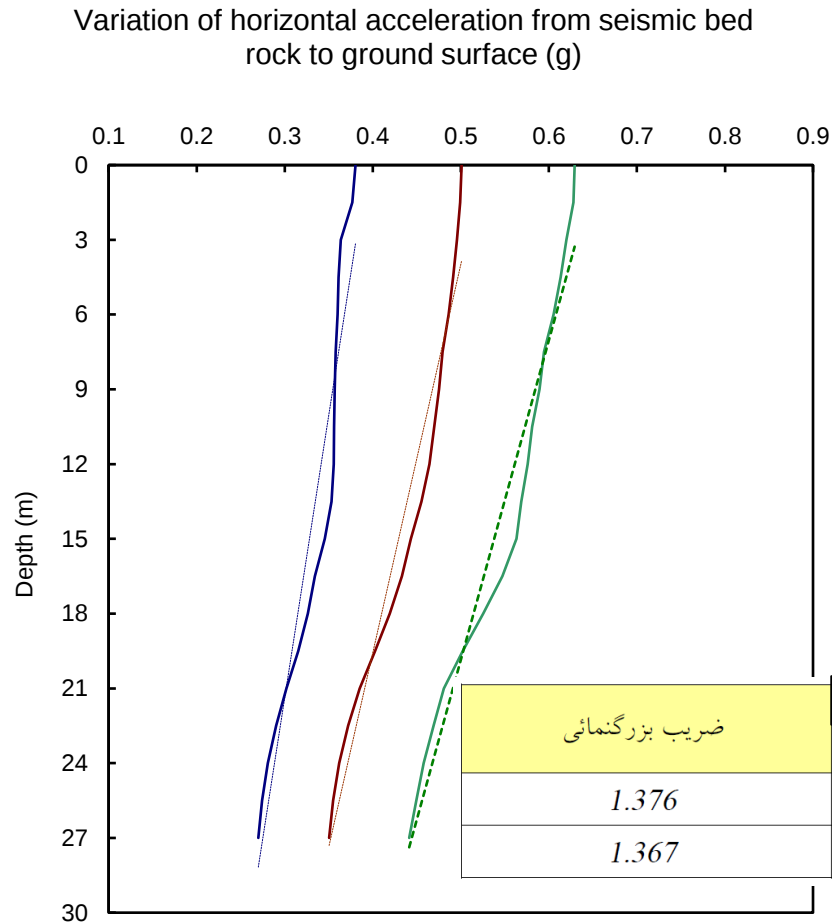


Fig. 18. Final estimated V_{S30} map of Tehran.

ضریب بازتاب:



A
(PGA)

S₀A
(PSA)

— TR=475 year — TR=72 year — TR=2475 year

ضریب بازتاب:

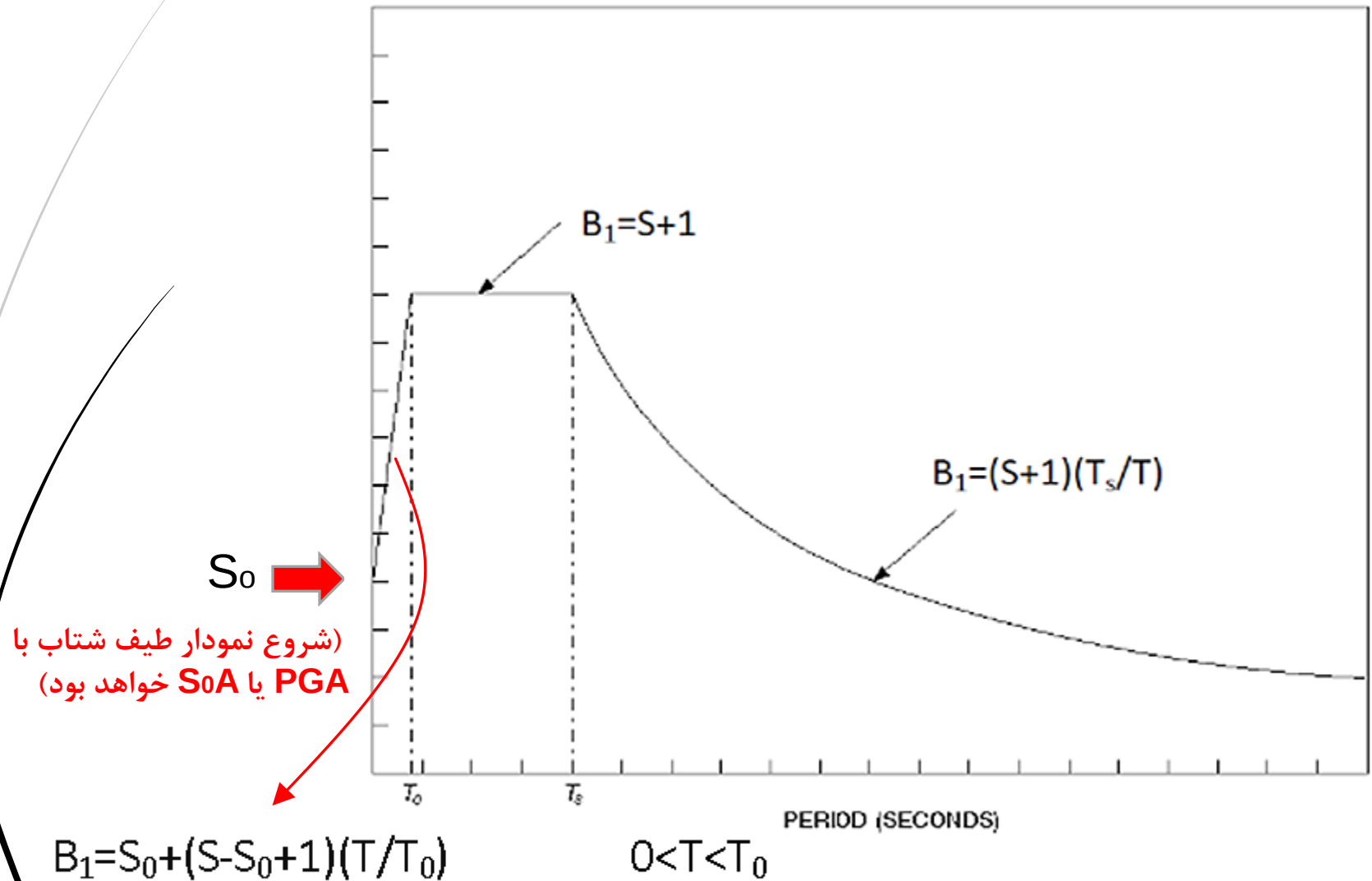
جدول مربوط به ویرایش سوم (T_0, T_S, S) :

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱.۵	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱.۵	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۷۵	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱.۰	۲.۲۵	۱.۷۵

جدول مربوط به ویرایش چهارم (T_0, T_S, S, S_0) :

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
۱	۰.۱	۰.۴	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۲	۰.۱	۰.۵	۱	۱.۵	۱	۱.۵
۳	۰.۱۵	۰.۷	۱.۱	۱.۷۵	۱.۱	۱.۷۵
۴	۰.۱۵	۱.۰	۱.۳	۲.۲۵	۱.۱	۱.۷۵

ضریب بازتاب:



تحلیل احتمالی خطر لرزه ای ایران

<https://iranhazard.mporg.ir/PSHA.aspx>



پارامترهای لرزه ای مورد نظر	
زمان تناوب	PGA
*احتمال	(Years 475) 10%
نوع بستر	SOIL (Vs30=255)
تأیید	
* احتمال وقوع در 50 سال (دوره بازگشت)	

حداکثر شتاب برای نقطه انتخابی (g)

-	سنگ سخت	سنگ	سنگ نرم	خاک	خاک نرم
Pga	0.273	0.295	0.348	0.31	0.367
Sa 0.2 sec	0.661	0.708	0.814	0.738	0.843
Sa 0.4 sec	0.448	0.498	0.627	0.534	0.743
Sa 0.75 sec	0.227	0.29	0.434	0.335	0.609
Sa 1.0 sec	0.166	0.22	0.331	0.254	0.469
Sa 1.5 sec	0.104	0.139	0.21	0.161	0.292
Sa 3.0 sec	0.043	0.058	0.091	0.069	0.123
Sa 4.0 sec	0.027	0.038	0.059	0.044	0.083

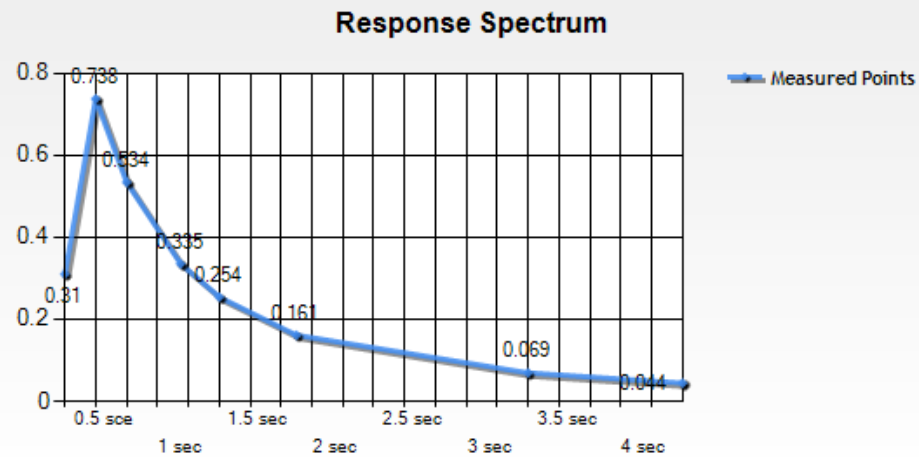


مختصات:

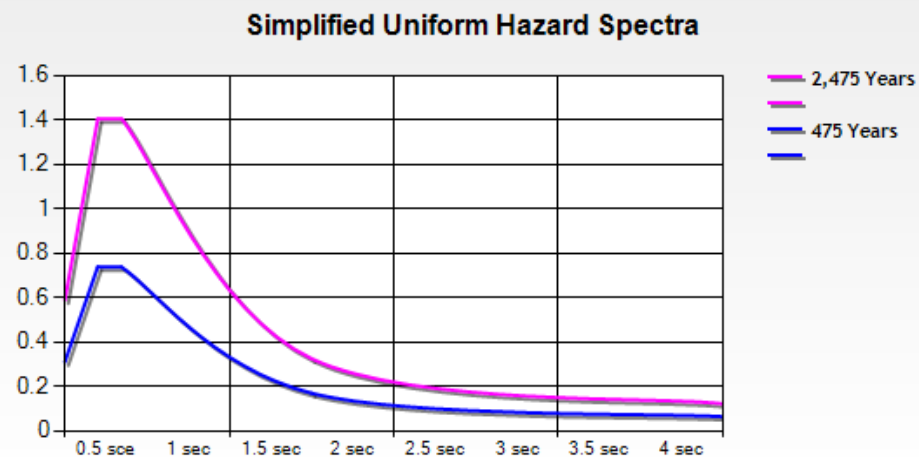
عرض جغرافیایی	35.49
طول جغرافیایی	51.68

محدوده نقشه	عرض جغرافیایی	طول جغرافیایی
حداقل	35.431	51.548
حداکثر	35.603	51.767

طیف یکنواخت پاسخ



طیف طرح ساده



زلزله بهره برداری:

۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری (Moderate)

۱۱-۳-۱ ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند، به طوری که، مطابق تعریف بند (۱-۱-۲)، قابلیت بهره برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد رفتار ارتجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از $\frac{1}{7}$ برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت نباید افزایش مجدد ۳۳٪ در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن آرمه تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

زلزله بهره برداری:

ب- "زلزله بهره برداری" زلزله ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است. (Moderate)

۳-۱۱-۲ در زلزله سطح بهره برداری "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" که از تحلیل خطی سازه تحت اثر نیروی زلزله مذکور به دست می آید، نباید از ۰/۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می توان تا ۰/۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۱-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره برداری باید مشابه زلزله طرح، بند (۳-۳)، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می گردد. به این ترتیب در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه (۳-۱۶) محاسبه می شود.

پارامترهای W, I, B, A تعاریف معمول بند (۳-۱۶) را دارند. (۳-۱۶)

$$V_{ser} = \frac{1}{6} ABIW$$

زلزله بهره برداری:

$$ASCE41: B = B/B_1 \quad B_1 = 4/[5.6 - \ln(100\beta)] \quad (2-3)$$

and β is the effective viscous damping ratio.

دیگر ضوابط بین المللی

نسبت شتاب با توجه به ISO	نسبت شتاب با توجه به NZS	میرایی	دوره بازگشت زلزله	نوع ساختمان
A/5	A/4 یا A/5	۱ درصد	۲۰ یا ۲۵ ساله	ساختمان معمولی
-	A/3	۲,۵ درصد	۴۳ ساله	ساختمان بلند مرتبه (TBI)
0.3A-0.6A	A/2	۳ تا ۴ درصد	۱۰۰ ساله	ساختمان مهم
-	A	۵ درصد	۵۰۰ ساله	ساختمان ضروری

شتاب $\frac{A}{6}$ به عنوان زلزله بهره برداری با توجه به مقادیر نیوزیلند برای زلزله ۱۰ ساله (و یا آیین نامه ISO) به نظر صحیح اما B باید متناسب با میرایی و رابطه ASCE41 اصلاح شود، در نتیجه می توان از $\frac{AB}{4} \approx \frac{A}{6} \frac{B}{0.71}$ استفاده کرد.

زلزله بهره برداری: دیگر ضوابط بین المللی

نسبت شتاب طیفی AB	نسبت شتاب	میرایی	دوره بازگشت زلزله	نوع ساختمان
0.25AB	A/6	۱ درصد	۱۰ ساله	۲۸۰۰ ویرایش ۴
0.3AB	A/5	۱ درصد	۲۰ یا ۲۵ ساله	ساختمان معمولی
0.4AB	A/3	۲,۵ درصد	۴۳ ساله	ساختمان بلند مرتبه
0.5AB	A/2	۳ تا ۴ درصد	۱۰۰ ساله	ساختمان مهم
AB	A	۵ درصد	۵۰۰ ساله	ساختمان ضروری

زلزله قائم:

ASCE/SEI

7-16

12.4.2.2 Vertical Seismic Load Effect. The vertical seismic load effect, E_v , shall be determined in accordance with Eq. (12.4-4a) as follows:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (12.4-4a)$$

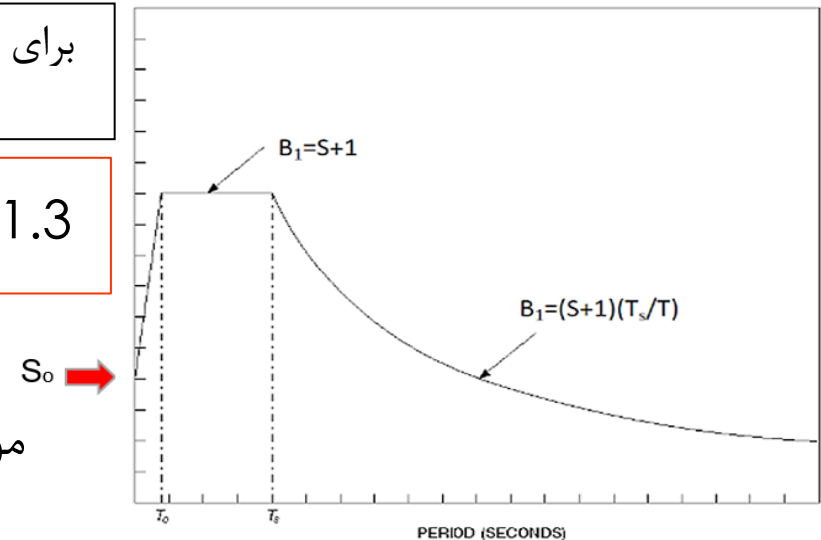
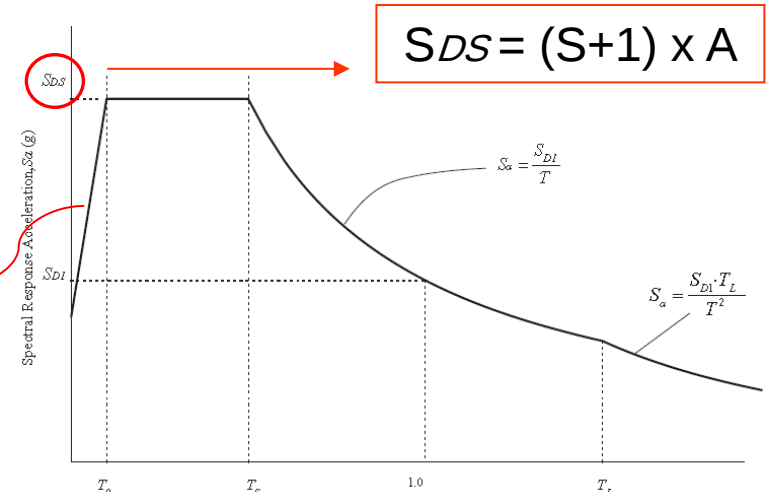
$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (11.4-5)$$

برای کل سازه در مناطق خطر زلزله $F_v = 0.6 A \cdot I \cdot D$ بسیار زیاد

شتاب افقی سطح زمین
 $PGA = (S_0) \times A$

$$1 \leq S_0 \leq 1.3 \text{ و}$$

مولفه قائم شتاب تقریباً نصف مولفه افقی
شتاب سطح زمین است



۱- حرکت زمین

ب : الزامات ژئوفیزیکی

۴-۴-۲ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیات شبیه زمین نوع IV را در محل نشان ندهد و طبق بند (۱-۶) انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری نباشد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین مورد نظر را نوع III از جدول (۳-۲) انتخاب کرد.

مطالعات ویژه شامل بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی، ژئوفیزیکی، حفر گمانه با تعداد و عمق مناسب، آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی

الف - تعیین نوع زمین

۲-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:

الف- برای ساختگاه‌هایی که دارای خصوصیتی غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاه‌هایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و $PI > 40$ (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

پ- در ساختگاه‌هایی که لایه‌های خاک با سرعت موج برشی معادل خاک‌های نوع III یا IV و ضخامت بین ۵ تا ۲۰ متر بر روی یک لایه سخت با سرعت موج برشی بیش از 750 m/s قرار گرفته و سرعت موج برشی این لایه سخت حداقل ۳ برابر متوسط سرعت موج برشی لایه فوقانی باشد. در این مورد، در صورت عدم دسترسی به طیف طرح ویژه ساختگاه، می‌توان از طیف زمین نوع IV استفاده کرد.

۲-۴-۶ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد، لازم است در مطالعات ژئوتکنیکی کنترل‌های مطرح شده در فصل ششم مدنظر قرار گیرد.

ب- مطالعات طیف ویژه ساختگاه

طیف طرح شتاب S_a :
طیف طرح شتاب استاندارد $S_{a.I/R}$:

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود. (برای تعیین نوع زمین)

طیف طرح ویژه را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از آن در ساختگاه‌هایی که مطابق بند (۲-۴-۵) مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند (۲-۲-۳) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

ب- مطالعات طیف ویژه ساختگاه

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه ویا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

کاهش برش پایه

۳-۴-۱ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد.

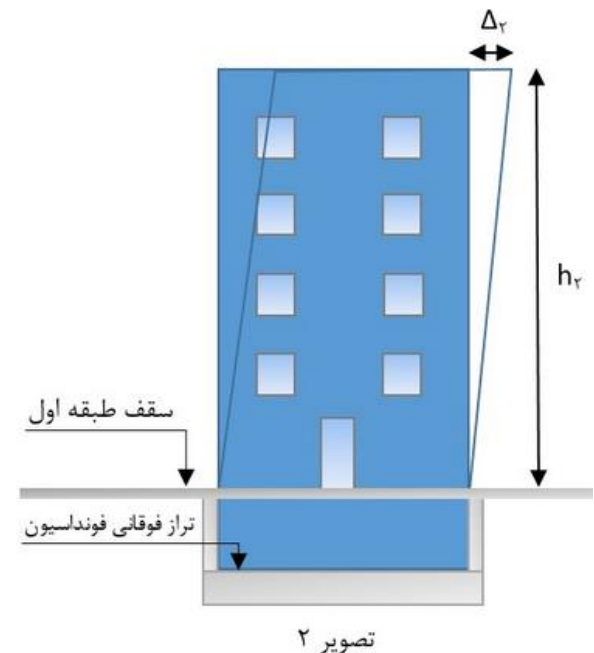
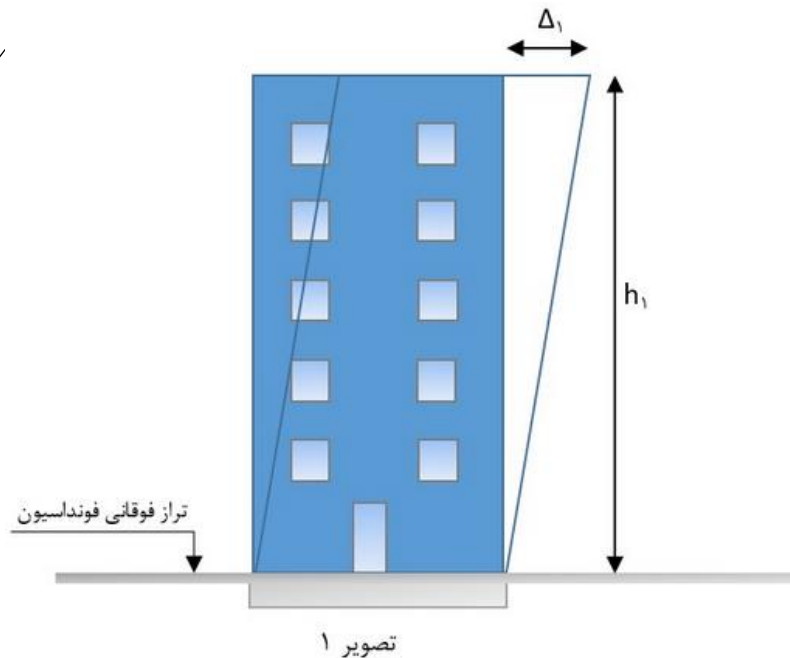
الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

در ویرایش چهارم برخلاف ویرایش‌های قبلی، تخفیفی برای طیف ویژه ساختگاه ارائه نشده است!

۱- حرکت زمین

ج : تراز پایه



مفهوم تراز پایه

۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود. نزدیک ترین سقف به زمین طبیعی

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

در یک سیستم n درجه آزاد، بار دینامیکی خارجی که بر کل سیستم اعمال می شود به سه دسته نیروهای داخلی زیر تقسیم می شود، قسمت سمت راست، **نیروی زلزله محرک** وارد بر مجموعه و سمت چپ، پاسخ (**عکس العمل**) سازه است.

$F_I + F_D + F_S = P(t)$ نیروی اینرسی، F_D نیروی میرایی و F_S **نیروی سختی الاستیک** سازه است.

در یک سازه چند درجه آزاد خطی رابطه بالا (معادله ارتعاش) در هنگام زلزله به شکل زیر است:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = -[M][r]\{Eq(t)\}$$

در سمت چپ معادله $\{y, \dot{y}, \ddot{y}\}$ بردارهای نسبی تغییر مکان، سرعت و شتاب هستند.

قسمت اول: طرف راست معادله و معرفی نیروی زلزله

در سمت راست معادله (**نیروی تحریک**)، $[M]$ ماتریس جرم سازه $[r]$ ماتریس ضرایب تاثیر زلزله در هنگام وقوع زمین لرزه (در سازه برشی برابر $[1]$ است) و $\{Eq(t)\}$ بردار تحریک به قرار زیر است:

$$\{Eq(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \\ \ddot{y}_g(t) \\ \ddot{z}_g(t) \\ \ddot{\theta}_{x_g}(t) \\ \ddot{\theta}_{y_g}(t) \\ \ddot{\theta}_{z_g}(t) \end{Bmatrix}$$

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

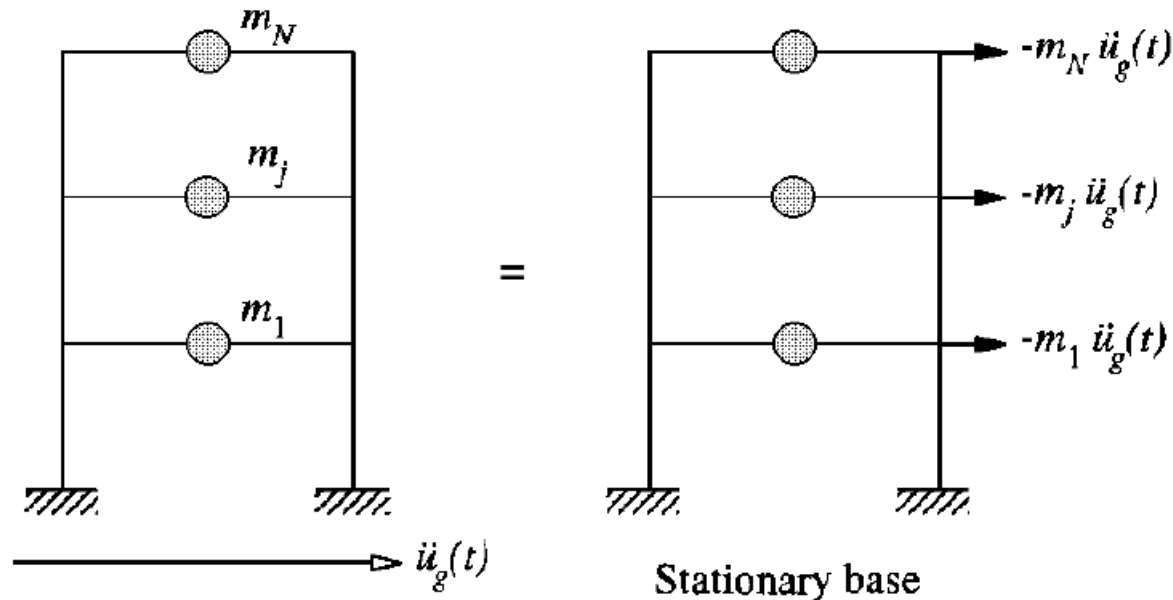
در زلزله ۱ مولفه ای (مثلا زلزله افقی در راستای X) داریم:

$$Eq(t) = \ddot{x}_g(t)$$

با توجه به روابط بالا بنابراین نیروی زلزله وارد بر طبقات برابر جرم آنها در شتاب زلزله خواهد بود یعنی:

(با فرض $ri = 1$ برای درجات آزادی انتقالی افقی و فرض تغییر مکان یا شتاب در درجه دلخواه U)

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



خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

قسمت دوم: طرف چپ معادله و معرفی پاسخ سازه: $F_I + F_D + F_S = P(t)$

با نگرشی به سمت چپ معادله مجدد یادآوری می شود که سازه باید میرایی، اینرسی و سختی لازم را برای مقابله با این نیروی جانبی داشته باشد و با صرف نظر از دو قسمت اول، پاسخ سختی (عکس العمل الاستیک سازه) به قرار زیر خواهد بود:

$$\{f_{s(t)}\} = [K] \{y_{(t)}\}$$

که در این رابطه $[K]$ ماتریس سختی و $\{y_{(t)}\}$ بردار تغییر مکان نسبی است!

بنابراین سازه برای این عکس العمل مورد نیاز مورد ارزیابی و یا طراحی قرار گرفته تا بتواند پاسخ مورد نیاز سختی را در هنگام اعمال تحریک جانبی از خود بروز دهد.

۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_{II}

!?

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۱-۳)، به ساختمان اعمال می گردد.

خلاصه مفاهیم پایه بارگذاری زلزله (نیروی ناشی از جرم سازه)

نتیجه مهم بحث فوق این است که با توجه به رابطه قبل و صفر شدن پاسخ یا نیاز سختی سازه در اثر بار زلزله در طبقاتی که تغییر مکان **نسبی** ندارند، مفهوم تراز پایه عبارت است از ترازى که مطابق تعريف استاندارد ۲۸۰۰ از آن تراز به پایین **اختلاف** حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود **یعنی تغییر مکان نسبی ندهد**، لذا به این منظور باید سازه با خاک **متراکم** و دیوارهای **حائل بتنی متصل به سازه** و کف **صلب** به این منظور برسد.

$$\{f_{s(t)}\} = [K] \{y_{(t)}\}$$

$$\{y_{(t)}\} = \{0\} \rightarrow \{f_{s(t)}\} = \{0\}$$

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

پایه: عوامل زیادی در محل (موقعیت) پایه لرزه ای (تراز پایه) اثر دارند. بعضی از این عوامل شامل:

- موقعیت نسبی سطح محوطه به تراز کف ها (کف طبقات)
- شرایط خاک مجاور ساختمان
- بازشوها در دیوارهای زیرزمین
- موقعیت و سختی عناصر قائم باربر سیستم مقاوم لرزه ای
- موقعیت و اندازه درزهای لرزه ای
- عمق زیرزمین
- وضعیت (چگونگی) اینکه کدامیک از دیوارهای زیرزمین مقید هستند
- نزدیکی (مجاورت) به ساختمان همسایه (مجاور)
- شیب زمین

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

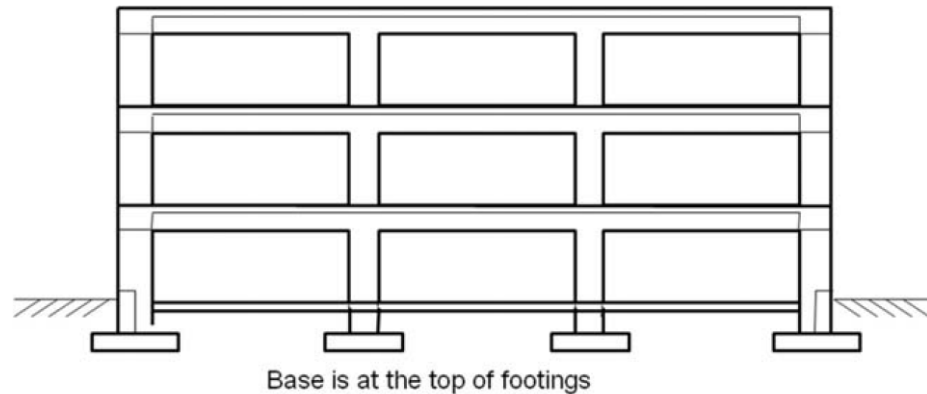


FIGURE C11-2 Base for a Level Site.

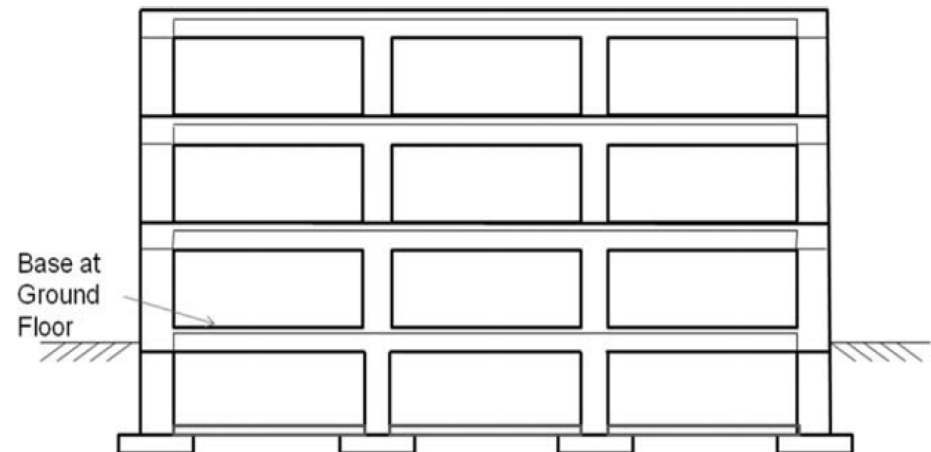


FIGURE C11-3 Base at Ground Floor Level.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

For a floor level above grade to be considered the base, it generally should not be above grade more than one-half the height of the basement story, as shown in Fig. C11.2-4.

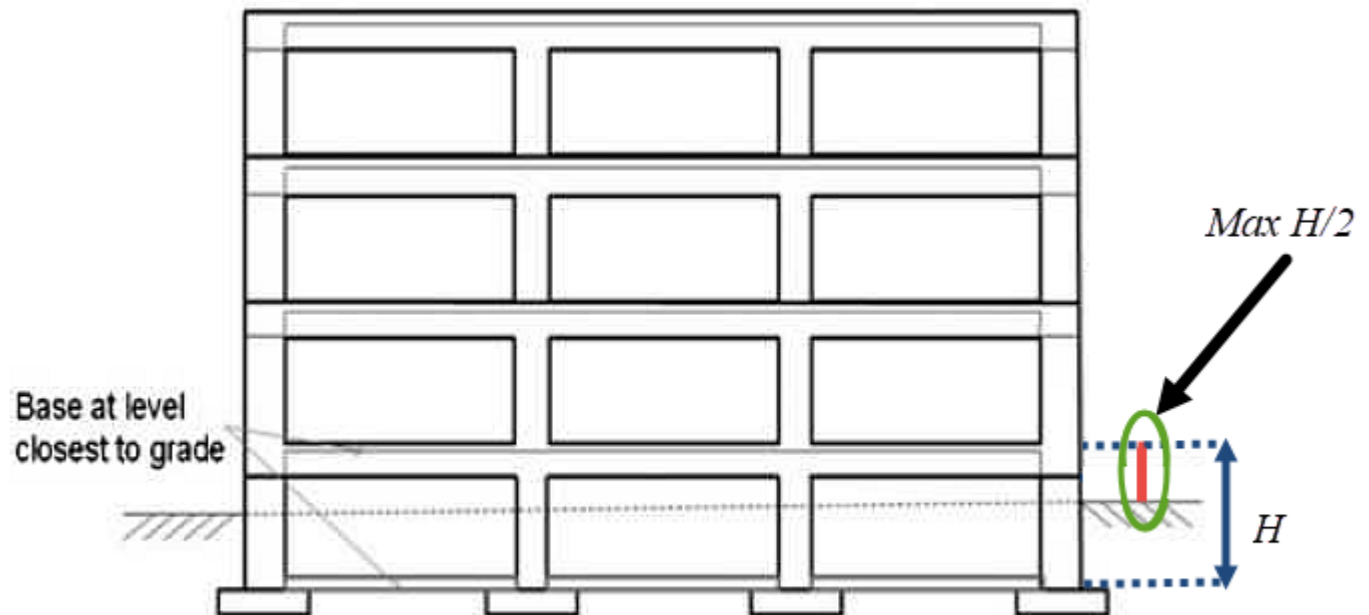


FIGURE C11.2-4 Base at Level Closest to Grade Elevation

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

اگر قرار باشد که ترازپایه در نزدیکترین تراز به محوطه قرار بگیرد، مقطع خاک بالای عمق زیرزمین نباید **روانگرا** در زلزله (MCE) باشد. مقطع خاک بالای عمق زیرزمین هم نباید شامل **خاک رس بسیار حساس (رس سریع)** یا سیمانی ضعیف مستعد برای **فروپاشی** در زلزله (MCE) باشد.

حالتی که دیوارهای زیرزمین ممکن است سختی مناسب را (زمانی که دارای بازشو بسیاری مانند منافذ نور، راه های عبور، پنجره ها و درها دارد) فراهم نکند، تراز پایه باید پایین این دیوارها باشد.

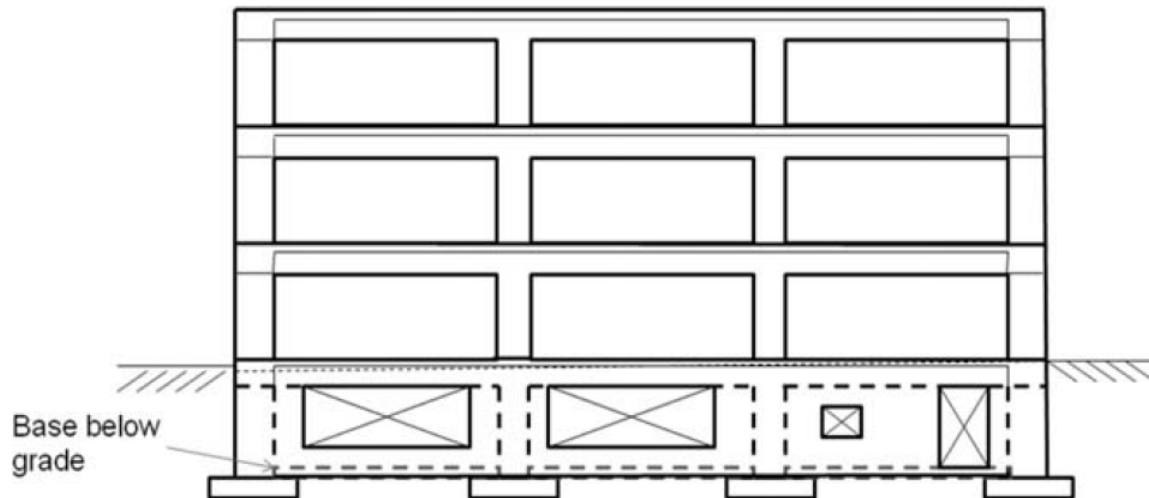


FIGURE C11-5 Base below Substantial Openings in Basement Wall.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

در عمق بالای زیرزمین خاک **سخت** (**متراکم**) نیازمند است زیرا نیروهای زلزله به ساختمان در این سطح و در ارتفاع بالای دیوارهای زیرزمین منتقل می شوند. **مهندس** **ثبت کننده** (**هماهنگ کننده**) مسئول تأیید کردن این امر می باشد که آیا خاک به اندازه کافی سخت است تا نیروهای زلزله را نزدیک به سطح تراز محوطه منتقل نماید.

rather than close to grade. **Stiff soils** are required over the depth of the basement because seismic forces will be transmitted to and from the building at this level and over the height of the basement walls. The **engineer of record** is responsible for establishing whether the soils are stiff enough to transmit seismic forces near grade. For tall or heavy buildings or where

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s (۱۸۲-۳۶۵) m/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf

بررسی شرایط خاک متراکم (سخت) در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴

۲-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود، ولی در مواردی که در دیوارهای حایل بتن مسلح وجود دارد و این دیوارها با سازه ساخ تراز پایه در تراز نزدیک‌ترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده می‌شود. مشروط بر آن که دیوارهای حایل تا زیر این کف ادامه دار

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز

جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{1(60)}$	$\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	-	-	> 750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	> 250	> 50	$375 - 750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70 - 250$	$15 - 50$	$175 - 375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	< 70	< 15	< 175

همانطور که مشخص است تفسیر آیین نامه از خاک پیرامون ساختمان از یک تعریف فیزیکی (کوبیده شده) در ویرایش ۳، به یک تعبیر دینامیکی (متراکم با توجه به سرعت موج برشی) در ویرایش ۴ تغییر پیدا کرده است. این تفسیر دقیقاً در ASCE7 نیز با اشاره به مهندس زلزله شناس و تعریف خاک سخت مشاهده می‌شود.

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 (C11.2)

در جائیکه که کف به دیوارهای حائل متصل نشده است، ممکن است نیاز باشد که ترازپایه در زیر سطح زمین و در تراز فونداسیون قرار داده شود. برای اینگونه سازه ها، دال ممکن است به دیوارها متصل نباشد تا اجازه حرکت نسبی بین این دو دهد.

اگر دیافراگم واقع در سطح زمین **انعطاف پذیر** باشد و مقاومت فشاری قابل توجه نداشته باشد، ممکن است نیاز باشد که ترازپایه ساختمان در زیر سطح قرار بگیرد.

برای ساختمانهای با فضای اشغال بزرگ، **درزهای جداکننده لرزه ای** ممکن است در طول ساختمان در دو جهت گسترده شوند و یا ممکن است چندین درز موازی در جهات مختلف داده شود. برای اینگونه ساختمانها، ترازپایه معمولاً **روی فونداسیون** در پایین زیرزمین یا بالاترین سطح دال زیرزمین است جائیکه درزها دیگر وجود ندارند.

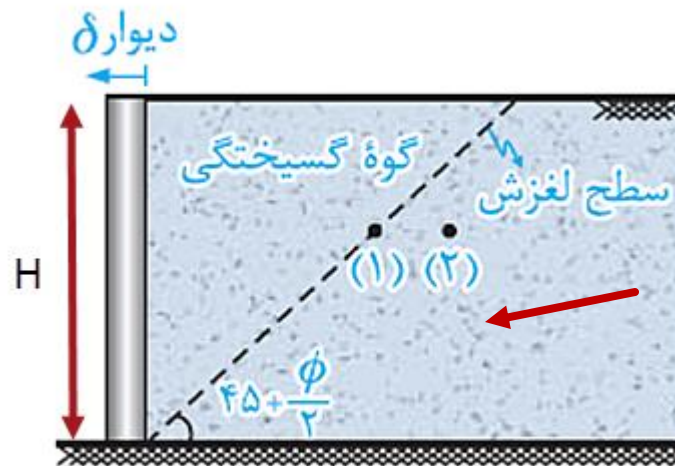
نزدیکی سایر سازه ها نیز می تواند در موقعیت تراز پایه اثر گذار باشد. اگر سایر ساختمانهای دارای زیرزمین در مجاورت یک و یا چند طرف ساختمان قرار بگیرند، ممکن است مناسب باشد تا **ترازپایه در پایین زیرزمین قرار** بگیرد. با نزدیکتر شدن ساختمانهای مجاور به ساختمان، آنچه بیشتر احتمال دارد آن است که ترازپایه باید در **زیر سطح زمین** باشد.



شماره: ۹۶-۱۱-۱۸۱۵۵ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

پاسخ سوال شماره ۳- الف: حداقل بعد افقی خاک متراکم در امتداد عمود بر دیوار آن میزان است که گوه گسیختگی پشت دیوار

فعال شود.



$$\theta_{\text{حالت محرم}} = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$$

(حالت محرم)

با توجه به زاویه اصطکاک خاک بین ۲۸-۳۷ درجه لذا طول لازم در جهت عمود بر دیوار برای عمق کافی خاک به منظور فرض تراز پایه، بین **0.5H تا 0.6H** می باشد.

تراز پایه در دو راستا می تواند متفاوت باشد؟

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود. به طور کلی می توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

۳-۲-۲ روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

جمع بندی:

- ۱- ۱۰۰-۳۰ نیاز نباشد.
- ۲- استاتیکی مجاز باشد.

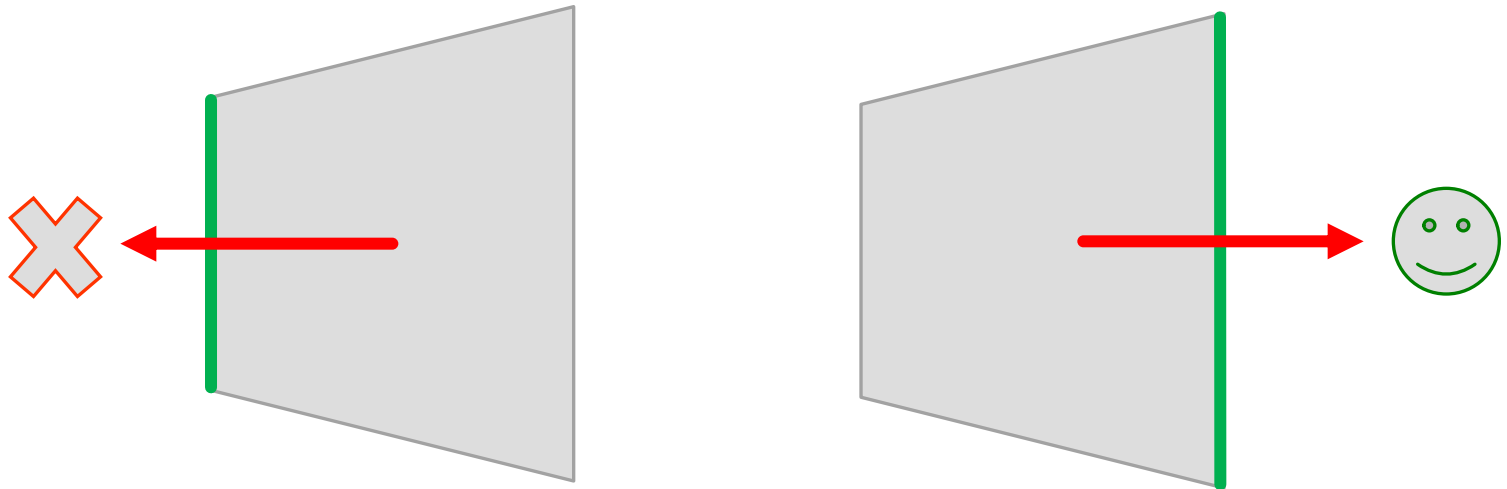
الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

نگرشی به تفسیر آیین نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7 C11.2)

بنابراین در بسیاری از حالاتها ممکن است ناگزیر باشیم برای ساختمانهایی با زیرزمین، ترازپایه را پایین تر از سطح زمین قرار دهیم. این گونه حالاتها شامل مواردی مانند اینکه دیافراگم کف به دیوارهای حائل متصل نشده اند، دیافراگم کفها شامل دیافراگم انعطاف پذیر در تراز نزدیک به سطح باشد و یا سایر ساختمانها در نزدیکی آن قرار داشته باشند. دانش **پاسخ دینامیکی** در ساختمانها و **قضاوت مهندسی** اغلب در تعریف ترازپایه این سازه ها تعیین کننده است.



نحوه اثر دهی تراز پایه

از آنجا که اثر تراز پایه، اثری دو گانه است در صورت نبود **حالت پایدار** در طول عمر مفید ساختمان می بایست به طور کامل (حال یا آینده) مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور می بایست هر دو حالت تراز پایه (در صورت وجود) در **ضریب زلزله** و **وزن موثر لرزه ای** پایه اعمال شود.

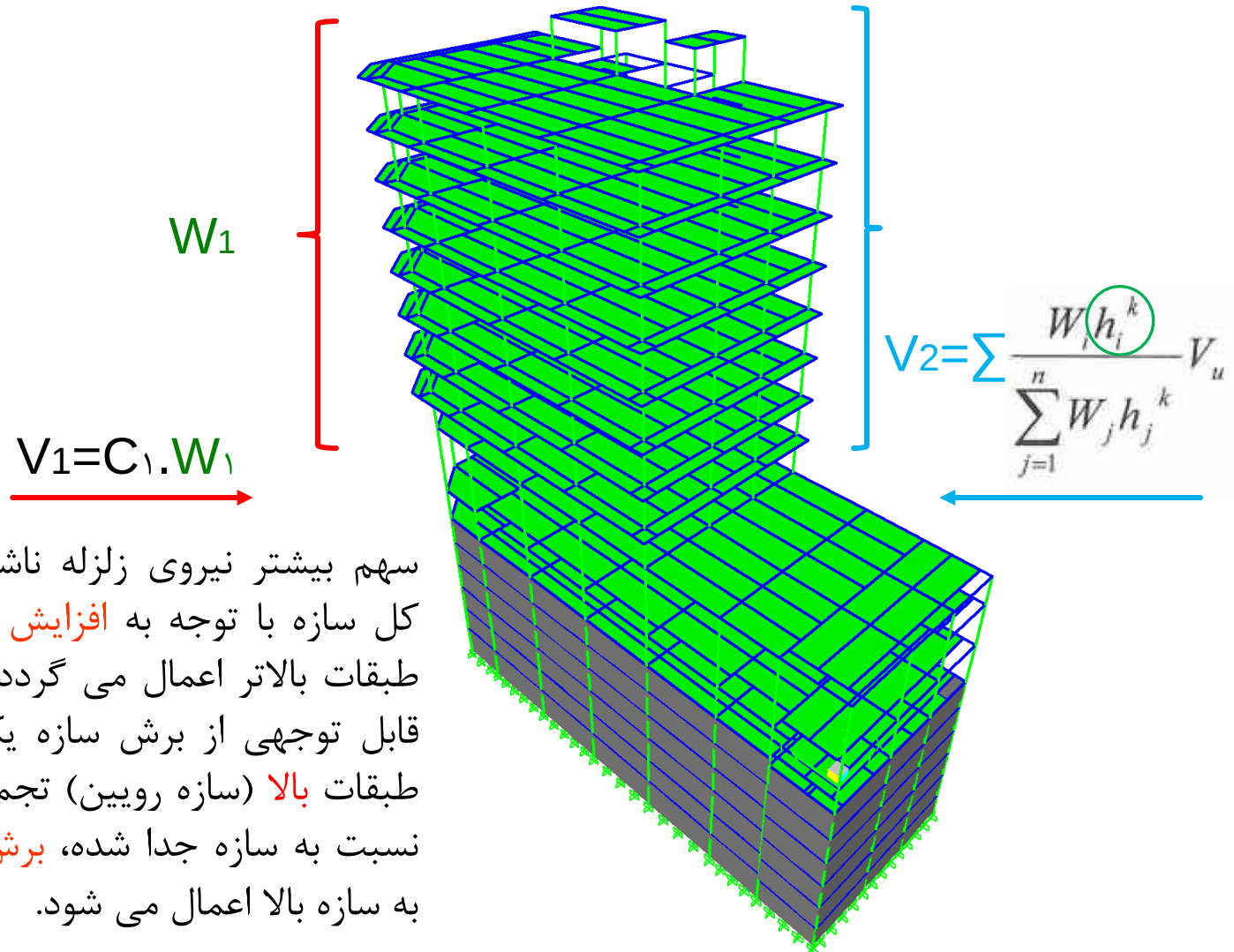
$$V = C.W$$

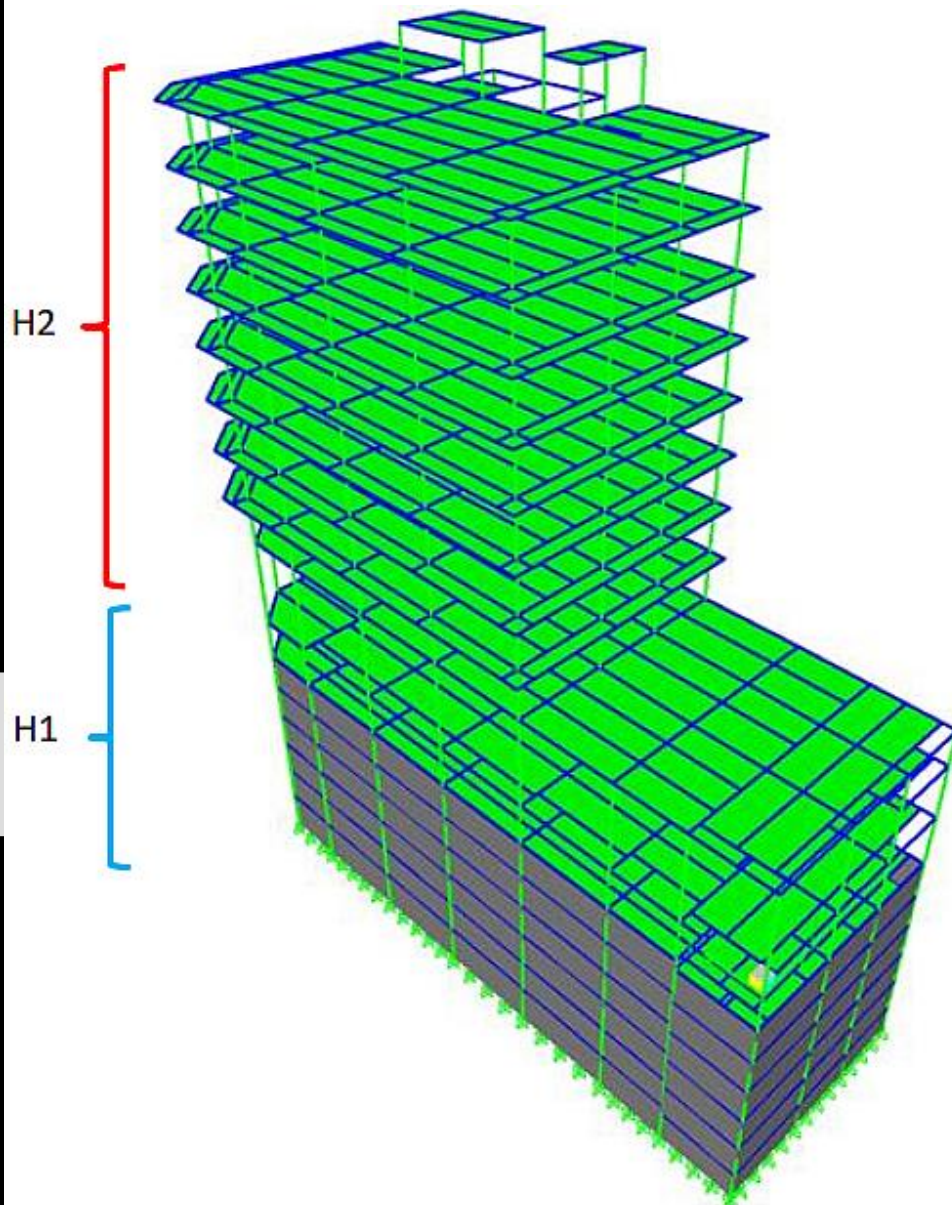
$$T = \alpha H^{\beta}$$

$$B = \gamma \cdot \left(\frac{TS}{T} \right)$$

$$C = ABI/R$$

با توجه به روابط بالا و اثر بیشتری که تراز پایه بر **روی وزن لرزه ای** دارد، چنانچه سطح طبقات زیرین خالی نباشد، با افزایش ارتفاع موثر سازه، برش پایه **بیشتر** می گردد!





۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۵-۹-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد. در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

پریودهای $T1, T2$

محاسباتی برای هر

سیستم با ارتفاع کل



$$T = \frac{T1.H1 + T2.H2}{H1 + H2}$$

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرار گیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

ترکیب سیستمها

۳-۳-۹ ترکیب سیستمها در ارتفاع

۳-۳-۵-۲ حالت خاص

- e. The upper portion is analyzed with the equivalent lateral force or modal response spectrum procedure, and the lower portion is analyzed with the equivalent lateral force procedure.

در ساختمان‌هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه کمتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی باشد.

نیروهای جانبی را **می‌توان** با استفاده از روش دو مرحله زیر تعیین نمود:

۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.

۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیز به سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/ρ قسمت تحتانی به R_u/ρ قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-16

محاسبه پیروید:

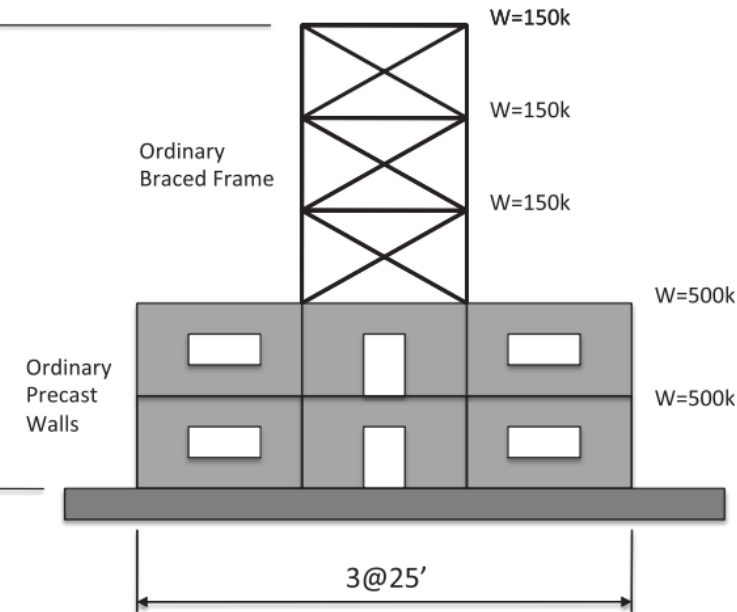
The periods of vibration used to determine the period ratios must be determined using a rational analysis and not the approximate formulas provided by Section 12.8.2. In addition, the stiffness of a structure of several degrees of freedom does not have a unique definition. The approach used previously (wherein a 100 kip load was applied) is only one of several reasonable approaches that might be used.

12.2.3.2 Two-Stage Analysis Procedure for Vertical Combinations of Systems

سختی قسمت پایینی باید حداقل ۱۰ برابر سختی قسمت بالایی باشد. برای تعیین این نسبت، برش پایه باید محاسبه و به صورت عمودی توزیع شود. با استفاده از این نیروها، سختی برای هر بخش باید به عنوان نسبت برش پایه برای آن قسمت (فوقانی یا تحتانی) به جابجایی الاستیک، δ_e ، محاسبه شده در بالای آن بخش، با در نظر گرفتن اتصال ثابت در پایه آن، محاسبه شود. برای قسمت پایینی، نیروهای اعمال شده باید شامل واکنش های قسمت بالایی باشد که با نسبت R/p اصلاح شده است.

The system was analyzed using SAP2000 (CSI 2019), wherein the precast walls were modeled with shell elements. The stiffness of the upper portion was determined by fixing it at its base (transition from the upper to the lower portion) and applying a 100 kip lateral load at the top. The displacement at the top was 0.607 in.; thus, the stiffness is approximately $100/0.607 = 165$ kips/in. The stiffness of the lower portion was found by removing the upper portion and applying a 100 kip lateral force at the top of the lower portion. The displacement at the top of the lower portion was 0.0146 in., and the stiffness is $100/0.0146 = 6,872$ kips/in. The ratio of the stiffness of the lower portion to the upper portion is $6,872/165 = 41.6$, so the first criterion is met.

ترکیب سیستمها
۹-۵-۳-۳ ترکیب سیستمها در ارتفاع



محاسبه سختی (معادل) طبقات:

Upper Portion:

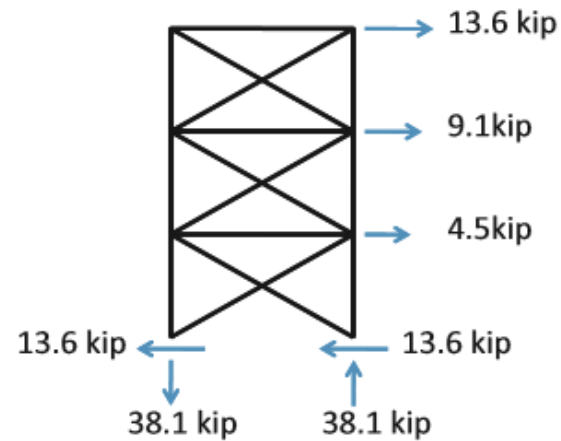
W=450 kip

R=3.25

T=0.367 s

C_s=0.0604

V=27.2 kip



Lower Portion:

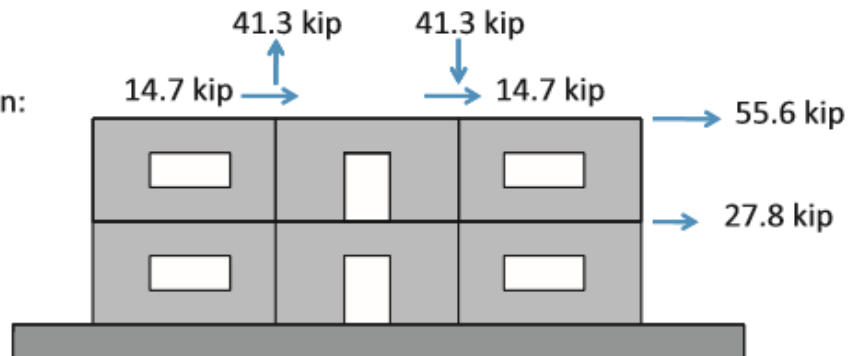
W=1000 kip

R=3.00

T (< .1 s)

C_s=0.0833

V=83.3 kip



نکته :

به جای جدا سازی می توان ۲ حالت بار مجزا با مشخصات هر قسمت تعریف نمود (E_{top}-E_{bot}) بعد یک ترکیب (یا حالت بار) جدید تعریف نمود با نام E_{all} برای بارگذاری سازه تحتانی استفاده می شود که شامل هر دو بار است با ضریب اعمال شده به قسمت top:

$$E_{all} = (E_{top} \times \alpha + E_{bot})$$

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه) (نیروی زلزله ناشی از توده خاک)

مطابق بند ۷-۵-۴-۳-۶ مبحث هفتم در دیوارهای زیرزمین که انتهای آن متکی به سقف هستند در شرایط بارگذاری لرزه ای باید طبق جدول ۷-۵-۲ و بند ۷-۵-۴-۳-۷، در خاکهای متراکم یا سخت علاوه بر فشار سکون، از **اضافه فشار** خاک هنگام زلزله از روابط مانند وود نیز استفاده گردد :

جدول ۷-۵-۲ تعیین فشار خاک جهت تحلیل لرزه‌ای

خاک پشت دیوار	روش محاسبه فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و بکارگیری روابطی مانند وود
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و بکارگیری روابطی مانند مونونوبه-اکابه یا (۲) فشار استاتیکی با فرض حالت سکون

۷-۵-۴-۳-۷ فشار جانبی خاک در هنگام زلزله، با دو مولفه در ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته می‌شود.
فشار خاک در حالت استاتیکی + اضافه فشار خاک هنگام زلزله = فشار خاک در هنگام زلزله

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روش **وود**: راهنمای دیوار حائل - نشریه شماره ۳۰۸ بازنگری اول (۱۳۹۶)

۱۴-۴-۳ - حائل‌های ثابت

برخی از حائل‌ها نظیر دیوارهای حائل وزنی بزرگ قرار گرفته بر سنگ یا بستری مشابه سنگ یا دیوارهای زیرزمین ساختمان‌ها که در بالا و پایین مهار شده‌اند، فاقد حرکت لازم جهت بسیج مقاومت فعال یا مقاوم خاکریز می‌باشند. نتایج تحقیقات^۱ نشان داده است برای محدوده تکانه‌هایی با فرکانس کمتر از نصف فرکانس طبیعی خاک مهار نشده، فشارهای وارد بر دیوار را می‌توان از حل الاستیک برای یک شتاب افقی یکنواخت ثابت وارد بر خاک محاسبه کرد. برای دیوارهای صلب و بدون اصطکاک، مولفه دینامیکی نیرو و لنگر واژگونی حول پایه دیوار مطابق روابط (۱۲-۱۴) و (۱۳-۱۴) به دست می‌آیند:

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 k_h F_p \quad (12-14)$$

$$\Delta M_{eq} = \gamma H^3 k_h F_m \quad (13-14)$$

k_h = مولفه افقی شتاب زلزله

γ = وزن مخصوص مرطوب خاک

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

نشریه ۱۲۳ ویرایش ۱۳۹۵:

۳-۵-۲- اضافه فشار دینامیکی خاک پشت دیوارهای پیرامونی

در صورت عدم انجام مطالعات دقیق، حداقل برآیند اضافه فشار دینامیکی جانبی ناشی از ارتعاش خاک پشت دیوارهای پیرامونی مخازن طبق رابطه ۳-۳۹ محاسبه می‌گردد. مقدار k_h در این رابطه با توجه به جنس خاک و میزان تغییر مکان جانبی دیوارهای پیرامون مخازن بر اثر نیروی زلزله تعیین می‌شود. این مقدار برای دیوارهای پیرامونی که ضوابط فشار محرک خاک را برآورده می‌کنند، نباید کمتر از $\frac{A}{2}$ و برای دیوارهای سخت کمتر از A در نظر گرفته شود.

فصل ششم

الزامات ژئوتکنیکی

۶-۲-۲-۱ ارزیابی پایداری شیبها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش

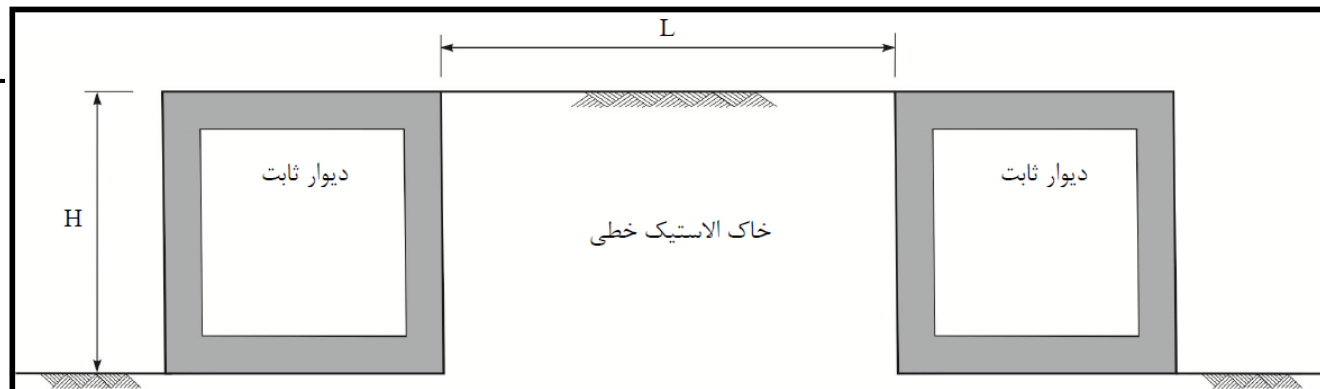
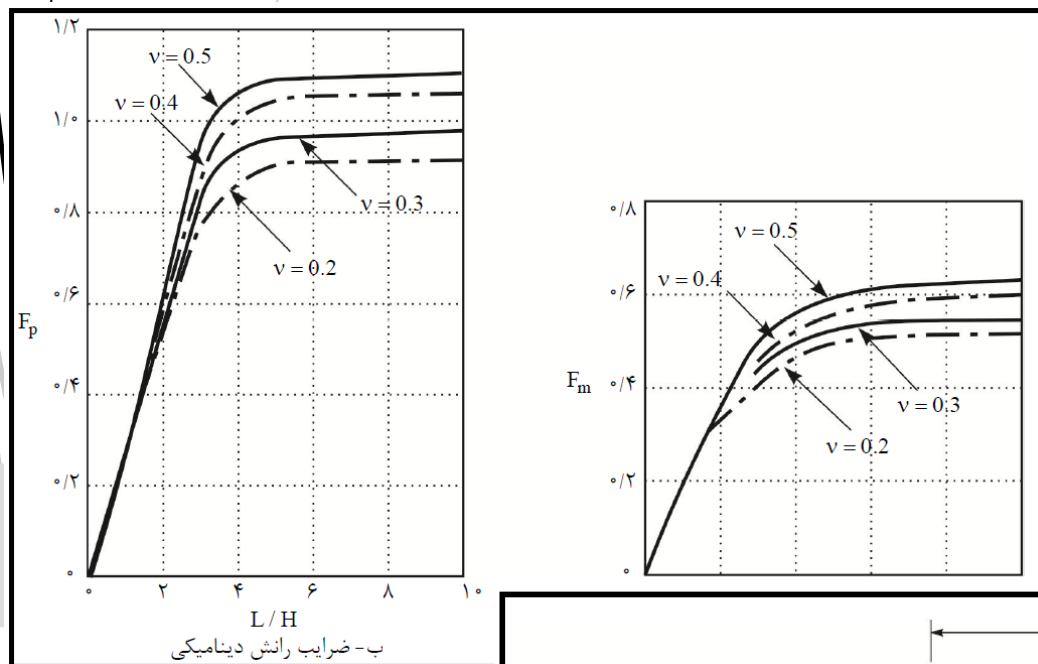
در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه‌بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین‌های شیب‌دار به زلزله طرح می‌تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده‌شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر المان محدود یا مدل بلوک صلب لغزنده و دیگر روش‌ها استفاده گردد. در آنالیز شبه‌استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه‌ای طرح که بر توده خاک وارد می‌شوند، باید محاسبه گردند.

$$F_H = k_h W_s \quad (۲-۶)$$

$$k_h = 0.5 A \quad (۳-۶)$$

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روش **وود**: راهنمای دیوار حائل - نشریه شماره ۳۰۸



نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

۴- روش ملکی و محجوبی (۲۰۱۰): توزیع و مقدار اضافه نیروی جانبی در هنگام زلزله

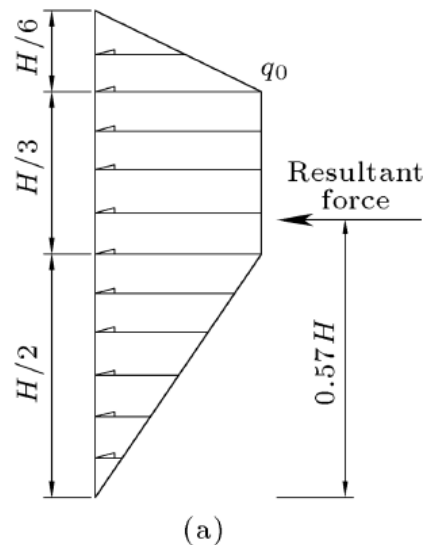


Table 1. Coefficient α and distribution type in α method.

Case	Distribution	α
Bridge abutment ($H < 5$ m)	I	0.31
Bridge abutment ($H \geq 5$ m)	I	0.55
Rigid and propped wall ($H < 5$ m)	I	0.32
Rigid and propped wall ($H \geq 5$ m)	I	0.64
RC retaining wall ($H < 5$ m)	I	0.25
RC retaining wall ($H \geq 5$ m)	II	0.44

$$q_0 = 0.64 A \cdot x \cdot H \quad H \geq 5 \text{ m}$$

$$q_0 = 0.32 A \cdot x \cdot H \quad H < 5 \text{ m}$$

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

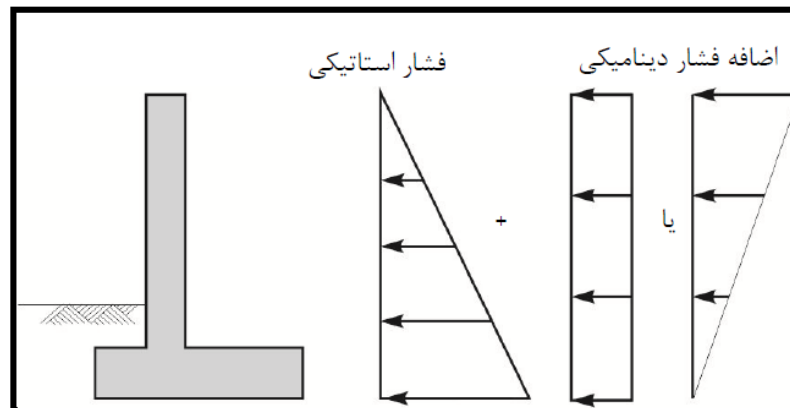
۶- بند ۱۴-۴-۵ نشریه ۳۰۸ سازمان مدیریت و برنامه ریزی بازنگری اول (۱۳۹۶)

۱۴-۴-۵- روابط آیین نامه ای برای فشار لرزه ای (رابطه ساده شده مونونوبه اوکابه)

علاوه بر روابط نظری بیان شده برای تعیین فشار جانبی لرزه ای، برخی آیین نامه ها و دستورالعمل های طراحی نیز، روابط ساده ای را جهت تعیین فشار جانبی لرزه ای بر حائل ها ارائه نموده اند. در این قسمت روابط ارائه شده توسط آیین نامه FEMA^۱ برای تعیین اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حائل ثابت (دیوار طبقات زیرزمینی ساختمان) در حضور خاک غیراشباع با سطح صاف و بالاتر از سطح آب زیرزمینی، بیان می گردد:

$$\Delta P_e = 0.4k_h\gamma H$$

(۱۴-۲۵)



شکل ۱۴-۱۰- اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای حائل

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

۵- نشریه ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود-تجدید نظر اول ۱۳۹۲

۵-۴- فشار لرزه ای جانبی خاک (رابطه ساده شده مونونوبه اوکابه)

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده ی خاک غیراشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می دارد می تواند از رابطه (۴-۲۰) محاسبه شود:

$$\Delta p = 0.4K_h \gamma H$$

(۴-۲۰)

که در آن:

Δp : اضافه فشار جانبی خاک در حین زلزله ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می شود.

H : ارتفاع کل دیوار

γ : وزن واحد حجم خاک پشت دیوار

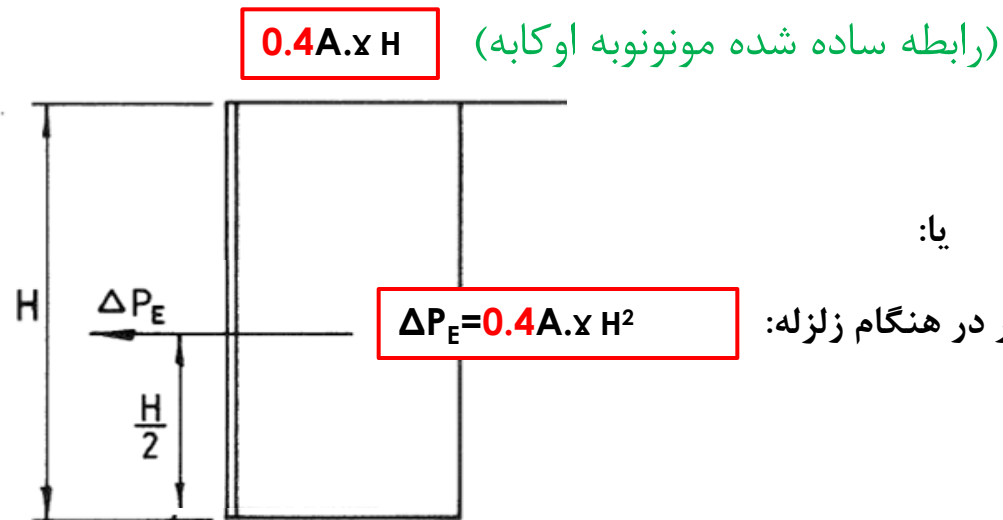
K_h : ضریب شتاب افقی زلزله که برابر شتاب حداکثر زلزله در سطح زمین نسبت به شتاب ثقل فرض می شود (اگر از استاندارد

۲۸۰۰ برای محاسبه ی زلزله ی طرح استفاده می شود، K_h همان شتاب مبنای محل (A) خواهد بود).

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

جمع بندی:

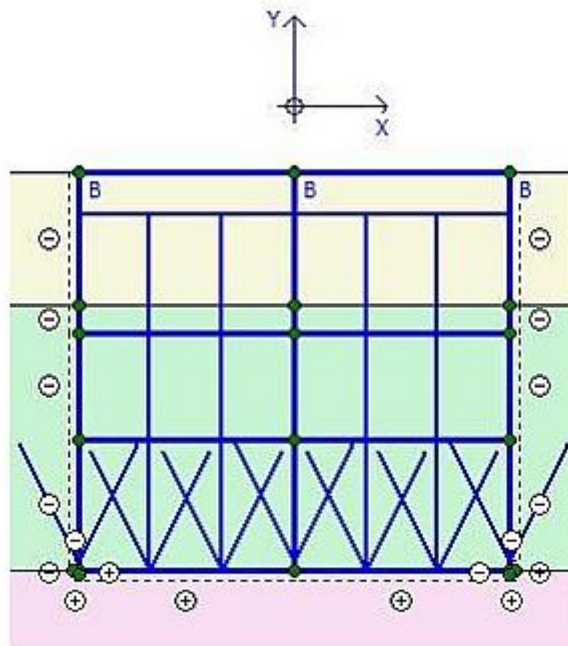
(با توجه به ۴ مرجع بررسی شده با تاکید بر روش ارائه شده در نشریه ۳۶۰ داریم)



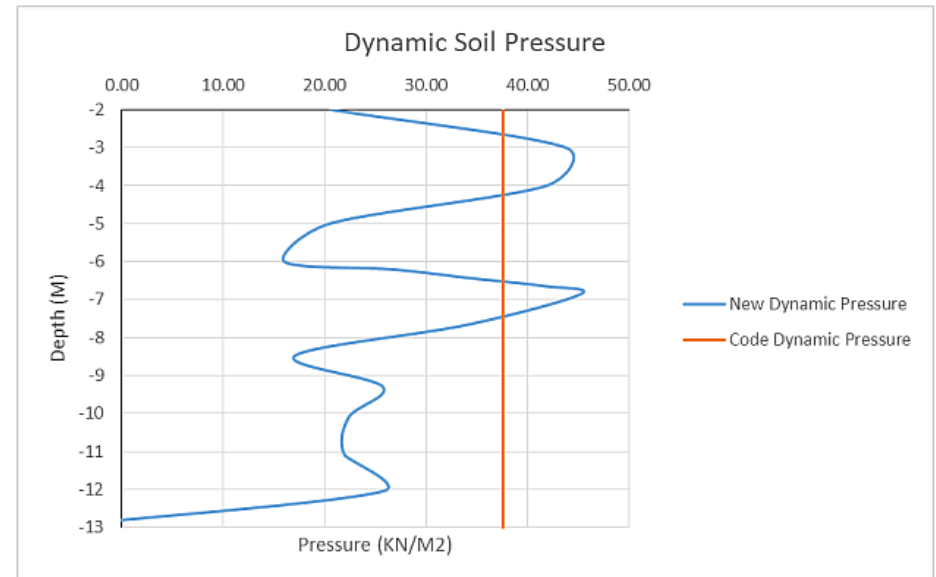
نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

معرفی روشهایی مانند وود:

یک نمونه ارتعاش واقعی مدل شده :



شکل ۱.۲ مدل سازه در نرم افزار PLAXIS



شکل ۷.۲ مقایسه متوسط توزیع فشار خاک دینامیکی وارد بر دیوار حائل با مقادیر آیین نامه ای

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

۲-۲-۵-۵-۷ در ترکیب‌های بارگذاری در شرایط زلزله، فقط اضافه فشار خاک هنگام زلزله به عنوان بخشی از نیروهای زلزله (E) لحاظ می‌گردد. در این حالت ترکیب بارگذاری، فشار خاک در شرایط استاتیکی به عنوان بار مرده (D) محسوب می‌گردد.

بنابراین طبق مبحث هفتم داریم: (روش مقاومت)

$$1.2H + 1.4EH$$

H: static load pressure

Eh: seismic earth pressure

در استعلام از رئیس کمیته **ASCE7** داریم:

Common practice in the U.S. is to treat the dynamic increment of soil pressure associated with earthquake, as an “E” load and to use the 1.0 factor on it

بنابراین طبق **ASCE7** داریم: (روش مقاومت)

$$1.6H + 1.0EH$$

H: static load pressure

Eh: seismic earth pressure

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)



S. K. GHOSH ASSOCIATES LLC
Seismic and Building Code Consulting

Seismic Lateral Earth Pressure on Basement and Retaining Walls

Posted on 2014-07-03

Topics: 2012 IBC, ASCE 7-10, Seismic Provisions

A: Section C11.8.3 of the expanded seismic commentary to ASCE 7-10 says the following:

Evaluation of Dynamic Seismic Lateral Earth Pressures. The dynamic lateral earth pressure on basement and retaining walls during earthquake ground shaking is considered to be an earthquake load, E , for use in design load combinations. This dynamic earth pressure is superimposed on the preexisting static lateral earth pressure during ground shaking. The preexisting static lateral earth pressure is considered to be an H load.

However, please note that E in ASCE 7 is determined at strength level, and consequently has a load factor of 1.0 on it in the strength design load combinations and 0.7 in the ASD load combinations. Seismic lateral earth pressures, on the other hand, are typically computed at ASD level. Therefore, we cannot use the same load factors as those used on E . It is our opinion that the above statement from the expanded commentary means that the seismic part of the earth pressure needs to be considered only in those load combinations that include E , but the load factor for strength design should be 1.4 and for ASD should be 1.0. Note the suggested strength design load factor of 1.4 is different from the load factor used on H , which is 1.6. This is because ASCE 7-10 applies a load factor of 0.7 on E for reducing it to ASD level. Our recommended factor of 1.4 is simply the reciprocal of 0.7.

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

سوال: طراحی دیوار و سازه در این حالت چگونه است؟

جواب: الف: دیوار – مطابق ASCE41 داریم:

The expression in Eq. (8-30) is a **simplified approximation** of the **Mononobe–Okabe** formulation.

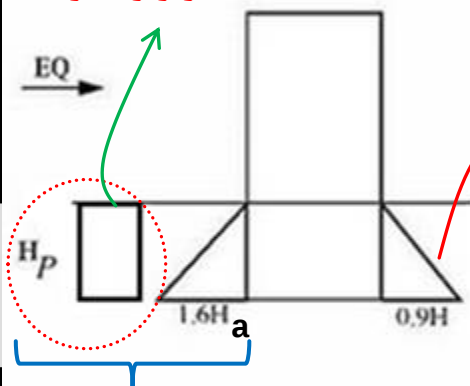
The seismic earth pressure shall be added to the unfactored static active earth pressure to obtain the total earth pressure on the wall. **The wall shall be evaluated as a force-controlled component** using acceptance criteria based on the type of wall construction and approved methods.

بنابراین دیوار نباید پلاستیک شده و کاهش اثرات زلزله بدلیل عواملی مانند ضریب رفتار ممنوع است.

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)



نیروی زلزله حالت سکون که به اشتباه همان رابطه ساده شده مونونوبه اوکابه معرفی شده



حالت فعال

حالت سکون

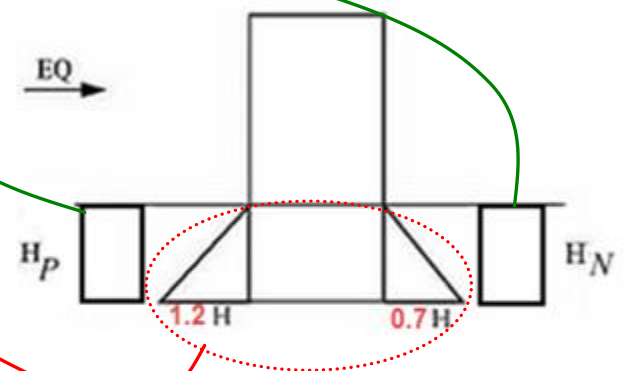
ASCE7

$$\text{Comb1} = 1.2D + F_z + 1.2F + L + RL + 0.2S + 1.6H_{a_{xp}} + 0.9H_{x_n} + 1.6H_{yp} + 1.6H_{yn} + 1.0H_{p_{xp}}$$

H_a : حالت فعال خاک

H : حالت سکون خاک

H_p : اثرات دینامیکی خاک به علت زلزله



ترکیب بار شماره (۵)

مبحث ۷

$$\text{Comb1} = 1.2D + F_z + 1.2F + L + RL + 0.2S + 1.2H_{xp} + 0.7H_{xn} + 1.2H_{yp} + 1.2H_{yn} + 1.4H_{p_{xp}} + 0.8H_{p_{xn}}$$

ضرایب جهت y می تواند همان ۱,۶ استاتیکی باشد.

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

ASCE41-23

8.7 SEISMIC EARTH PRESSURE

Building walls retaining soil shall be evaluated to resist additional earth pressure caused by seismic forces when both of the following are true:

1. Performance Objectives include Immediate Occupancy and/or Damage Control and,
2. Short period spectral response acceleration parameter $S_{xs}/2.5$ for the Seismic Hazard Level exceeds 0.4g.

PSA

The seismic earth pressure shall be added to the unfactored static active earth pressure to obtain the total earth pressure on the wall. The wall is permitted to be evaluated for out-of-plane forces as a deformation-controlled component for flexural forces, and as

نگرشی به اثر زلزله بر دیوارهای صلب ساختمانی (زیر تراز پایه)

ب : سازه - در این خصوص مشخصا در **ASCE41** گفته شده که این اضافه فشار نباید در افزوده شدن برش پایه سازه مورد استفاده قرار گیرد :

Seismic earth pressures calculated in accordance with this section are intended for use in checking acceptability of local wall components and should not be used to increase total base shear on the building.

اما اثرات این نیرو در سازه چه می شود؟

منطقی ترین برداشت این است که از آنجا سازه در اثر هرگونه بار زلزله اجازه پلاستیک شدن دارد لذا می توان این اضافه فشار نیروی زلزله را به طریق زیر اعمال نمود:

همانطور که مطابق **ASCE7** هر جا اثر **R** و کاهش مقاومت دیده شده، **I** هم برای جبران آن ذکر شده اینجا نیز ضریب اهمیت اعمال می شود:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \rightarrow \frac{EH}{\frac{Ru}{I}} = \frac{I \cdot EH}{Ru}$$

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

الف : ضریب زلزله

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

ضریب رفتار R :

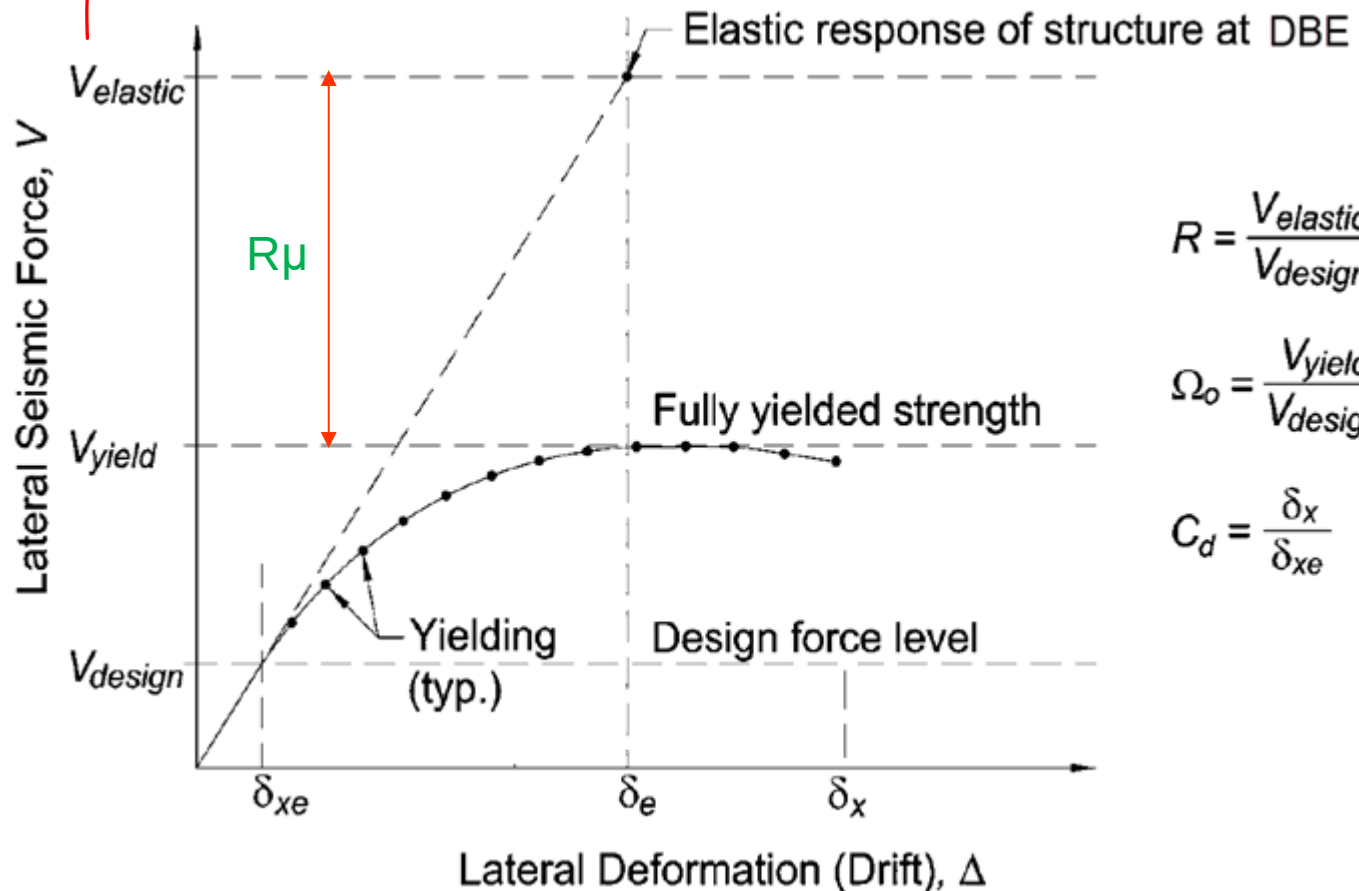
V_{design} = زلزله حالت مقاومت (ویرایش ۴)

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega_0$$

۱- ضریب شکل پذیری R_{μ}

۲- ضریب اضافه مقاومت Ω_0

نیروی زلزله چنانچه سازه خطی بماند!



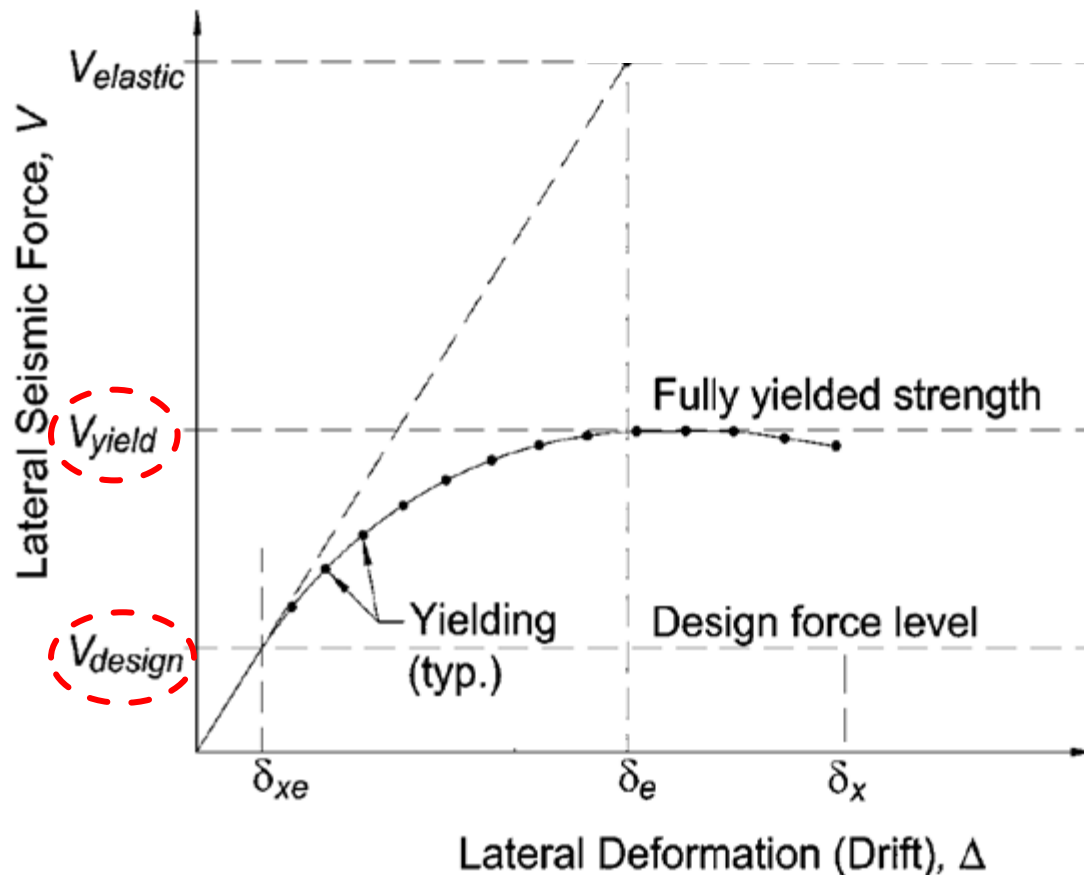
$$R = \frac{V_{elastic}}{V_{design}}$$

$$\Omega_0 = \frac{V_{yield}}{V_{design}}$$

$$C_d = \frac{\delta_x}{\delta_{xe}}$$

$V_d = \frac{ABI}{R} W$ = نیروی زلزله ای که سازه قبل از شروع خرابی (در محدوده خطی ارتجاعی) تحمل می کند
 $V_y = \Omega_0 V_d$ = کل نیروی زلزله ای که سازه تحمل می کند!

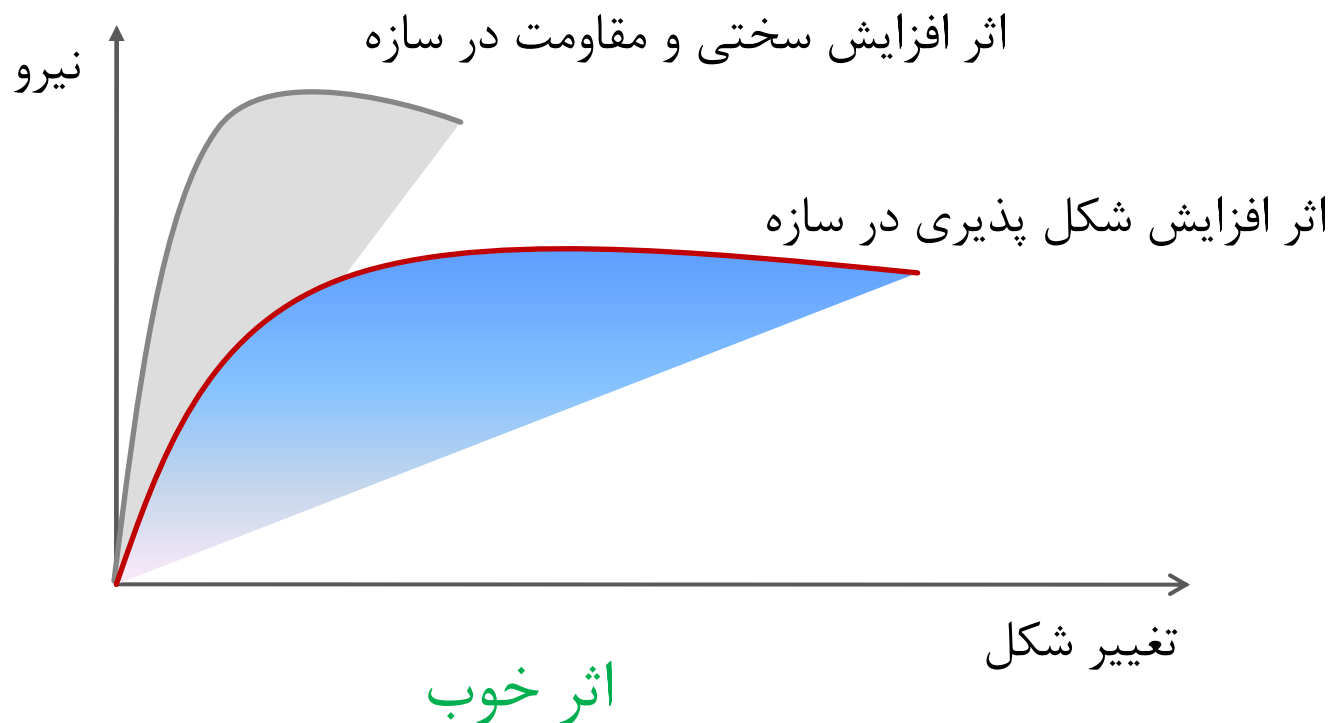
از آنجایی که مقاومت اعضا یکسان نیست، خرابی به ترتیب انجام میشود! بنابراین نیرو مرتب زیاد می شود!



جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی و بتنی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی و قاب ساده با دیوار برشی بتنی

سوال اول : این پدیده، یعنی افزایش نیرو خوب است یا بد؟



بنابراین افزایش مقاومت می تواند با **کاهش تقاضا** تغییر شکلی، تاحدی **ضعف** **شکل پذیری** را جبران کرده و **خسارت** را نیز کاهش دهد!

اثر بد: سازه در هنگام زلزله شدید برای استهلاک انرژی زلزله می بایست
خراب شود ولی خرابی کنترل شده:

- خرابی
کنترل
شده
- ۱- نوع خرابی (خرابی شکل پذیر مانند خرابی تیر در خمش)
 - ۲- میزان خرابی (مثلا حداکثر دوران تیر پیوند)
 - ۳- **ترتیب خرابی** (خرابی تیر در خمش قبل از ستون در قاب خمشی)

مورد سوم یعنی اینکه مثلا تا زمانیکه تیر به حداکثر دوران خود نرسیده (کامل خراب نشده)، ستون خراب (پلاستیک) نشود!

اثر بد افزایش مقاومت تیر می تواند تا **ترتیب خرابی** را برهم بزند!

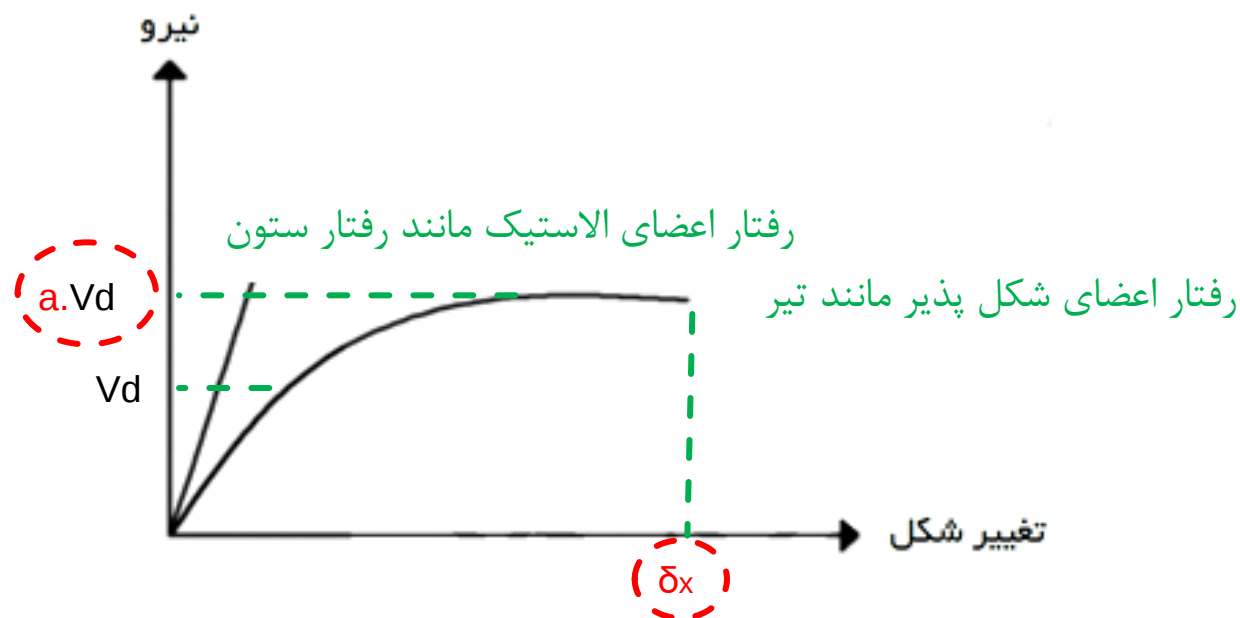
بنابراین مثلا ستون باید برای یک نیروی بزرگتر و برابر با حد نهایی نیروی
وارد بر تیر طراحی شود!

سوال دوم : چگونه این اثر در طراحی لحاظ می شود؟

اعضای سازه ای ۲ نوع رفتار دارند:

۱- شکل پذیر و کنترل شونده توسط تغییر شکل پلاستیک ← نیروی زلزله طراحی V_d

۲- الاستیک و کنترل شونده توسط نیرو (قبل از خرابی) ← نیروی زلزله طراحی $a.V_d$

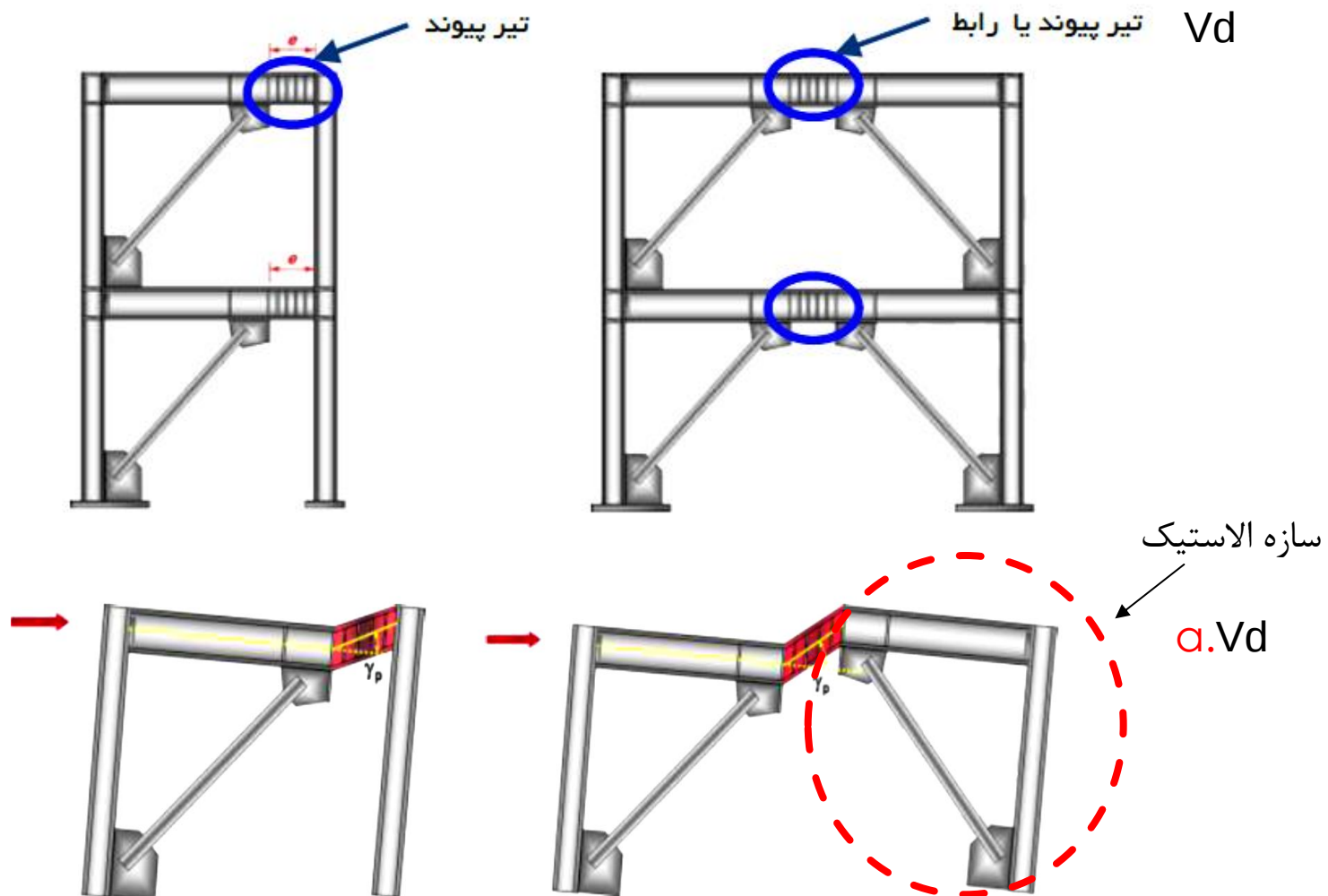


ضریب اضافه مقاومت Ω_0

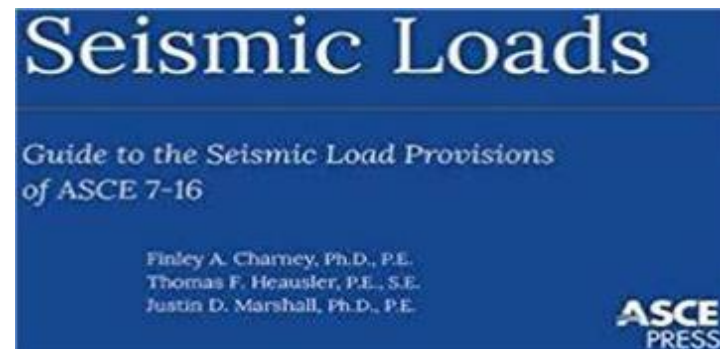
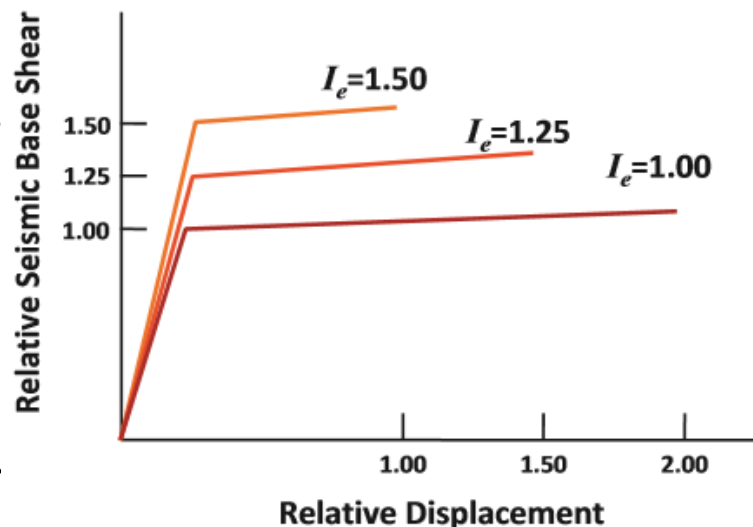
Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت ، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین نامه های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه های با سیستم های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود.



الف : ضریب زلزله



in which I_e appears to be a modifier of R , which is an incorrect interpretation because R is a system-dependent parameter that is independent of risk. Another interpretation of I_e is obtained when Equation (12.8-2) is written as follows:

$$C_s = \frac{S_{DS} I_e}{R} \quad (\text{G6-1})$$

In the revised equation, I_e appears to act as a multiplier of the design spectral acceleration. This also is an incorrect interpretation because the level of ground motion felt by a building is not a function of risk. The true purpose of the importance factor is to provide *additional strength* for risk-critical facilities. For the same level of ground motion and type of detailing, a stronger building will have lower ductility demand and less damage than a weaker system.

الف : ضریب زلزله

ضریب اهمیت I : (در مقایسه سیستم متوسط و ویژه)

۳-۳-۵-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

همانطور که از جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ مشاهده می‌شود سیستم‌های ویژه به علت ظرفیت تحمل تغییرشکلهای زیاد و نتیجتاً استهلاک بیشتر انرژی زلزله دارای ضریب رفتار بزرگتری هستند، این مسئله باعث پدید آمدن ۲ مشکل در این سازه ها می‌شود:

- ۱- خرابی زودتر به علت کاهش برش طراحی و متناسب آن ظرفیت خطی سازه
- ۲- خرابی بیشتر به علت نیاز به تغییرشکلهای بیشتر به منظور جبران ضعف مقاومت با فرض ثابت نگاه داشتن سطح زیر نمودار

الزام آیین نامه برای استفاده از سیستم‌های ویژه برای ساختمانهای مهم، ایجاد ظرفیت بیشتر (به دلیل کاهش ریسک فروریزش) است نه کاهش مقاومت به واسطه افزایش R !..

الف : ضریب زلزله

آیا استفاده از ضریب اهمیت، همیشه عملکرد را هم افزایش می دهد؟
خیر، در تبدیل سیستم قاب خمشی متوسط به ویژه، با افزایش مقاومت باعث رفع دو نقیصه (خرابی زودتر و بیشتر) می شود، نه افزایش عملکرد!! اما در سیستم های یکسان ممکن است!

۱- ساختمان های با "اهمیت متوسط" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده سازه ای و غیر سازه ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.

۲- ساختمان های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.

۳- ساختمان های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه ای و غیرسازه ای نداشته باشند، به طوری که بهره برداری از آنها امکان پذیر باشد.

Table C17.2-1 Performance Expected for Minor, Moderate, and Major Earthquakes^a

Performance Measure	Earthquake Ground Motion Level Minor	Earthquake Ground Motion Level Moderate	Earthquake Ground Motion Level Major
Life-safety: Loss of life or serious injury is not expected	F, I	F, I	F, I
Structural damage: Significant structural damage is not expected	F, I	F, I	I
Nonstructural damage: Significant nonstructural or contents damage is not expected	F, I	I	I

Note: ^aF indicates fixed base; I indicates isolated.

الف : ضریب زلزله

محاسبه میزان تصرف یا تجمع در یک فضا به منظور محاسبه **ضریب اهمیت**

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ آمده است :

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

سوال اصلی اینست که چگونه می‌توان میزان تجمع یا تصرف در یک فضا را تخمین زد؟

تنها مرجع موجود که به این موضوع پرداخته است، **مبحث سوم مقررات ملی ساختمان** و تخمین این میزان برای **محاسبه ظرفیت راه های خروج** طبق جدول زیر است. به این منظور لازم است تا سطح بنای ناخالص (کل زیر بنا در هر طبقه) بر واحد تصرف تقسیم شود:

در مواردی که در جدول، برای یک نوع تصرف، مساحت ناخالص و مساحت خالص به صورت اعداد جداگانه ارائه شده است، برای تعیین بار تصرف باید در محاسبات، عدد مربوط به مساحت ناخالص برای کل بنا و عدد مربوط به مساحت خالص را برای سطحی که به طور مشخص به آن تصرف اختصاص می یابد، در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۶-۱: سرانه تصرف در بناهای مختلف (بر حسب مترمربع به ازای هرنفر)

کارکرد بنا	ویژگی فضاها	سرانه تصرف (مترمربع به ازای یک نفر)
مسکونی	- هتل ها، بناهای آپارتمانی و پانسیون ها و خانه های سالمندان - خوابگاه ها و شبانه روزی ها (مانند سربازخانه یا خوابگاه مدرسه شبانه روزی)	۱۸/۶ ناخالص ۴/۶ ناخالص

۰/۷ خالص	سالن های گردهمایی با صندلی غیر ثابت (فشرده بدون میز) مانند: سالن های مساجد، سالن های برگزاری انواع مراسم، جشن ها و ...	
۰/۵ خالص	شبستان مساجدی که غیر از نماز جماعت، سایر مراسم با جمعیت فشرده در آن ها برگزار می شود.	
۱/۴ خالص	سالن های گردهمایی با میز و صندلی غیر ثابت، مانند: سالن های کنفرانس، رستوران ها و سالن های غذاخوری	
۱/۰ ناخالص یا ۴۵ سانتی متر طول نیمکت	ورزشگاه ها و سالن هایی که جایگاه نشستن در آنها سکو یا نیمکت است.	تجمعی
۵/۶ ناخالص	فضاهای تجاری واقع در تمام طبقات	کسبی / بازرگانی
۹/۳ متر مربع سطح ناخالص	طبقات یا بخش های اداری مراکز تجاری	
۲۷/۹ متر مربع سطح ناخالص	طبقات یا فضاهای مربوط به بسته بندی و انبار کالا	

متناسب با این جدول حداکثر فضای قابل قبول برای اهمیت متوسط:

تجاری = ۱۶۸۰ متر مربع

ورزشی (سالن بدون تجهیزات) = ۴۲۰ متر مربع

ورزشی (ورزشگاه با سکو یا نیمکت) = ۳۰۰ متر مربع

گردهمایی (سالن اجتماع بدون صندلی) = ۲۱۰ متر مربع

گردهمایی (سالن اجتماع با صندلی غیر ثابت) = ۴۲۰ متر مربع

فضاهای ورزشی و تفریحی	شامل ۵ متر برای دورخیز	سالن بولینگ (فضاهای جانبی مانند فضاهای عبور، بوفه و غذاخوری)
	۰/۷ خالص	صحنه های سرپوشیده مسابقات و ورزش هایی مانند کشتی، بوکس و ورزش های رزمی
	۹/۳ ناخالص	زورخانه
	۳/۷ ناخالص	فضاهای تمرین ورزشی با تجهیزات
	۴/۶ ناخالص	فضاهای تمرین ورزشی بدون تجهیزات
	۱/۴ ناخالص	

ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16

Those studies indicated that stories with story shears of at least 35% of the base shear include all stories of low-rise buildings (buildings up to five to six stories) and about 87% of the stories of tall buildings

Seismic Loads

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10

12.3.4.2, which states that ρ may be taken as 1.0 where the structure has no horizontal structural irregularities and where at least two bays of perimeter seismic force-resisting elements exist on each side of the building for each story of the building resisting more than 35% of the seismic base shear. The number of bays for a shear wall shall be considered as the total length of the wall (in one plane) divided by the story height, or two times the total length of the wall divided by the story height for light-frame construction.

ضریب نامعینی ρ

علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

۲-۲-۳-۳ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۲-۳ محدودیت‌های مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

سوال، در سازه ای که نامنظمی پیچشی شدید است، بدون نیاز به کنترل، آیا باید ضریب نامعینی ۱.۲ باشد؟ ضریب نامعینی باید برای هر دو طرف یکسان باشد؟

7.1 Structural Configuration Issues

to evaluate drift at the edges of the building. In addition, it is not unusual for an initially torsionally irregular building to be extremely irregular when components are removed to evaluate structural redundancy. If this happens (or if the system is initially extremely irregular), the redundancy factor ρ becomes 1.3, which increases all seismic design forces by 30%. See Section 12.3.4 of the standard and Chapters 10, 12, and 13 of this guide for additional discussion on these issues.

Subparagraph (a) of Section 12.3.4.2, in association with Table 12.3-3, describes the calculation test. In this test, a lateral load-resisting element (or connection) is removed from the structure to determine if removal of the element or connection causes an extreme torsional irregularity (where one was not present before), or if the lateral strength of the structure is reduced by more than 33%. If the extreme torsional irregularity or excessive strength loss does not occur, the redundancy factor may be taken as 1.0. Note that the torsional irregularity test fails (ρ must be taken as 1.3) if the structure has an extreme torsional irregularity before the component or connection is removed.

Two final points are made regarding the use of the redundancy factor:

1. When it is determined that $\rho = 1.3$ in a given direction, the factor of 1.3 applies only to load combinations where seismic forces are applied in that direction. Also, the load combination with $\rho = 1.3$ is used for all components and connections developing seismic forces when the load is applied in that direction. This includes elements and components from the bottom to the top of the structure and is *not* limited to those elements and components in levels resisting more than 35% of the seismic base shear.



Seismic Loads

Guide to the Seismic Load Provisions
of ASCE 7-16

Finley A. Charney, Ph.D., P.E.
Thomas F. Heausler, P.E., S.E.
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.

ASCE
PRESS

Alireza Faroughi

Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

علیرضا فاروقی

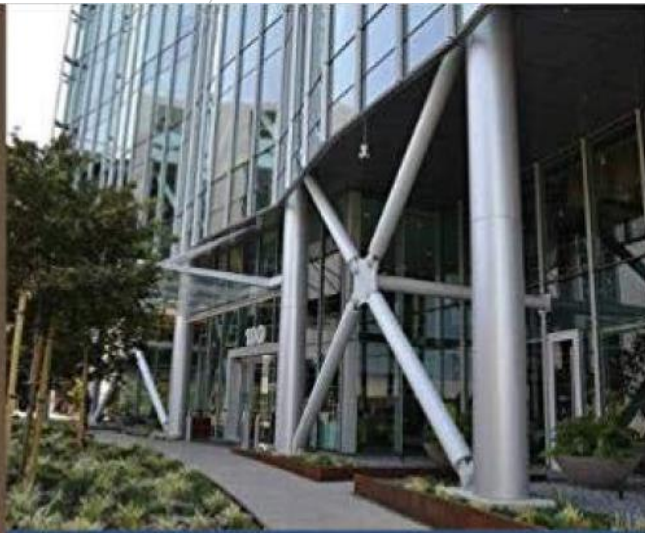
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

For the story mechanism [Figure G11-6(a)], which is applicable for systems that do not satisfy the strong column–weak beam criterion, the story strength of story, V_{yi} , (AISC 2005) is

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{k=1}^m M_{pCk}}{H} \quad (C3-3)$$

For the beam (girder) mechanism that does satisfy the strong column–weak beam requirements [Figure G10-6(b)], the AISC expression for computing story strength (AISC 2005) is

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{j=1}^n M_{pGj}}{H} \quad (C3-2)$$

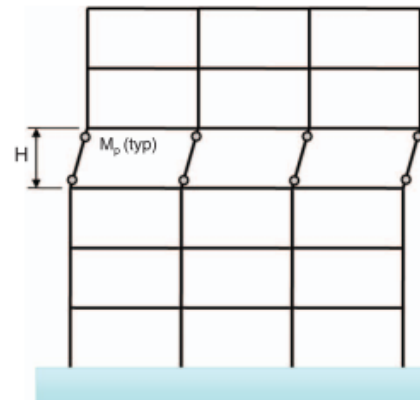


Seismic Loads

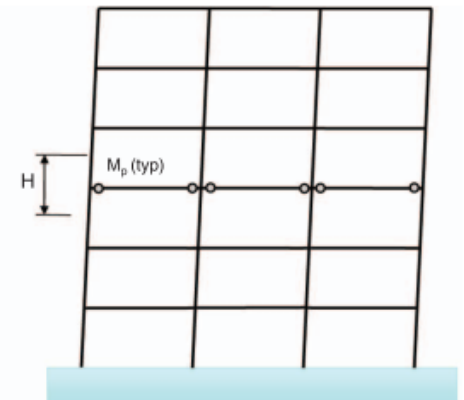
Guide to the Seismic Load Provisions
of ASCE 7-16

Finley A. Charney, Ph.D., P.E.
Thomas F. Heausler, P.E., S.E.
Justin D. Marshall, Ph.D., P.E.

ASCE
PRESS



(a) Moment Frame (Story Mechanism)



(b) Moment Frame (Beam Mechanism)

k and j = Integer counters,

m = Number of columns,

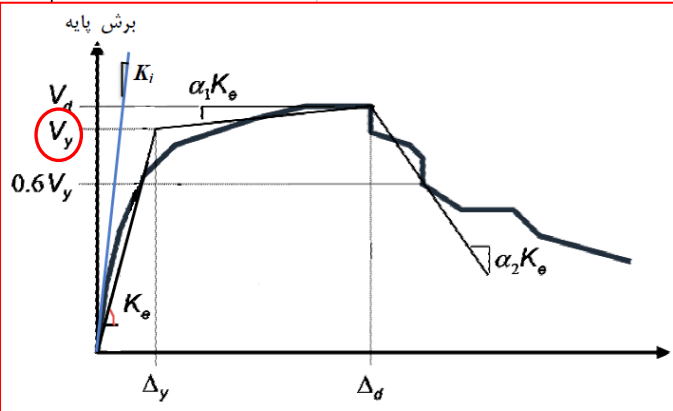
M_{pCk} = Plastic moment strength of column k under minimum factored load,

n = Number of bays,

M_{pGj} = Plastic moment strength of beam j , and

H = Story height.

Finding the story strength of other systems, such as **frame-wall** systems in concrete or moment frames in combination with braced frames in steel, is not straightforward and must be **computed using nonlinear static analysis**.



عضوی را که حذف آن بیشترین افت مقاومت را در طبقه ایجاد می کند بیابید و مطابق جدول ۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰ حذف کنید و بدون حضور آن المان تحلیل خطی انجام دهید.

در سازه تضعیف شده، ضرایب نیروی زلزله را به ۰.۶۷ کاهش دهید. آیا پس از کاهش ضریب زلزله، نسبت تنشها در سازه تضعیف شده، در تمامی اعضا، کمتر از نسبت تنشهای متناظر در سازه سالم می باشد؟

ضریب نامعینی ρ
کنترل در سازه های
نامنظم با حذف عضو

تقریب اولیه بر اساس تشکیل اولین
elastic methods: مفصل:
(based on first yield)

بله

تحلیل غیرخطی انجام شود. آیا حذف المان موجب کاهش بیش از ۳۳٪ در مقاومت طبقه (بر اساس نتایج آنالیز غیرخطی) می شود؟

بله

خیر

آیا حذف تمامی المانهای
محتمل بررسی شده است؟

بله

$\rho = 1.0$

$\rho = 1.2$

ضریب نامعینی ρ

۳-۲-۳-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

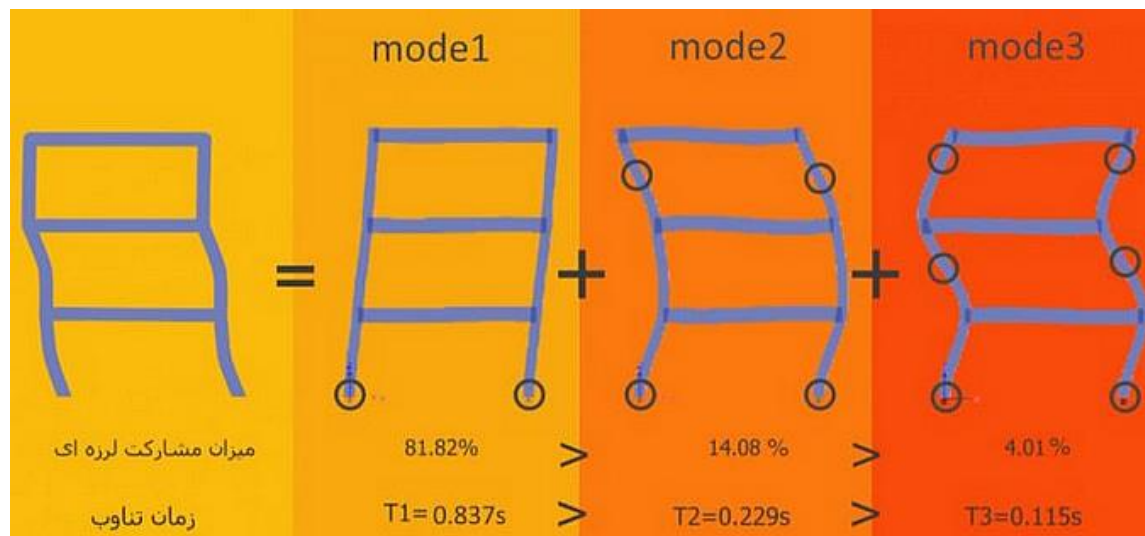
ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضای که مشمول طراحی برای زلزله تشدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

ب : تحلیل طیفی



ب : تحلیل طیفی

۴ نکته :

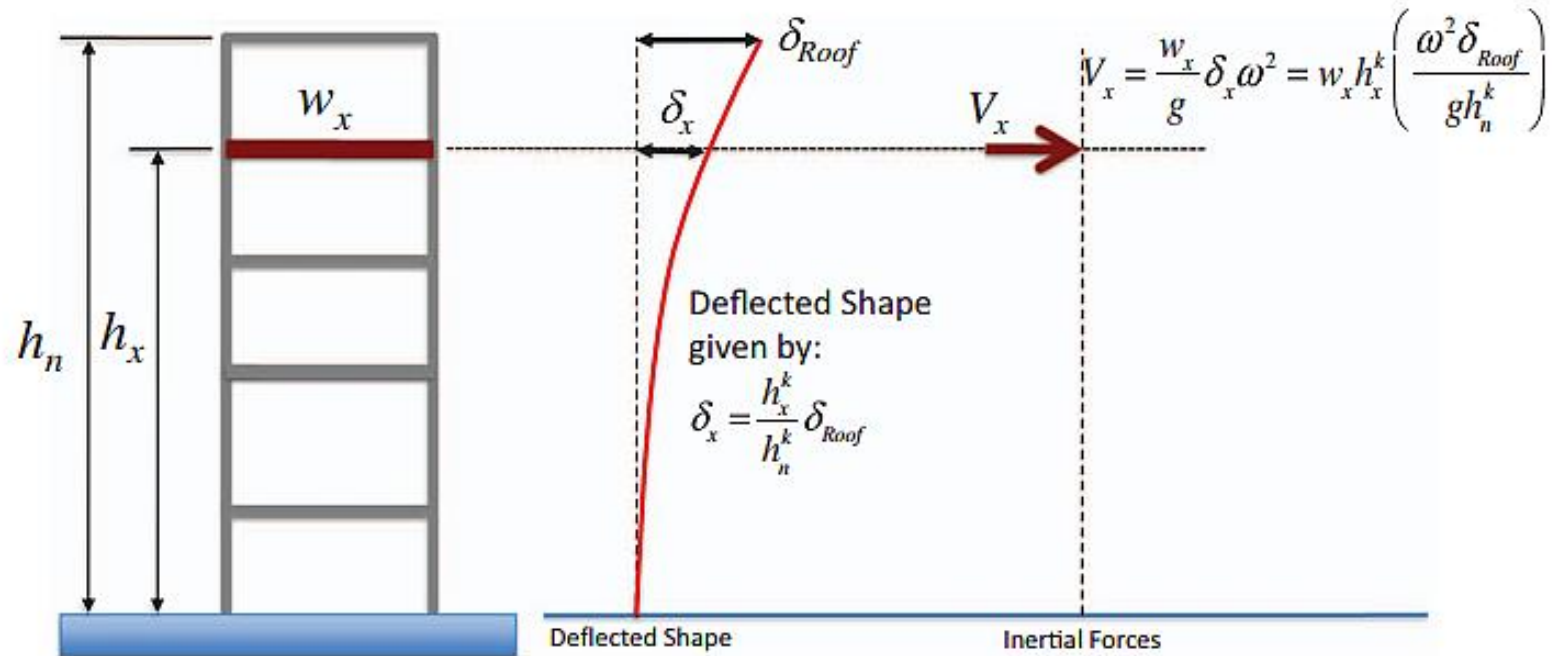
۱- مقیاس کردن برش پایه طیفی در حالتی که برش در دو راستا وجود دارد چگونه است؟

۲- مقیاس کردن برش پایه طیفی در اعمال به صورت زاویه ای وقتی ضرایب رفتار در جهات اصلی متفاوت است چگونه است؟

۳- کنترل دریافت چگونه انجام می شود؟

۴- کنترل نامنظمی پیچشی (و تشدید آن) چگونه انجام می شود؟

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع - روش استاتیکی معادل



$$V_x = \frac{w_x}{g} \omega^2 \delta_x = w_x h_x^k \left(\frac{\omega^2 \delta_{roof}}{g h^k} \right)$$

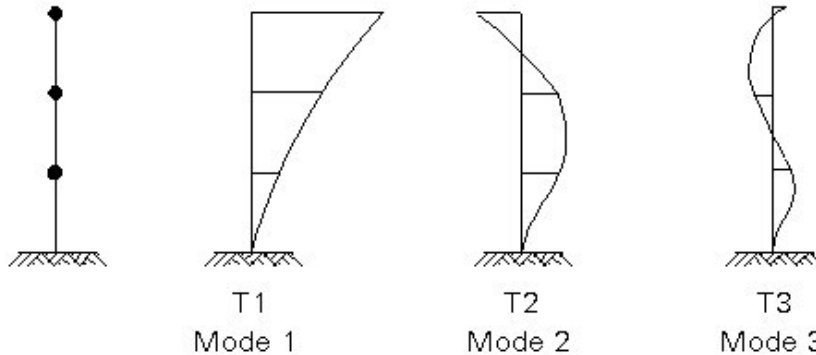
$$\frac{F_x}{V} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_i w_i h_i^k}$$

$$\sum_i V_i = \left(\frac{\omega^2 \delta_{roof}}{g h_n^k} \right) \sum_i w_i h_i^k = V$$

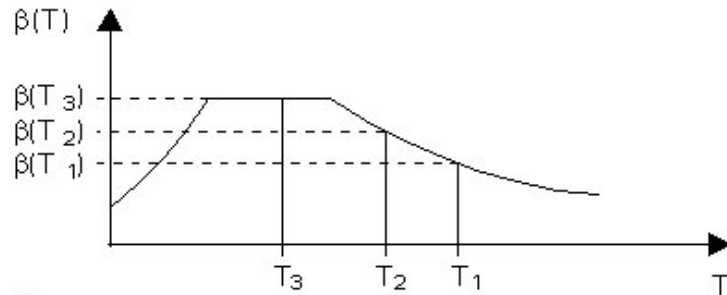
$$V_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_i w_i h_i^k} V = C_{vx} V$$

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع - روش طیفی

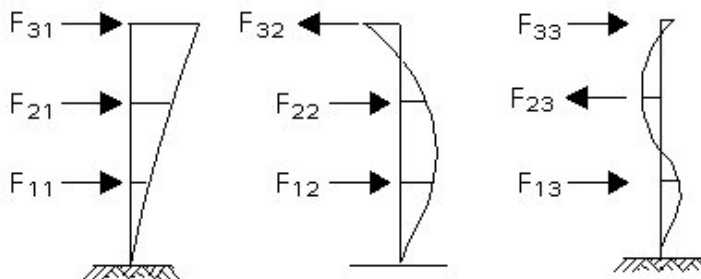
Step 1 : Computation of mode shapes and periods



Step 2 : Reading the response spectrum



Step 3 : Modal responses



$$V_j = \gamma_j S_d(\omega_j, \xi_j)$$

V_j (دامنه یا پاسخ کلی مد j) از ضرب γ_j در طیف تغییر مکان زلزله بدست می آید و بنابراین واحدش تغییر مکان است (پاسخ تغییر مکان مد j را فرض مدلسازی هر مد به صورت یک جسم یک درجه) و به علت وجود γ_j بیانگر میزان شرکت هر مود در کل پاسخ نیز می باشد.

بردار تغییر مکان واقعی مود j تحت بار وارده: $\{v_j\} = \{\phi_j'\} v_j$

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N R_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} R_n R_m}$$

بنابراین توزیع طیفی هم **میانگین وزنی (آماري)** از نیروهای وارد بر طبقات هستند و بیانگر بیشترین نیروی وارد بر طبقات نیستند!

نکته: دقت کنید که همه نتایج تحلیل طیفی از رابطه زیر بدست می آیند: (CQC)

$$R = \sqrt{\sum_{n=1}^N R_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} R_n R_m}$$

ضریب همبستگی (Correlation Coefficient):

این ضریب بین ۱- و ۱ تغییر می کند. اگر $\rho = 1$ بیانگر رابطه مستقیم کامل بین دو متغیر باشد، رابطه مستقیم یا مثبت به این معناست که اگر یکی از متغیرها افزایش (یا کاهش) یابد، دیگری نیز افزایش (یا کاهش) می یابد. $\rho = -1$ نیز وجود یک رابطه معکوس کامل بین دو متغیر را نشان می دهد. رابطه معکوس یا منفی نشان می دهد که اگر یک متغیر افزایش یابد متغیر دیگر نیز کاهش می یابد و بالعکس.

زمانی که ضریب همبستگی برابر صفر است این نشان می دهد که بین دو متغیر رابطه خطی وجود ندارد.

با فرض ورودی طیف نوفه سفید- پاسخ یکسان برای همه مدها- زمانی که نسبت زمانهای تناوب از ۰.۳ کمتر باشد کاملاً نوابسته هستند و برای میرایی ۰.۰۵ نسبت زمانهای تناوب کمتر از ۰.۷۴ مقدار ضریب همبستگی ρ_{nm} کمتر از ۰.۱ می شود و قابل صرف نظر

اصلاح برش پایه - نکته ۱:

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



شماره: ۹۶-۱۱-۱۸۱۵۵ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

موضوع: استعلام فنی و درخواست شفاف سازی در خصوص ضوابط استاندارد ۲۸۰۰

الف) از مولفه امتداد تحریک شده و مولفه ایجاد شده در امتداد عمود بر آن برآیند برداری (SRSS) گرفته و با برش پایه استاتیکی امتداد تحریک همپایه گردد.

$$(Scale Factor)_x = \frac{(Vx)_{st}}{\sqrt{(Vx)_{dyn}^2 + (Vy)_{dyn}^2}} \text{ و } (Scale Factor)_y = \frac{(Vy)_{st}}{\sqrt{(Vx)_{dyn}^2 + (Vy)_{dyn}^2}}$$

ب) صرفاً مولفه برش پایه دینامیکی امتداد تحریک با برش پایه استاتیکی همان امتداد همپایه شود. (از مولفه برش پایه دینامیکی در امتداد عمود بر جهت تحریک صرف نظر گردد.)

$$(Scale Factor)_x = \frac{(Vx)_{st}}{(Vx)_{dyn}} \text{ و } (Scale Factor)_y = \frac{(Vy)_{st}}{(Vy)_{dyn}}$$

پاسخ سوال شماره ۱: برش پایه دینامیکی امتداد تحریک با برش پایه استاتیکی همان امتداد همپایه می شود و و روش ب ذکر

شده در نامه صدرالاشاره مورد پذیرش است.

For the purpose of designating a brace as acting in tension or in compression when establishing the expected brace strength, the horizontal component of the design earthquake loads shall be applied in one direction per analysis. Analyses shall be performed for each direction of frame loading. For systems that include columns that form part of two intersecting frames in orthogonal or multi-axial directions, the analysis shall consider the potential for brace yielding in both directions simultaneously.

Design Axial Strength ϕP_n

ستون بتنی: بین ۱ تا ۳ درصد آرماتور طولی
 $\phi=0.65, P_n=0.8.P_o$ (Min > 0.1Ag.fc)

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان
 ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت. (عمدتاً برون محور و همگرای معمولی)

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۷-۳-۳)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

جمهوری اسلامی ایران
 وزارت راه و شهرسازی
 مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



شماره: ۹۶-۱۱-۱۸۱۵۵ تاریخ: ۹۶/۹/۵ پیوست:

پاسخ سوال شماره ۲: در مواردی که مقدار برش پایه استاتیکی در دو امتداد متعامد یکسان نباشد در همپایه سازی برش پایه حلیفی با استاتیکی باید لز برش پایه‌ای استفاده شود که حداکثر است.

نسبت تنش فشاری ستونهای مربعی با تنگ در ضابطه ۱۰۰-۳۰ به fc

$$(0.44 * (1 - \rho) + 0.52 * \rho * \frac{f_y}{f_c}) * 0.2$$

نسبت تنش فشاری ستونهای دایروی با مارپیچ در ضابطه ۱۰۰-۳۰ به fc

$$(0.54 * (1 - \rho) + 0.64 * \rho * \frac{f_y}{f_c}) * 0.2$$

علیرضا فاروقی

استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

اصلاح برش پایه- نکته ۲:

CSRSI 2020

اصلاح برش پایه - نکته ۲:

ratio and determine the design axial strength of the column:

$$\phi P_{n(max)} = \phi 0.80 P_o = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - 0.01 A_g) + f_y (0.01 A_g)]$$

$$= 0.65 \times 0.80 \times \{ [0.85 \times 4 \times (784.0 - 7.84)] + (60 \times 7.84) \} = 1,616.9 \text{ kips}$$

$$0.2 \phi P_{n(max)} = 0.2 \times 1,616.9 = 323.4 \text{ kips} > 72.7 \text{ kips}$$

FEMA P-2192-V1/November 2021

4.5.2 Design of Shear Walls

The design of one of the shear walls at the base of the structure is illustrated in this example. Similar procedures may be followed to design the shear wall at the other floor levels. The design of shear walls is performed in accordance with the provisions of ACI 318-19.

Each L-shaped segment of the shear wall core is designed as a flanged wall in each direction. (Figure 4-5). Per ASCE/SEI 7 Section 12.5.4, "any column or wall that forms part of two or more intersecting seismic force-resisting systems and is subjected to axial load due to seismic forces acting along either principal plan axis equaling or exceeding 20% of the axial design strength of the column or wall" needs to be designed considering the orthogonal combination of seismic forces along x- and y-axes of the structure in accordance with one of the procedures specified in ASCE/SEI 7 Section 12.5.3.1. The maximum axial compression on this flanged wall, when subjected to seismic forces along the x-axis, is 3,385 kips, and that when subjected to seismic forces along the y-axis is 3,586 kips. Both these values are less than 20% of the axial design strength of the wall, which is 29,547 kips (shown later). Thus, it is not required to consider orthogonal combinations of the seismic forces, and the wall is designed for the seismic forces along x- and y-axes separately.

اصلاح برش پایه - نکته ۲:

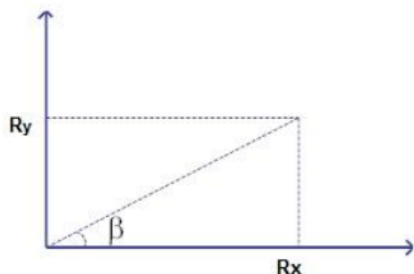
۸-قاعده مستطیلی

ابتدا فرض می‌شود که ضرایب رفتار از یک قاعده مستطیلی پیروی می‌کنند. مطابق با این قاعده و بر اساس رابطه زیر (۱۱) با داشتن مقادیر ضریب رفتار در راستاها (X,Y)، مقادیر ضریب رفتار تحت هر زاویه دلخواهی بدست می‌آید [۱].

$$\beta = \arctan \left(\frac{R_y}{R_x} \right) \quad (11)$$

$$R_\alpha = \begin{cases} \frac{R_x}{\cos \alpha}, & \alpha \leq \beta \\ \frac{R_y}{\sin \alpha}, & \alpha \geq \beta \end{cases}$$

نمودار (۴): نمودار قاعده مستطیلی



فصلنامه آنالیز سازه - زلزله دوره ۱۴، شماره ۱، بهار ۱۳۹۶

ضریب زلزله زاویه‌ای در سازه‌های نامنظم در پلان

NZS 1170.5 Supp 1:2004

New Zealand Standard™

Structural Design Actions

Part 5 : Earthquake actions –
New Zealand – Commentary

NZS 1170.5 Supp 1:2004

52

C6.2 EQUIVALENT STATIC METHOD

C6.2.1.1 General

Earthquake loads skew to two orthogonal principal axes may be assessed using:

$$V_\theta = V_x \cos^2 \theta + V_y \sin^2 \theta$$

where

θ is the angle of skew measured from the X-axis

V_x, V_y are the base shears in two principal directions x and y.

نحوه اعمال ۱۰۰-۳۰ در تحلیل طیفی (نرم افزاری):

- ۱- روش اول: تعریف SPX و SPY به صورت مجزا و ترکیب آنها در قسمت load combination به صورت $SPX + 0.3 \times SPY$
- ۲- روش دوم: تعریف همزمان SPX و SPY در قسمت Load case و ترکیب دو جهت به صورت absolute
- ۳- روش سوم: تعریف زلزله ها به صورت زاویه دار (SP0, SP15, SP30,SP165) (در بحث جهت اصلی سازه استفاده می شود)
- ۴- روش چهارم: تعریف یک زلزله واحد بنام SP-X-Y در قسمت Load case و ترکیب جهت های X و Y به صورت SRSS

۱- اضافه شدن ۲ حالت به صورت ترکیب باهم و با علامت مثبت به

$$\frac{+ \rho \times (SPXE + 0.3SPY) + EV}{+ \rho \times (SPYE + 0.3SPX) + EV}$$

ترکیبات بار (هم بین و هم قبل)

۲- اضافه شدن ۲ حالت بار (که قبلا ترکیب شده اند) با علامت مثبت به

$$\frac{+ \rho \times (SP-X - 0.3Y)}{+ \rho \times (SP-Y - 0.3X)}$$

ترکیبات بار (فقط قبل علامت مثبت دارد)

۳- زلزله های زاویه ای

۴- در این روش باید حالات طیفی با ضریب ۱۰۰ درصد با SRSS ترکیب شوند که به علت ازدیاد برش در راستای متعامد **صرف نظر** می شود.

نحوه تشخیص جهات اصلی سازه برای اعمال قاعده ۱۰۰-۳۰ درصد:

هرچند در متن آیین نامه به جهت اصلی اشاره ای نشده است لیکن برای ایجاد "بیشترین اثر" توصیه می شود انجام شود.
به متن زیر توجه کنید (Wilson, 2002):

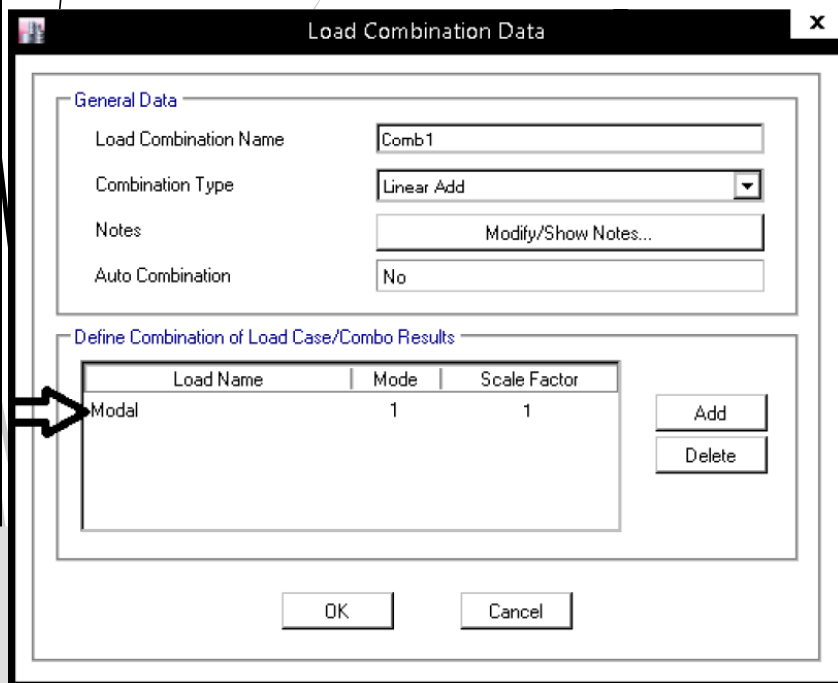
17.4.2 Definition of Principal Directions

A weakness in the current code is the lack of definition of the "principal horizontal directions" for a general three-dimensional structure. If each engineer is allowed to select an arbitrary reference system, the "dynamic base shear" will not be unique and each reference system could result in a different design. One solution to this problem that will result in a unique design base shear is to use the direction of the base shear associated with the fundamental mode of vibration as the definition of the "major principal direction" for the structure. The "minor principal direction" will be, by definition, 90 degrees from the major axis. This approach has some rational basis because it is valid for regular structures. Therefore, this definition of the principal directions will be used for the method of analysis presented in this chapter.

متن فوق پیشنهاد میکند راستای مد اول به عنوان جهت اصلی انتخاب شود و تحریک سازه در آن راستا (راستای مد اول) و نیز راستای عمود بر آن انجام شود.

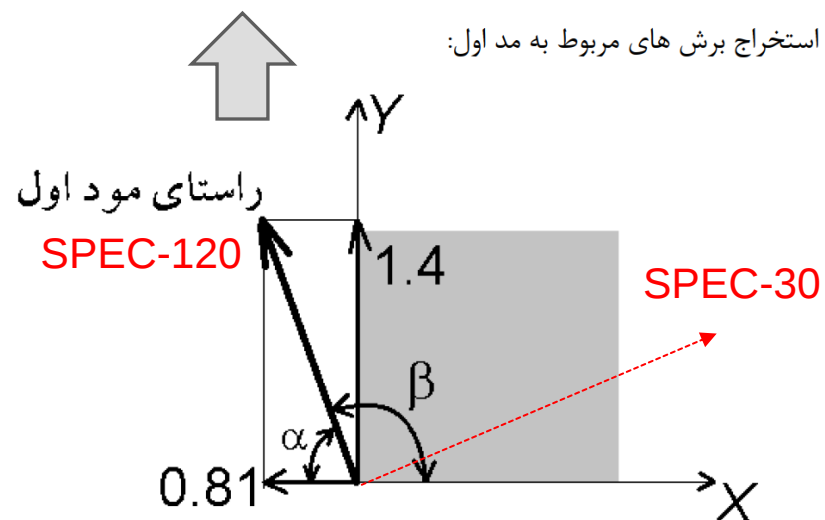
- در این سازه ها (سازه هایی که مولفه فرعی مقدار قابل توجهی دارد و طراحی قصد دارد همپایه سازی را به صورت مولفه ای انجام دهد)، بهتر است کل سازه نسبت به محورهای x و y دوران دهد تا راستای تحریک (راستای $SPEC-X$ و $SPEC-Y$) به گونه ای باشد که مقدار مولفه فرعی به حداقل برسد.
- باید توجه شود که این روش (استفاده از مد اول برای انتخاب راستای اصلی) زمانی موثر است که درصد مشارکت جرمی مد اول بالا باشد.

نحوه تشخیص جهات اصلی سازه برای اعمال قاعده ۱۰۰-۳۰ درصد:



$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.4087}{0.8133} \right) = 60^\circ \rightarrow \beta = 120^\circ$$

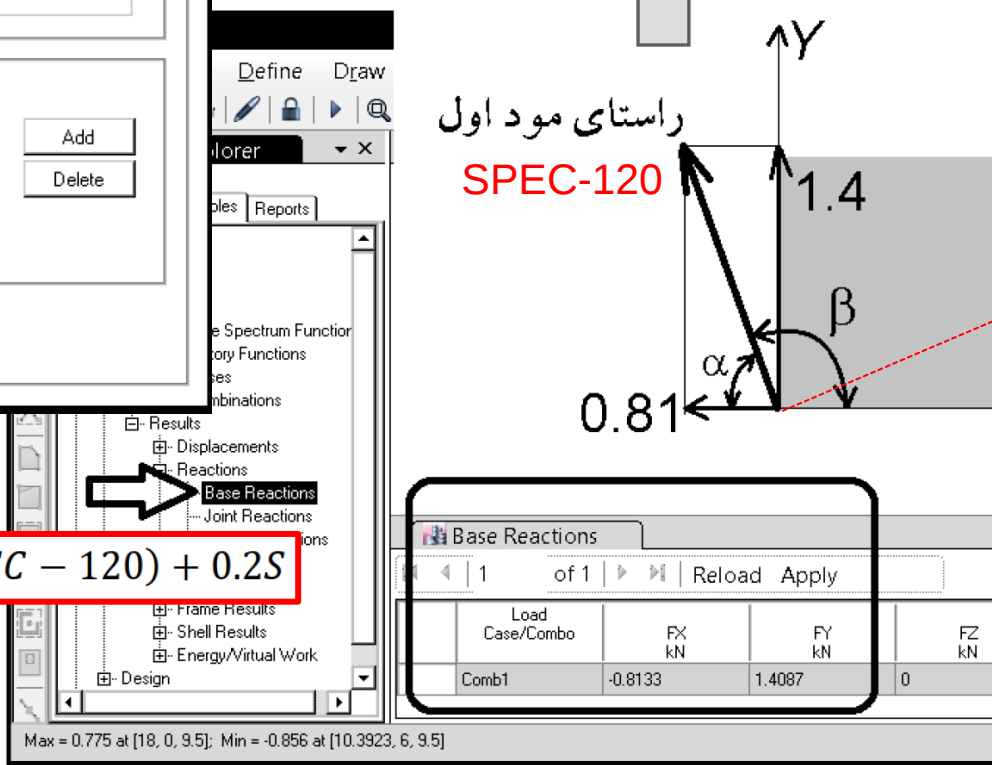
استخراج برش های مربوط به مد اول:



ترکیب با روش اول:

$$1.2D + L + (SPEC - 30) + 0.3(SPEC - 120) + 0.2S$$

به جای SPECX
یا اینکه کل سازه دوران یابد



کنترل دريـفت - نکته ۳:

سوال دوم : (برای سازه های نامنظم در پلان)
کنترل دريـفت در این گونه سازه ها چگونه است؟

FEMA P-1051/July 2016

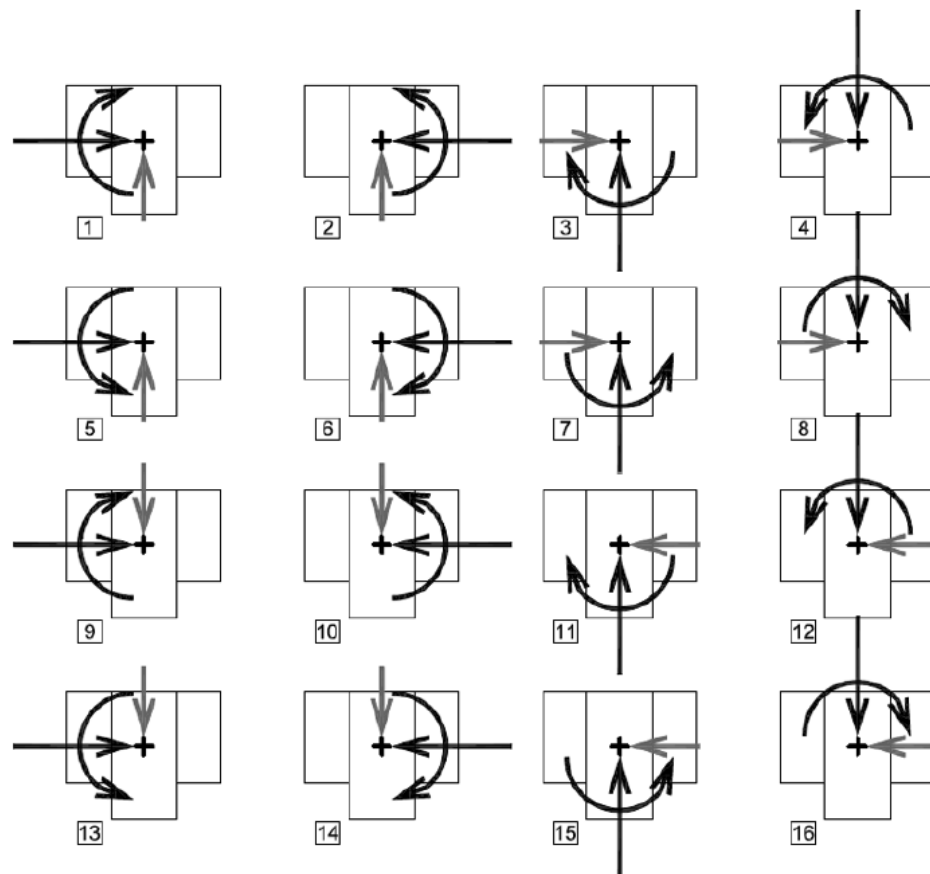
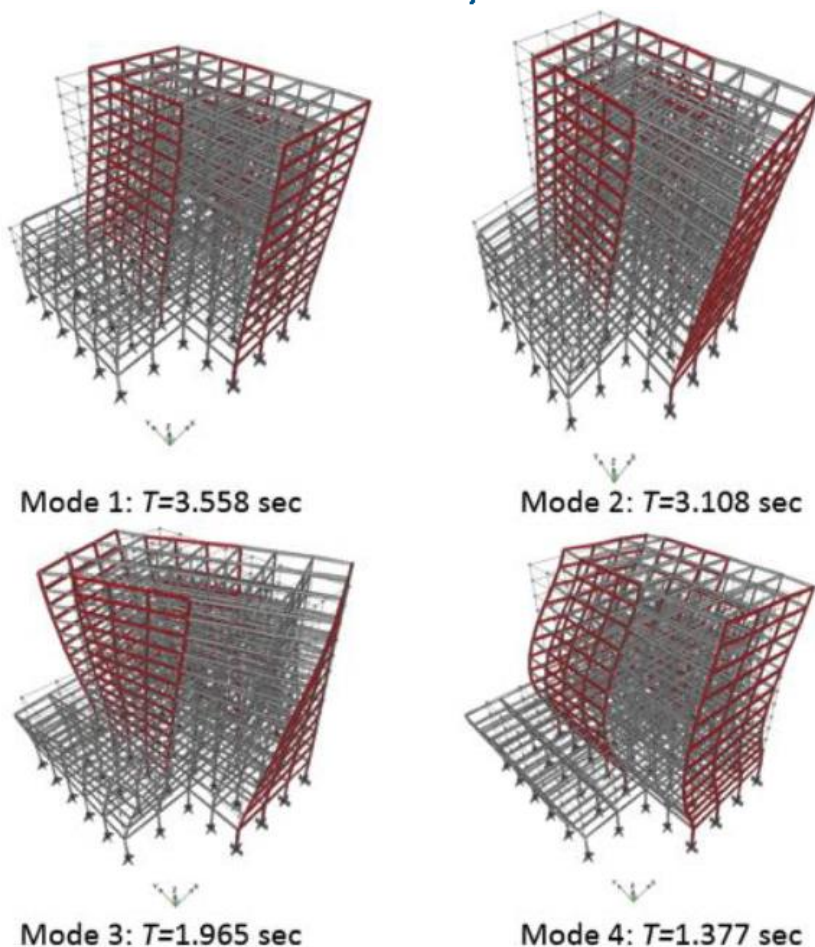


Figure 4.3-10. Loading conditions applicable for ELF analysis

Table 4.3-14b. X-Direction ELF story drifts in Frame 1 – With P-Delta

Story	1	2	3	Combined	Combined	LIMIT
	X Load+eY Torsion	X-Load-eY Torsion	0.3 Times Y load	1 + 3	2 + 3	(in.)
	(in.)	(in.)	(in.)	(in.)	(in.)	
12	0.930	0.804	0.004	0.934	0.808	3.00
11	1.393	1.203	0.005	1.397	1.207	3.00
10	1.729	1.495	0.008	1.737	1.503	3.00
9	1.960	1.710	0.023	1.984	1.733	3.00
8	1.997	1.788	0.068	2.064	1.856	3.00
7	2.072	1.862	0.053	2.124	1.914	3.00
6	2.065	1.858	0.047	2.112	1.905	3.00
5	2.084	1.879	0.047	2.132	1.926	3.00
4	2.041	1.854	0.047	2.088	1.901	3.00
3	1.945	1.767	0.045	1.990	1.812	3.00
2	1.803	1.635	0.049	1.852	1.684	3.00
1	1.529	1.378	0.060	1.589	1.437	3.60



استاندارد ۲۸۰۰
دقت‌دین ضوابط و استانداردها



خانه ارسال پرسش آخرین اصلاحات استاندارد ۲۸۰۰ فهرست مطالب فرایند تدوین پرسش و پاسخ اعضای کمیته اخبار و اطلاعیه‌ها دوره‌ها تماس با ما

پرسش و پاسخ

پرسشهای متداول

با توجه به بند ۳-۴ یا فرض سازه‌ای که نامنظم در پلان محسوب می‌گردد (برای مثال پلان مثلثی) اگر یک جفت راستای عمود برهم که الزاماً محورهای اصلی سازه نمی‌باشند و با سیستم‌های مقاوم نیروی جانبی سازه هم موازی نیستند، انتخاب شوند، در مورد زیر چگونه عمل می‌شود: ۱- آیا قاعده ترکیب صد در صد-سی درصد، باید در محاسبات تغییر شکل نسبی طبقه منظور شود؟

با عنایت به متون مرتبط با این موضوع در آیین‌نامه، نیازی به استفاده از روش ترکیب صد درصد - سی درصد در محاسبه تغییر شکل نسبی طبقه نمی‌باشد.

کنترل دررفت - نکته ۳:

بنابراین توزیع طیفی نیروها از آنجا که احتمالاً بیشترین تغییرمکانها در طبقات هستند برای محاسبه دررفت قابل استفاده **نیستند!**

Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10 (2010):

Computation of Story Displacements and Story Drift

The next step in the analysis is to determine the displacements in each mode. These displacements are computed as follows:

$$U_i = \Gamma_i S_{di} \phi_i \quad (\text{Eq. G20-5})$$

The displacements are then combined using the square root of the sum of the squares (SRSS) to determine the total displacements at each story. However, story drifts should not be determined from the SRSS of the story displacements. Instead, the drifts should be determined for each mode, and then these story drifts are combined using SRSS. The calculations for story displacement and story drift are provided in Table G20-4.

کنترل نامنظمی پیچشی و ضریب تشدید - نکته ۴:

drifts that would be used in the design. However, there are a number of situations in which the ELF procedure is used (must be used) for other purposes even when it is not allowed for final design. Such uses include

1. Preliminary design of the lateral load resisting system,
2. Determining the presence of certain horizontal or vertical irregularities,
3. Computing the torsional amplification factors,
4. Application of accidental torsion,
5. Computing P-delta stability ratios,
6. Determining the redundancy factor,
7. Calculating diaphragm forces,
8. Validating conformance with the 25% rule for moment frames in dual systems, and
9. Scaling the results of modal response spectrum or linear response history analysis.

12.8.6 Story Drift Determination. The design story drift (Δ)

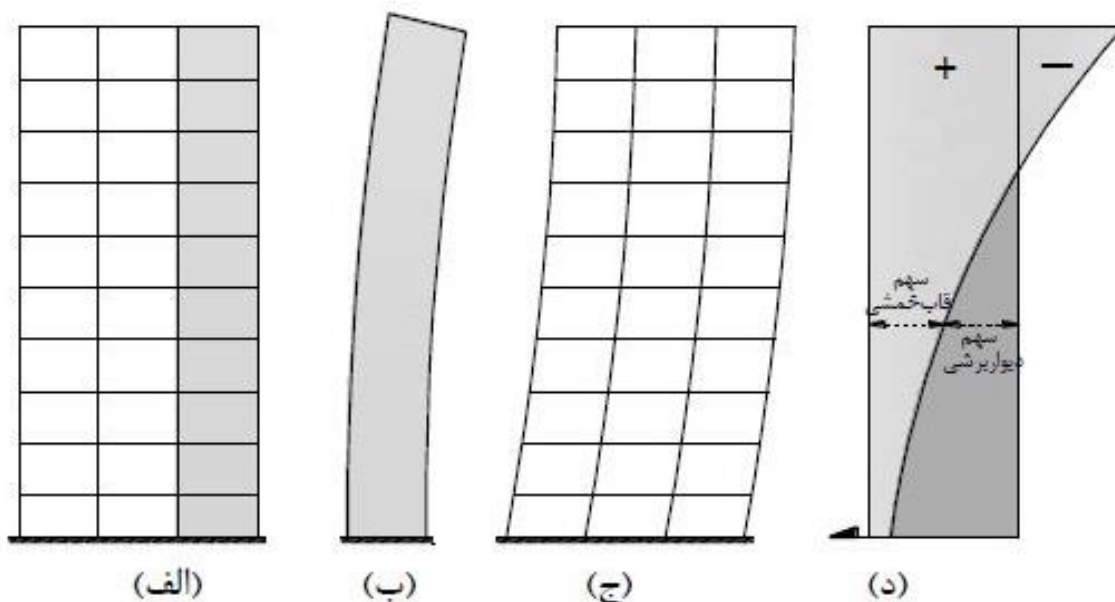
The mathematical model used to compute the TIF must be three-dimensional and may be based on rigid diaphragm analysis without P-delta effects included. The lateral loading should be as determined in Section 12.8 of the standard, and accidental torsion should be applied in accordance with Section 12.8.4.2. Story drifts are computed at the edge of the building in accordance with Section 12.8.6, although it is noted that multiplication of computed displacements by the ratio of C_d/I_e is not necessary because these terms cancel out when computing the TIF at each story. Computation of the TIF is illustrated for each of four possible torsional eccentricities in Figure G10-1.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/10$

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ej} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳) تعیین کرد. ولی در

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

ج : قابهای دوگانه





۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقلان نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقلان نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.



نکته :

صرفا مقاومت (Strength)
قاب در برابر ۲۵ درصد برش
پایه کفایت می کند.



C12.2.5 System-Specific Requirements

C12.2.5.1 Dual System. The moment frame of a dual system must be capable of resisting at least 25% of the design seismic forces; this percentage is based on judgment. The purpose of the 25% frame is to provide a secondary seismic force-resisting system with higher degrees of redundancy and ductility to improve the ability of the building to support the service loads (or at least the effect of gravity loads) after strong earthquake shaking. The primary system (walls or bracing) acting together with the moment frame must be capable of resisting all of the design seismic forces. The following analyses are required for dual systems:

2. The moment frame must be designed with sufficient strength to resist at least 25% of the design seismic forces.

SEAOC Blue Book - Seismic Design Recommendations Dual Systems

Code moment frame design and detailing requirements that the Seismology Committee considers applicable to the design of the secondary moment frame include the use of special load combinations, consideration of torsional effects on the moment frame as a stand-alone system, and ductile detailing provisions for frame connections. Redundancy requirements in Section 12.3,4 apply to primary systems, but the Seismology Committee does not consider it necessary to include any special redundancy factor calculations for the stand-alone moment frames.

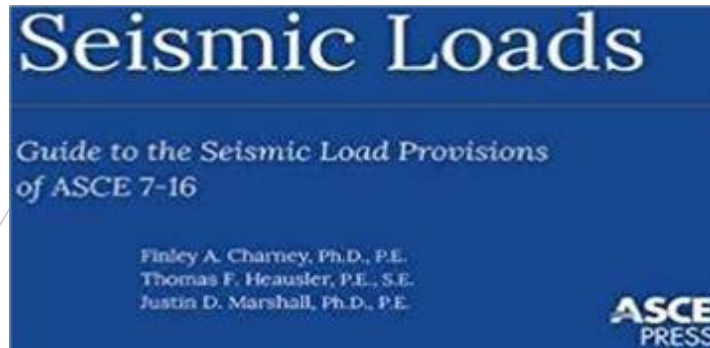
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	

کنترل ۲۵ درصد: بررسی ضریب رفتار

در قاب خمشی ویژه + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن قاب برای ۲۵ درصد، ۲۵ درصد اختلاف برش ایجاد می کند.
در قاب خمشی متوسط + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن قاب برای ۲۵ درصد ۸ درصد اختلاف برش ایجاد می کند. (کنترل ۲۵ درصد منطبقا در قاب دوگانه خمشی ویژه معنا دار است)

کنترل ۵۰ درصد: بررسی ضریب رفتار

در قاب خمشی ویژه + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن دیوار برشی برای ۵۰ درصد اهمیتی ندارد.
در قاب خمشی متوسط + دیواربرشی ویژه، پاسخ گو نبودن دیوار برشی برای ۵۰ درصد ۳۰ درصد اختلاف برش ایجاد می کند. (کنترل ۵۰ درصد صرفا در قاب دوگانه خمشی متوسط معنا دار است)



Unfortunately, the standard is not clear on how the 25% rule is to be applied, because there are two possible interpretations. The first of these is that one analysis of the full system is required, and in that analysis the sum of the column shears at the first story in the moment frame should be not less than 25% of the seismic base shear. The second interpretation is that the full system be analyzed under 100% of the lateral load, that the moment frame is separately analyzed for 25% of the lateral forces, and that the largest of the moment frame component forces from the two analyses be used. It seems that the first approach is more rational because it provides a more realistic distribution of design forces in the moment frame, requires only one mathematical model, and is applicable to all methods of analysis. It is noted, however, that the Commentary to the SEAOC Blue Book (SEAOC 1999) clearly indicates that “the special moment resisting frame, *acting independently*, shall be designed to resist not less than 25% of the total required force.”

It is interesting to note that where the moment frame is separately analyzed and designed for 25% of the lateral load, the frame is being designed for a force distribution that is completely different than that which includes the interaction. See FAQ A14 for additional discussion.

سامانه اطلاع رسانی
کمیته ایرانی نرم افزارهای مهندسی

اهم ضوابط لرزه ای دیوارهای برشی (ویژه)

سوال (۱۲): در صورتیکه دیوار برشی دارای المان ستون در دو انتهای خود باشد، آیا لازم است این ستونها بصورت مستقل طراحی شوند؟ (کد سوال ۱۳۹۹۱۲۰۱.CCQ)

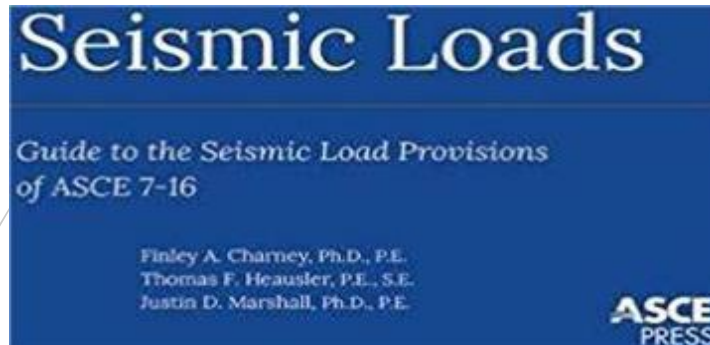
پاسخ: ستونهای مرزی دیوارهای برشی در عملکرد درون صفحه دیوار، بخشی از دیوار محسوب گشته و با دیوار کاملاً یکپارچه می باشند و نمی توان آنها را ستونهایی مستقل در نظر گرفت. لذا تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای صفحه دیوار، این ستونها نباید بصورت مستقل طراحی شوند. لیکن تحت ترکیب بارهای دارای نیروهای زلزله در راستای خارج صفحه دیوار، لازم است این ستونها طراحی شوند. در این حالت، در صورتیکه طراح، ضریب اصلاح سختی خمشی ستونهای مرزی، حول محور نظیر با سختی عمود بر صفحه دیوار را مشابه ضریب اصلاح سختی عمود بر صفحه دیوار (مثلاً ۰.۲۵) در نظر گرفته باشد، الزامی به رعایت جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه ای در راستای عمود بر صفحه دیوار نمی باشد. لیکن، در صورتیکه ضریب مذکور، مشابه ضریب اصلاح سختی خمشی ستونها، برابر با ۰.۷ منظور شده باشد، لازم است جزئیات آرماتورگذاری ستون، نظیر با ضوابط شکل پذیری سیستم باربر لرزه ای در راستای عمود بر صفحه دیوار رعایت گردد.

نکته :

- ۱- با استفاده از Section Cut می توان سهم ها را در تراز پایه تعیین نمود.
- ۲- در مدل ۵۰ درصد مفصل کردن تیرهای قاب خمشی کفایت می کند هر چند توصیه نمی شود.
- ۳- در مدل ۲۵ درصد یا ۵۰ درصد می توان (باید) از توزیع استاتیکی برای کنترل سازه استفاده نمود.



۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می شود، برای اقناع ضابطه بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی را به قاب های خمشی، مهاربندی ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می توان از توزیع برش به دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

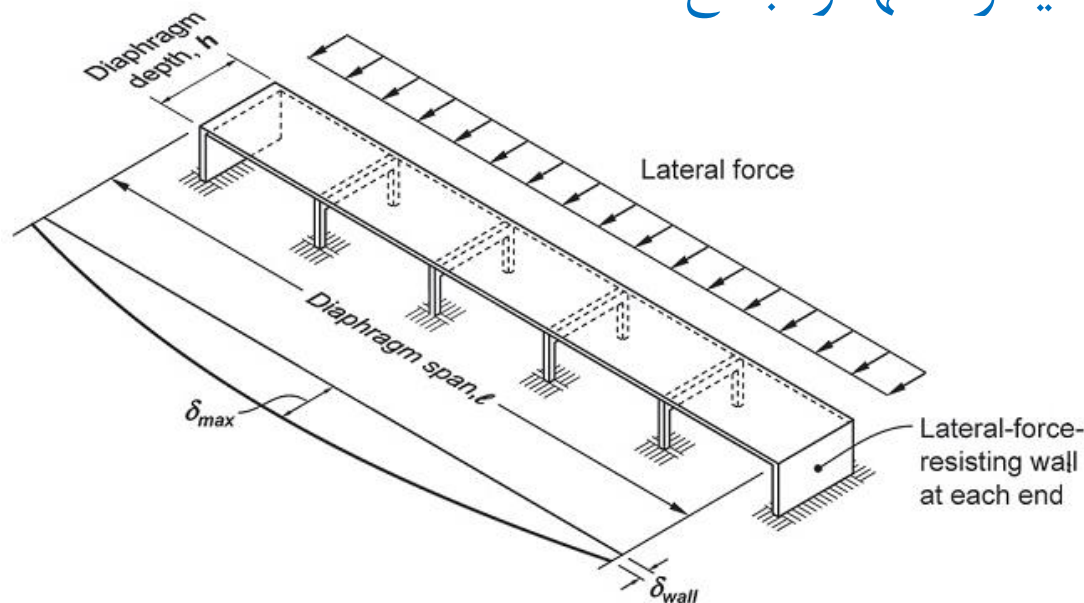


The 25% rule was developed during a time when virtually all structural analysis was performed in two dimensions, and equivalent lateral-force analysis was used. Today, most analysis is performed in three dimensions, and the modal response spectrum method is often required. Some recommendations for the 25% rule applied to current practice are as follows:

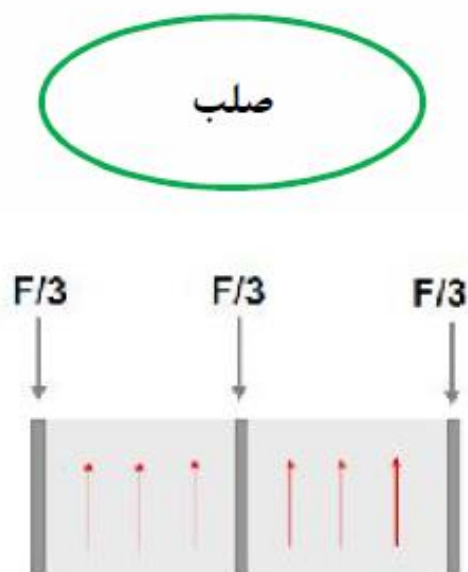
1. The 25% analysis of the moment frames must be performed using the equivalent lateral force method. There is no rational approach to perform the analysis using modal response spectrum analysis.
2. In addition to the lateral loading, the moment frames must be designed to carry tributary gravity loads.
3. It is not necessary to include P-delta effects.
4. It is not necessary to perform drift checks.
5. It is not necessary to include accidental torsion.
6. It is necessary, if required for the direction of loading under consideration, to use load combinations that include the appropriate value of ρ computed for the full system and the appropriate overstrength factor Ω_0 for moment frame components where required by Section 12.3.3.3.

۲- ضوابط طراحی لرزه ای سازه های ساختمانی

د : دیافراگمها و جمع کننده ها



تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر



RIGID
Center Wall Shear = $F/3$

توزیع به نسبت سختی



FLEXIBLE
Center Wall Shear = $F/2$

توزیع به نسبت جرم

تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر

ب- در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن‌آرمه رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند (۱-۷-۱) نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه‌بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است از روش‌های ساده‌شده استفاده شود.

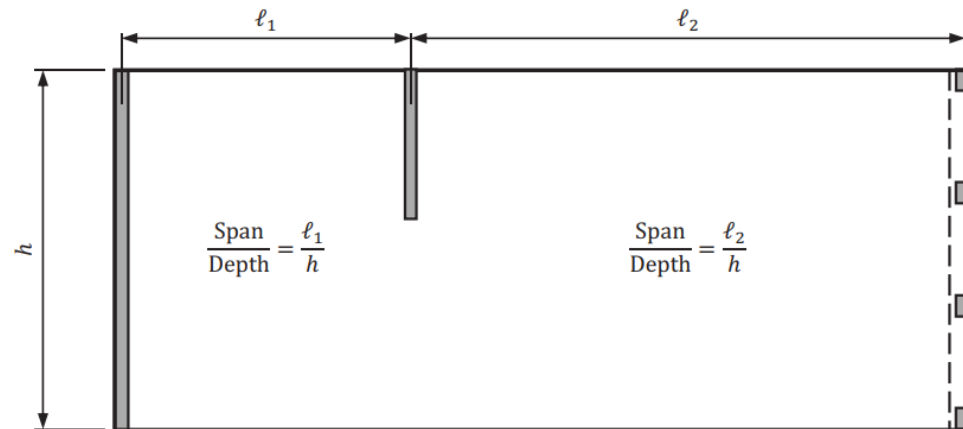
پیوست ۴

دیافراگم‌ها

تفاوت دیافراگم صلب و انعطاف پذیر

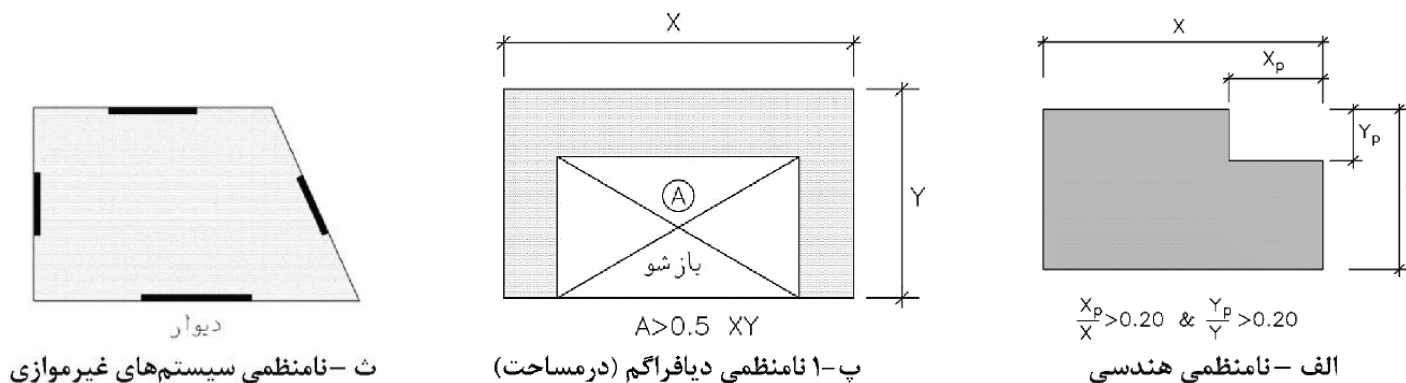
- When subjected to lateral seismic forces (ASCE/SEI 12.3.1.2):
 - (a) Span-to depth ratio ≤ 3 and
 - (b) Structure has none of the horizontal irregularities in ASCE/SEI Table 12.3-1

When determining the span-to-depth ratio, the span is equal to the distance between lines of lateral resistance (such as walls and frames) in the direction of analysis (see Figure 9.7). The overall depth of the diaphragm in the direction of analysis is used to determine the span-to-depth ratio.



کجا باید از دیافراگم نیمه صلب استفاده کرد؟

مطابق ASCE7-22 و ATC 72-1 در نامنظمی در پلان با شرایط زیر باید از قیود دیافراگم نیمه صلب استفاده شود:



ASCE/SEI
7-22

12.3.1.2 Rigid Diaphragm Condition Diaphragms of concrete slabs or concrete-filled metal deck with span-to-depth ratios of 3 or less in structures that do not have a Type 2, 3, 4, or 5 Horizontal Structural Irregularity are permitted to be idealized as rigid.

A.6.2 Building Code Requirements

Prior to 2005, building codes did not regulate the choice between diaphragm modeling assumptions. Beginning with ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2006), use of a rigid diaphragm assumption for concrete diaphragms required that no horizontal irregularities be present in the building. Diaphragms in buildings not meeting this requirement must be modeled as semi-rigid.

PEER/ATC **72-1**

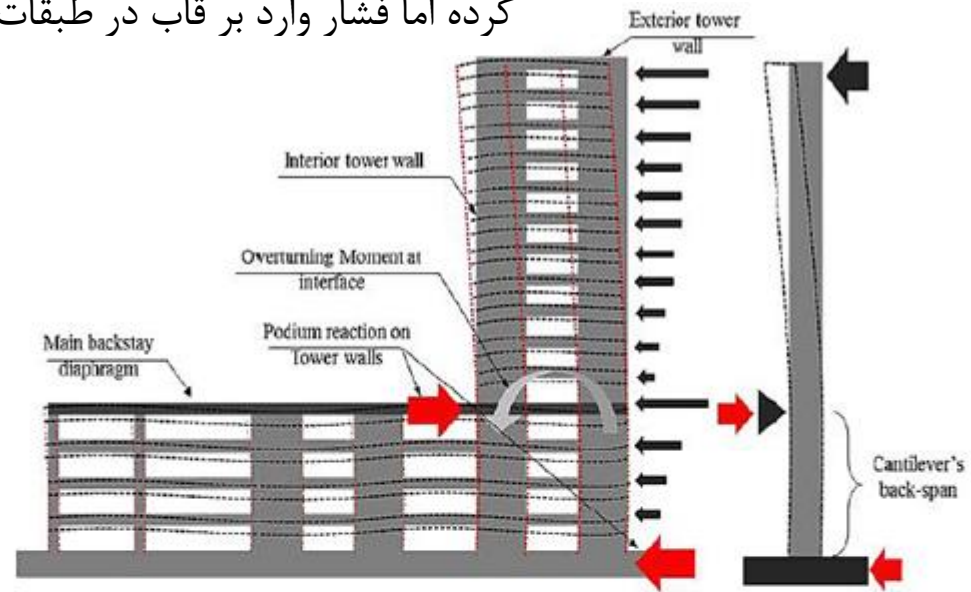
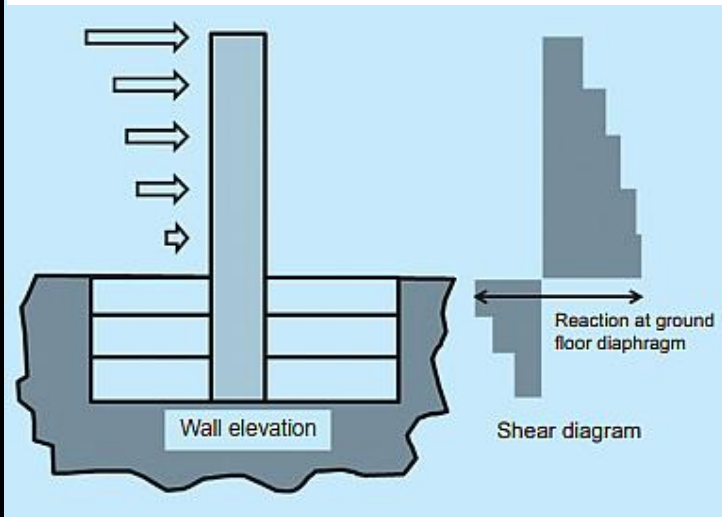
Alireza Faroughi

Assistant Professor of IAU. East Tehran Branch

استفاده از قید دیافراگم صلب باعث افزایش قابل ملاحظه برش در دیوار برشی تراز انتقال به پایین می شود. با تغییر قید دیافراگم به نیمه صلب این برش کاهش پیدا کرده اما فشار وارد بر قاب در طبقات بالا بیشتر و دریافت نیز افزایش می یابد.

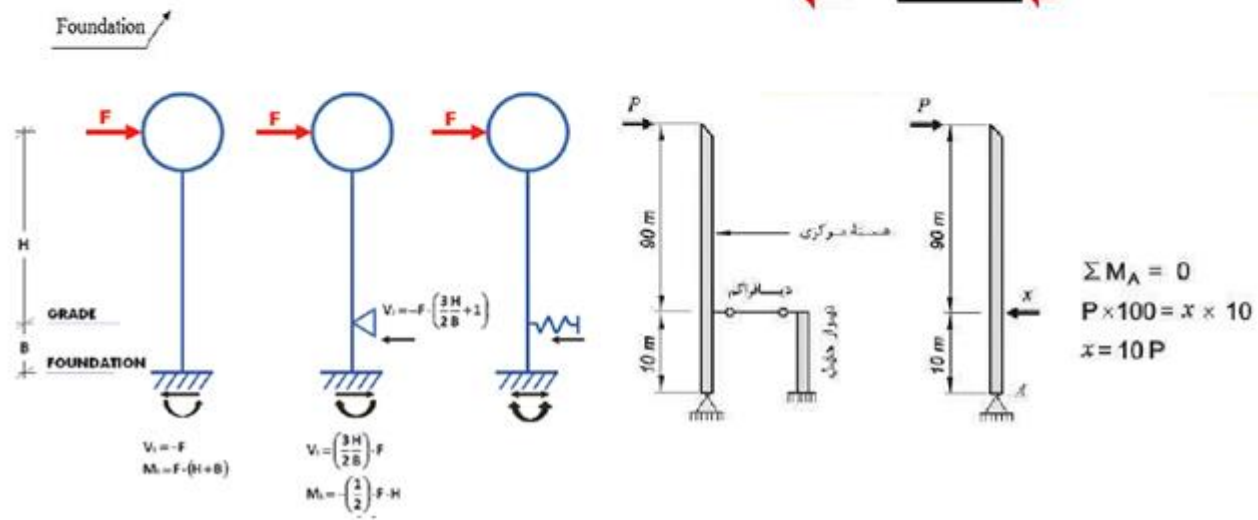
علیرضا فاروقی
استادیار دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق

:Backstay effect



Basement Modeling in Tall Buildings

By Nat Tocci, P.E. and Sanya Levi



PEER/ATC 72-1

تفاوت مدلسازی صلب و نیمه صلب:

رابطه	شرح	کاربرد
دیافراگم صلب	فرض می‌شود دیافراگم در مقایسه با المان‌های قائم سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ای بی‌نهایت صلب باشد. توزیع نیروهای جانبی بر مبنای سختی نسبی المان‌های قائم است. اختلاف‌های بین مرکز جرم و سختی منجر به پیچش پلان می‌شود که بین المان‌های قائم توزیع می‌گردد.	این فرض متداول‌ترین رویکرد مدلسازی دیافراگم‌های بتنی و بتن روی عرشه‌ی فولادی می‌باشد. به طور گسترده در نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای تجاری موجود برای ساختمان‌ها استفاده می‌گردد.
رابطه	شرح	کاربرد

در مدل تحلیلی، سختی دیافراگم محدود گنجانده شده است. سختی بر مبنای ضخامت، ابعاد و مشخصات مصالح دیافراگم محاسبه می‌شود.

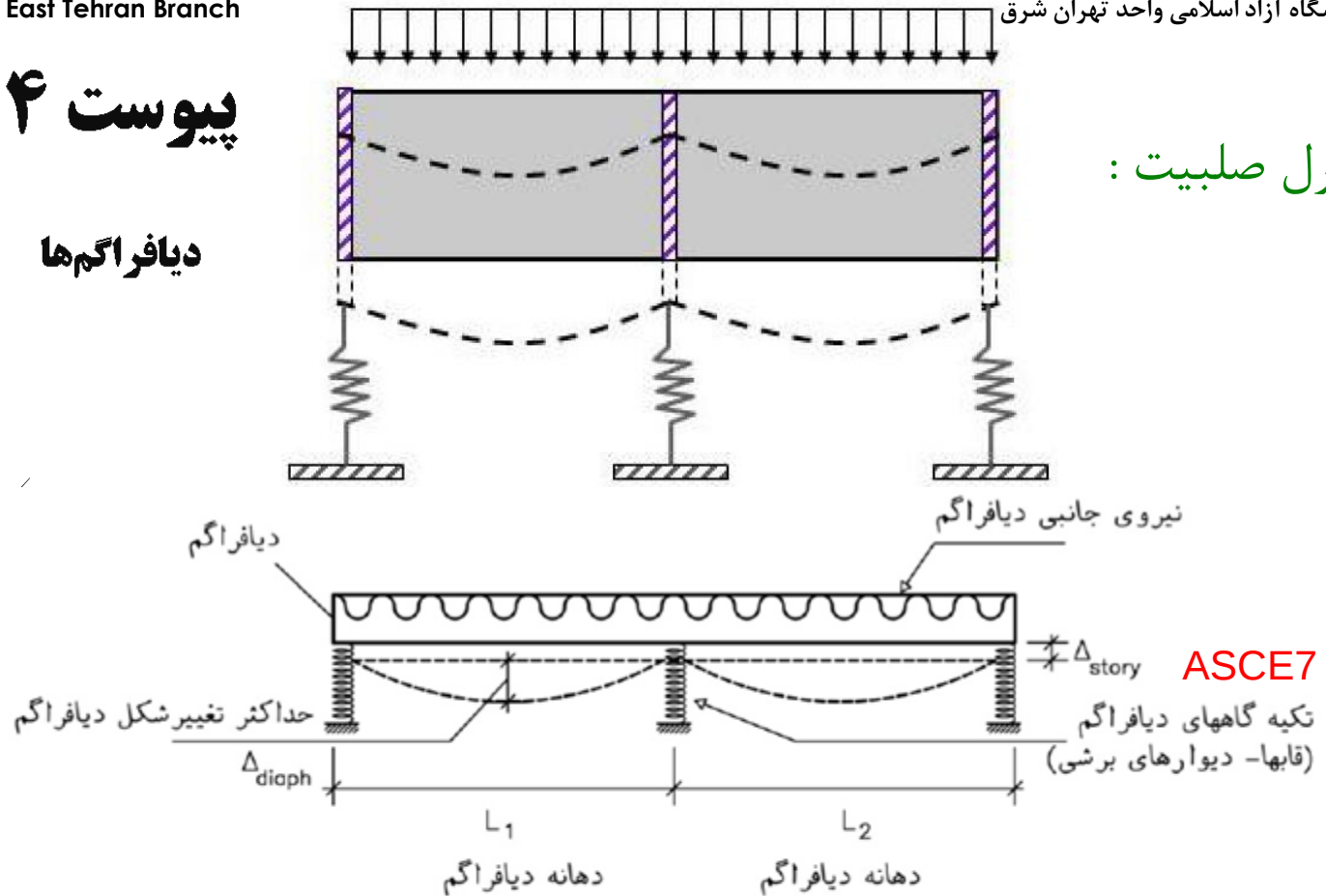
واقعی‌ترین مدل، اما برای به کار بردن (اعمال)، زمان‌بر تر و دشوارتر. موجود در بعضی نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای سه بعدی. باید به منظور مدل کردن دیافراگم‌ها در آثار backstay مورد استفاده قرار گیرد.

دیافراگم نیمه صلب

پیوست ۴

دیافراگم‌ها

کنترل صلبیت :



بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم‌ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$ به سه دسته

$$\frac{\Delta_{Diaph}}{\Delta_{Story}} < 0.5 \quad \text{صلب}$$

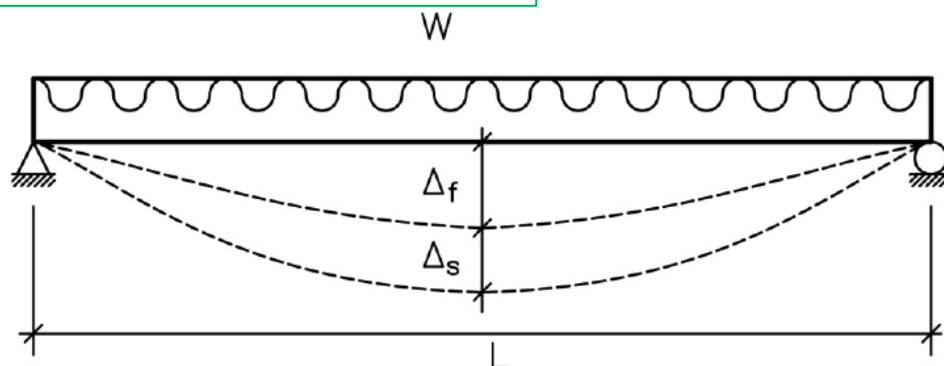
نرم، نیمه‌صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

Δ_{story} = تغییر مکان نسبی

Δ_{diaph} = حداکثر تغییر شکل دیافراگم

کنترل صلبیت :

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل‌های برشی جزئی بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود، لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل‌های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل‌های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلاً در تیر ساده شکل (پ-۴-۳) مقدار حداکثر Δ_f را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



تغییر شکل خمشی
$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

تغییر شکل برشی
$$\Delta_s = \frac{\alpha wL^3}{8AG}$$

w = بار گسترده یکنواخت
 E = مدول ارتجاعی ماده
 I = گشتاور ماند مقطع
 α : ضریب فرم

A : سطح مقطع کل دیافراگم
 G : مدول برشی بتن
 w : بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق G برابر با 0.4 مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آیین‌نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دال‌های بتنی برابر با $1/50$ منظور می‌شود.

۴-۲-۴-۱۴-۹ طراحی دیافراگم و اجزای تشکیل دهنده‌ی آن از جمله جمع کننده‌ها، بدون

توجه به عمل کرد صلب یا انعطاف پذیر آن، ضروری است.

نیروی طراحی دیافراگم :

12.10.1.1 Diaphragm Design Forces

Floor and roof diaphragms shall be designed to resist design seismic forces from the structural analysis, but shall not be less than that determined in accordance with Eq. 12.10-1 as follows:

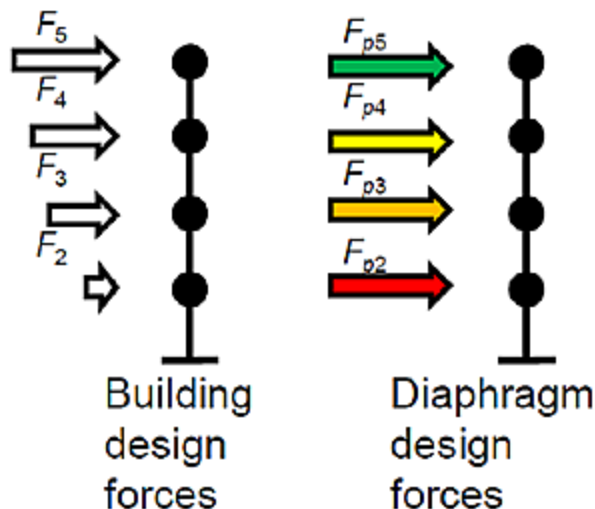
$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px} \quad (12.10-1)$$

۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع کننده‌ها

(۱۵-۳)

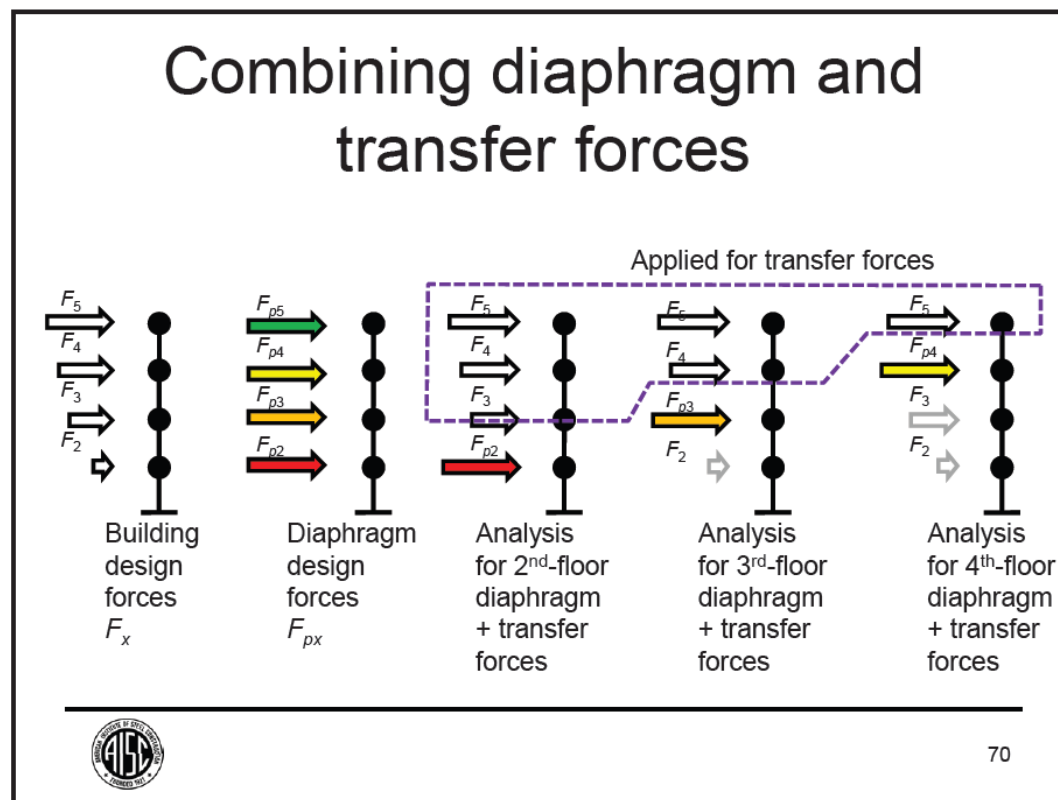
نکته : (اگر یک دیافراگم وجود داشته باشد)

- ۱- بیشترین نیروی وارد بر دیافراگم در تراز بام و برابر نیروی جانبی بام F_n است.
- ۲- کمترین نیروی وارد بر دیافراگم برابر با $C.W1$ در پایین ترین تراز است.



نکته:

این نیرو ترکیبی از طیف (شتاب) پاسخ طبقه (فصل چهارم ۲۸۰۰) و شکلپذیری تقریبی سازه در هر مد (یا کل سازه) است.



۳-۸-۴ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به‌دست آمده از رابطه (۳-۱۵) اضافه شود. در این موارد این بخش از نیروها باید در ضریب اضافه مقاومت بر طبق ضوابط بند ۳-۳-۱۰ نیز ضرب شود.

نیروی حداقل و حداکثر طراحی دیافراگم :

The force determined from Eq. (12.10-1) shall not be less than

$$F_{px} = 0.2 S_{DS} I_e w_{px} \quad (12.10-2)$$

The force determined from Eq. (12.10-1) need not exceed

$$F_{px} = 0.4 S_{DS} I_e w_{px} \quad (12.10-3)$$

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A_i W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A_i W_i$ در نظر گرفته شود.

$$0.5 S_0 A_i W_i$$

$$S_0 A_i W_i$$

نکته : جمع کننده ها برای زلزله تشدید یافته طراحی می شوند!

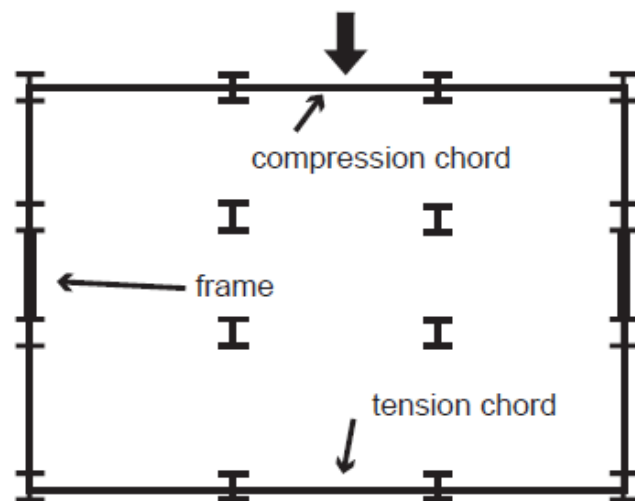
در ۲۸۰۰ وجود ندارد



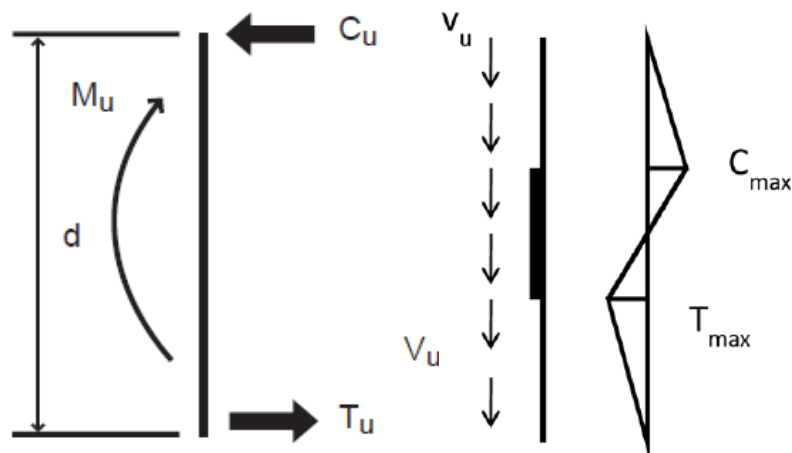
نیاز به تشدید نیروهای حداقل، توسط p در نیروهای انتقالی و المانهای جمع کننده

عدم نیاز به تشدید نیروهای حداقل و حداکثر توسط Ω_0 در طراحی جمع کننده ها

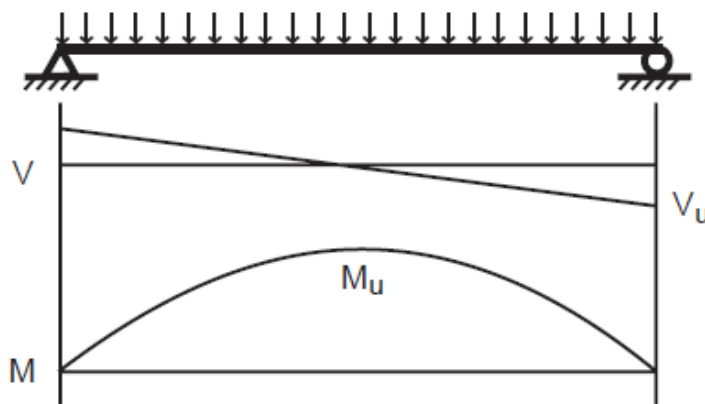
اعضای دیافراگم :



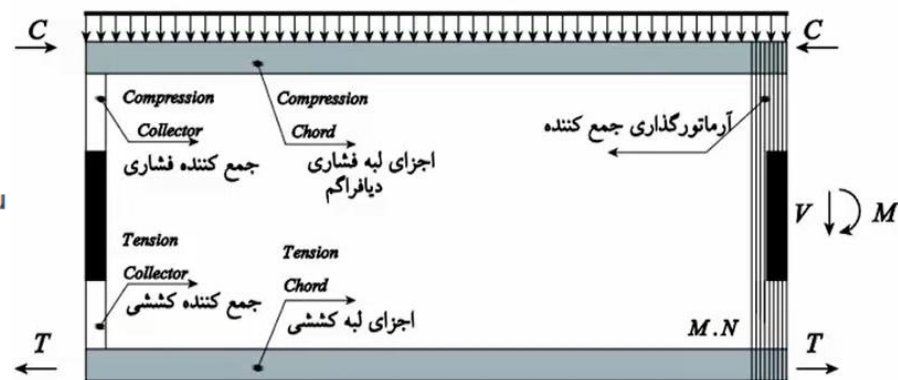
(a) Plan



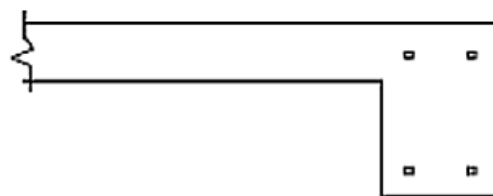
(c) Internal moment and shear resistance



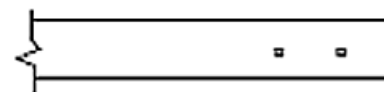
(b) Simple beam idealization



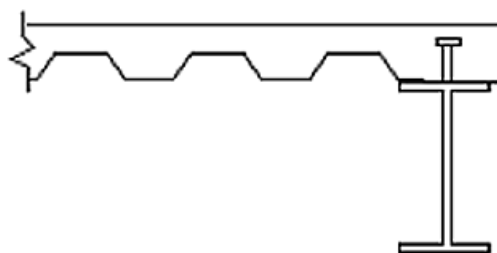
انواع تیر لبه به قرار زیر است :



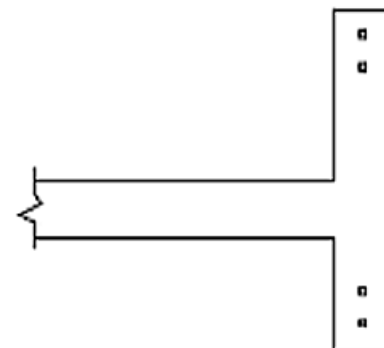
تیر کناری



لبه دال



تیر مرکب

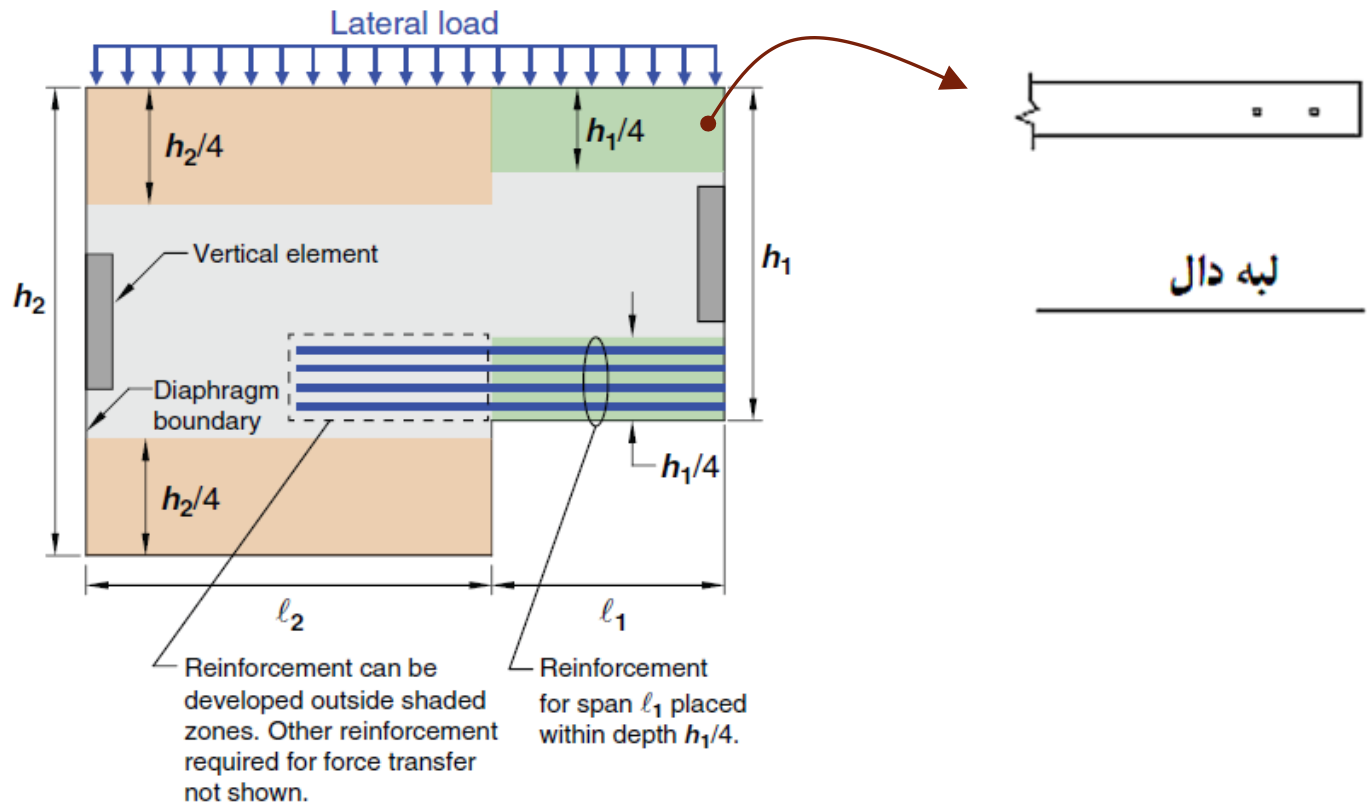


تیر همبند

نکته:

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری ویژه انجام شود.
(۵-۷-۸-۲۰-۹)

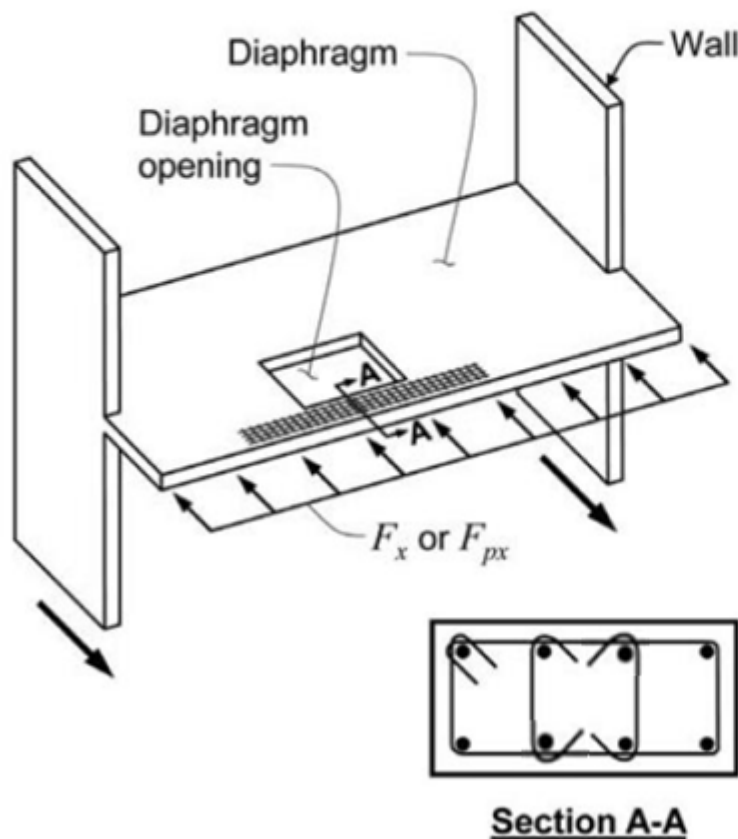
۹-۱۴-۲-۳ آرماتورها و اتصال دهنده‌های مکانیکی که برای تحمل کشش ناشی از خمش به کار برده می‌شوند، باید در محدوده $\frac{h}{4}$ از لبه کششی دیافراگم تعبیه شوند. مقدار h برابر با عمق دیافراگم است که در صفحه دیافراگم و در مقطع مورد نظر اندازه‌گیری می‌شود. چنانچه عمق دیافراگم در طول دهانه تغییر پیدا کند، لازم است آرماتورها در بخش‌هایی از دیافراگم که در مجاورت مقطع مورد نظر قرار گرفته ولی در محدوده $\frac{h}{4}$ قرار ندارد، مهار شوند.



• لبه تیر (Chord) – میلگرد گذاری

برای انتقال نیروهای محوری در طول لبه تیر لازم است اولاً برابر کشش موجود، میلگرد طولی قرار داده شود، ثانياً چنانچه فشار موجود (بدون ضریب اضافه مقاومت) از $0.2f'_c$ بیشتر شود می بایست خاموت گذاری انجام شود. ویژه

۹-۲۳-۴-۳-۵ (شکل ۲)



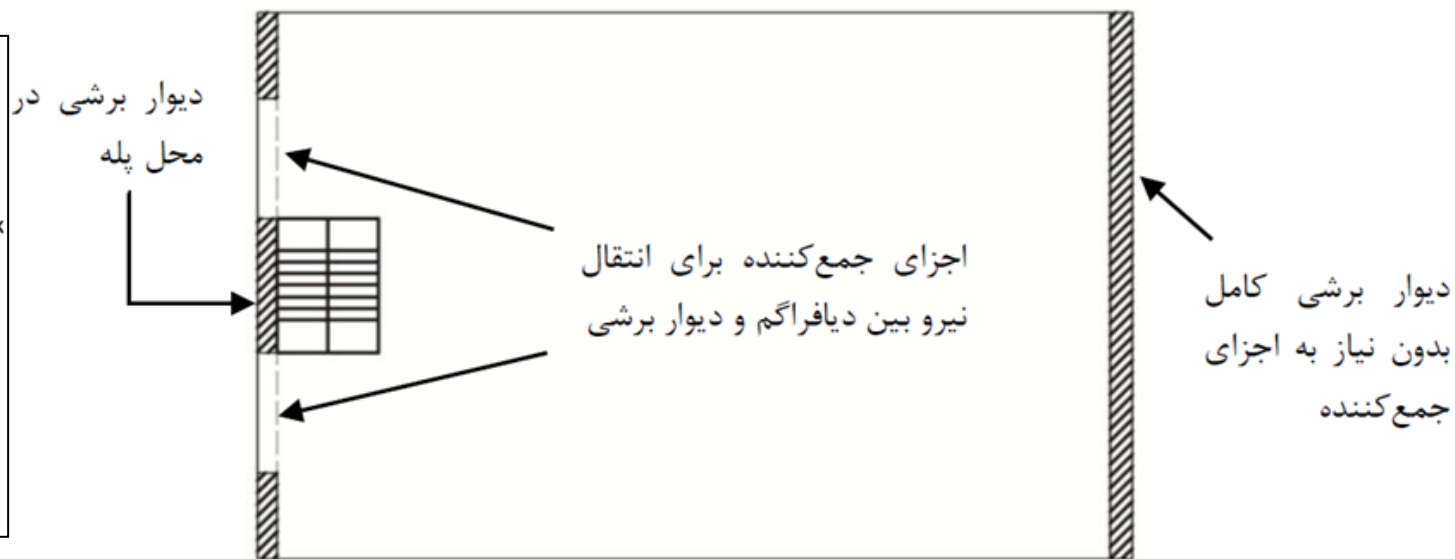
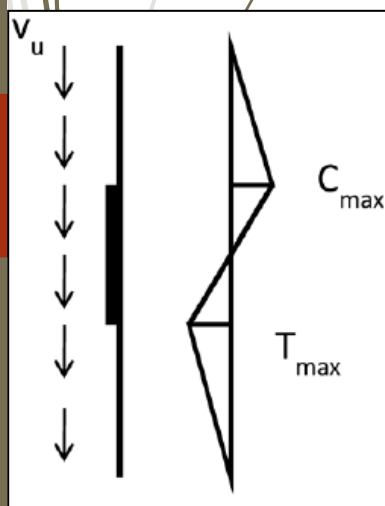
نکته: فشار اگر از $0.2f'_c$ بیشتر شود یا

مطابق نظر ACI-18.12.7.5 چنانچه

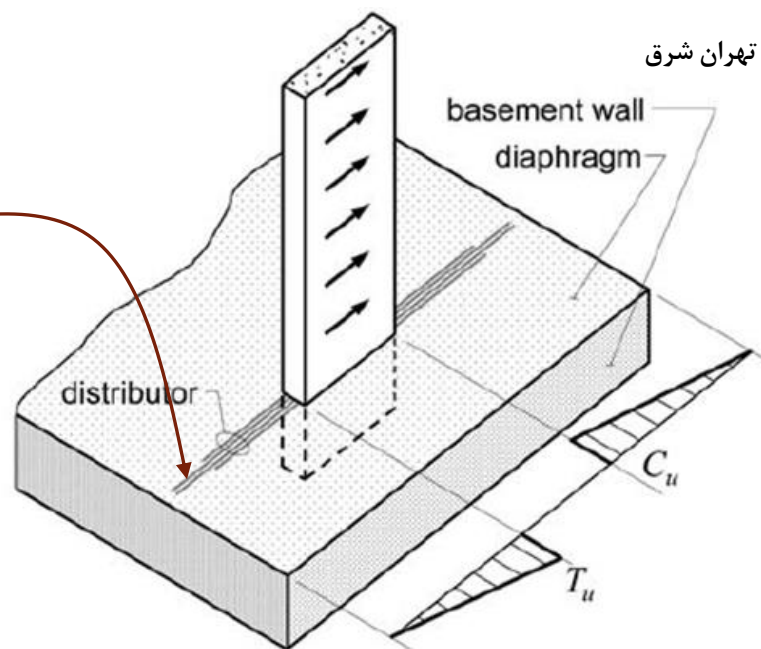
این فشار با اثر اضافه مقاومت از $0.5f'_c$ ویژه بیشتر شود نیاز به خاموت گذاری است.

• جمع کننده (Collector) - عملکرد و نیروها

جمع کننده ها رابط بین اعضای باربر جانبی و دال سقف می باشند. نیروی جانبی زلزله در بدنه دیافراگم (به خصوص زمانی که دهانه دیوار جابجا شود و یا امکان انتقال نیرو به دیوار به طور مستقیم از محل اتصال به دیوار امکان پذیر نباشد) توسط این اعضا از نقاط مختلف دیافراگم به سیستم باربر جانبی منتقل می گردند. همچنین اگر دیوارهای پیرامونی حائل وجود داشته باشد نیاز به توزیع کننده - توزیع نیرو از دیوار به دیافراگم - خواهد بود.



این تیر نیرو کنترل است و بهتر است جزو قاب نباشد لذا در سمت دور اتصال به ستون می تواند مفصل شود.



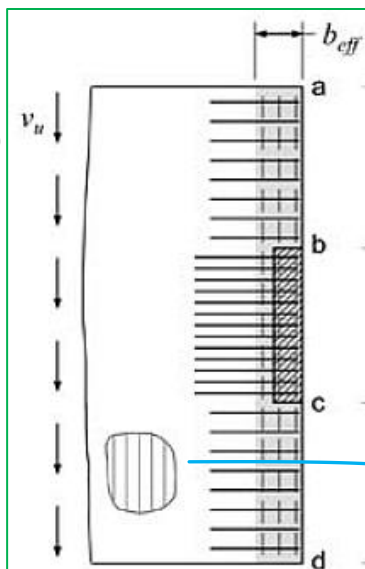
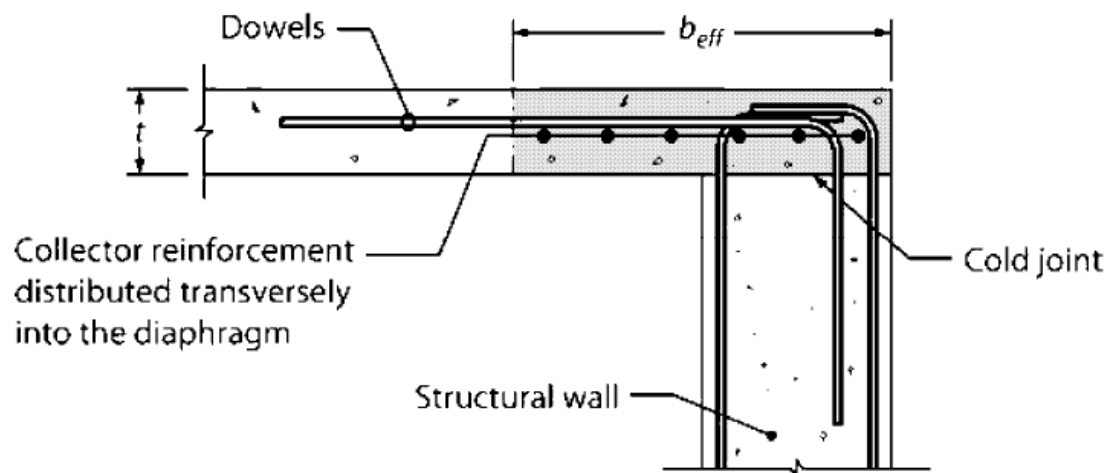
جریان برش در محور (امتداد) اعضای باربر جانبی باعث پدید آمدن نیروهای محوری در اعضای این محور (و برش در لبه دال مجاور) می شود که مسیر انتقال برش دیافراگم به اعضای باربر جانبی هستند. جزئیات عملکرد این اعضا در حین زلزله در شکل فوق نشان داده شده است. در اینجا نیز مانند لبه تیر، باید میلگرد طولی برای کشش و نیز خاموت به منظور شکلپذیری در فشار برای جمع کننده ها طراحی نمود. در حالت کلی دو مکانیزم برای انتقال برش موجود در دیافراگم به سیستم مقاومت جانبی متصور می باشد:

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۳

۵-۱-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌طور یکپارچه عمل کند. در این مورد کف‌ها باید به عناصر قائم باربر، قاب‌ها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند، به‌طوری‌که بتوانند به‌صورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.

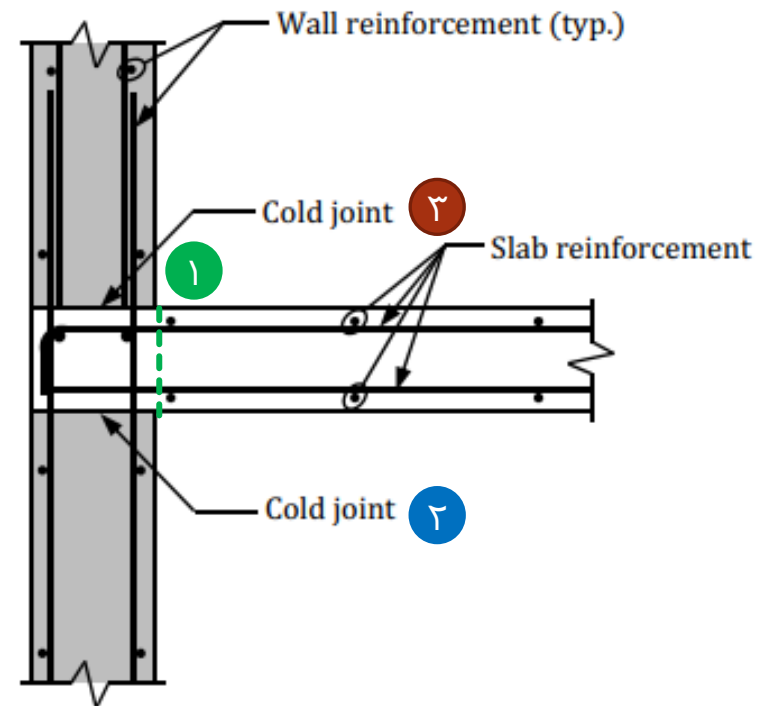


Shear reinforcement

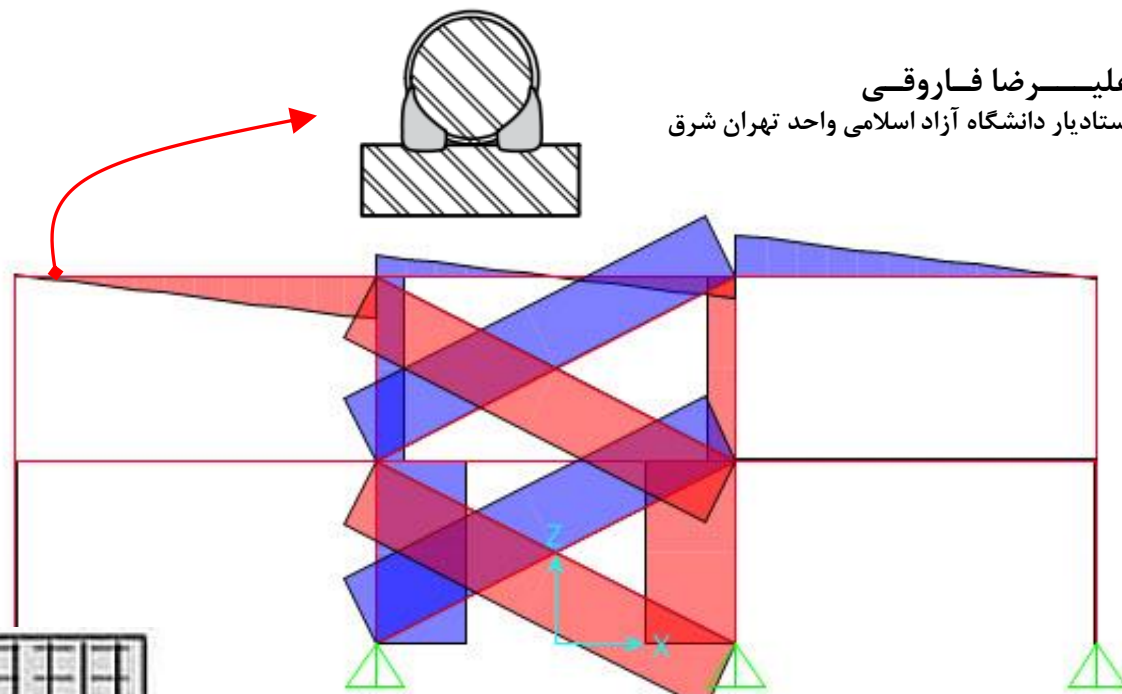
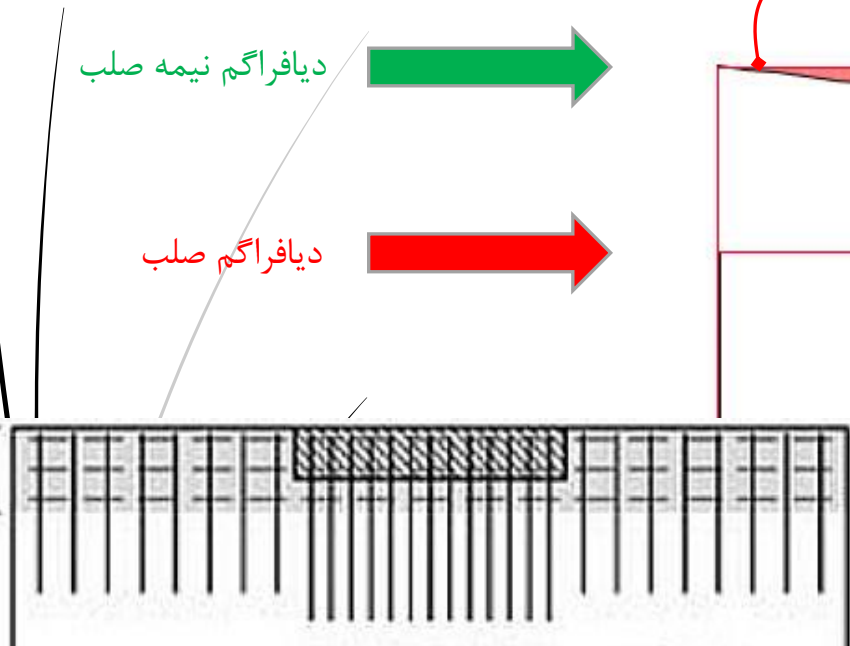
$$\left[A_{cv} \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} + \rho_t f_y \right), \text{MPa} \right]$$

آرماتورهای دوخت:

In this construction method, cold joints occur on the top and bottom surfaces of the slab along the length of the wall, and shear transfer reinforcement must be determined at the following locations: (1) the face of the wall, (2) the cold joint at the bottom surface of the slab, and (3) the cold joint at the top surface of the slab. The shear transfer reinforcement perpendicular to the face of the wall and perpendicular to the bottom surface of the slab must transfer the shear forces along the length of the wall from the diaphragm to the wall below. Similarly, the vertical reinforcement in the wall must transfer the shear force in the wall above through the top surface of the slab to the wall below. Shear transfer reinforcement must also be provided along the length of the collectors.

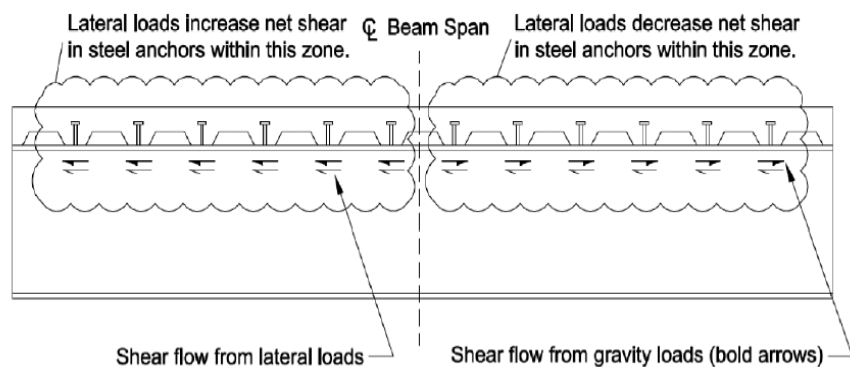


- ۱- میلگرد دال یا دوخت
- ۲- میلگردهای قائم دیوار یا دوخت
- ۳- میلگردهای قائم دیوار یا دوخت



نیروی محوری وقتی بار در تمام طول قاب اعمال شده است

جدول ۹-۸-۱ ضریب‌های اصطکاک



ردیف	شرایط سطح تماس	ضریب اصطکاک؛ μ
الف	بتن ریخته شده به صورت یک پارچه	1.4λ
ب	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و عمداً به عمق تقریبی ۶ میلی متر مضرس شده باشد.	1.0λ
پ	بتن قرار گرفته در مجاور بتن سخت شده که تمیز و عاری از لایه‌ی ضعیف بوده، و به صورت عمودی زیر نشده باشد.	0.6λ
ت	بتن قرار گرفته در مجاور فولاد ساختمانی نورد شده، که تمیز و عاری از رنگ بوده، و انتقال برش در عرض سطح تماس توسط گل میخ یا میلگرد آجدار جوش شده یا سیم‌های جوش شده انجام می‌شود.	0.7λ