

## الگوی توزیع ارتفاعی بار زلزله برای قاب‌های خمشی فولادی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا

موسی محمودی صاحبی<sup>۱\*</sup>، محمدامین فقه مینه<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

### چکیده

در تحلیل استاتیکی معادل، نیروی زلزله، بر اساس الگوی ساده شده در ارتفاع سازه توزیع می‌شود. هرچه این توزیع به واقعیت نزدیک‌تر باشد دقت تحلیل و طراحی سازه بیشتر خواهد بود. در این تحقیق با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، یک رابطه جدید برای توزیع بارگذاری زلزله در ارتفاع پیشنهاد شده است. برای نیل به این هدف چندین قاب خمشی ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه که بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور طراحی شدند انتخاب گردیدند و توزیع بارگذاری ارتفاعی آن‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده تعیین شد. در تحلیل قاب‌ها هفت رکورد شتاب زمان اصلاح شده مورد استفاده قرار گرفت. برای تعیین توزیع ارتفاعی بار زلزله، نخست برش طبقات مختلف سازه به دست آمد. آنگاه از تفاضل نیروی برشی موجود در طبقات مجاور، نیروی وارد بر طبقه که بیانگر توزیع ارتفاعی بار زلزله است محاسبه شد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل تمامی قاب‌ها تحت رکوردهای انتخابی، الگوی توزیع ارتفاعی زلزله برای قاب‌های خمشی پیشنهاد شد. نتایج نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی می‌تواند الگوی مناسبی برای توزیع ارتفاعی بار زلزله در تحلیل استاتیکی معادل با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا باشد.

کلمات کلیدی: توزیع ارتفاعی بار زلزله، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، تحلیل استاتیکی معادل

## Altitudinal Distribution Pattern of Earthquake Load for Moment Resisting Frames Considering Nonlinear Behavior of Members

Mussa Mahmoudi<sup>1\*</sup>, Mohammad Amin Fagheh Mineh<sup>2</sup>

1- Associated Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran

2- M. Sc. in Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran

### Abstract

This study aims to investigate distribution of earthquake lateral load along the building's height of moment resisting frames, considering the structure nonlinear effects. For this purpose several case study steel frames including 3, 7, and 15 story frame -which are common for urban areas- are considered. These frames are designed according to Iranian standard codes for steel buildings and Iranian seismic code of practice (Standard No 2800), using the standard equivalent static procedure, for a soil class of II. Thereafter considering seven earthquake ground-motion scaled records, a nonlinear dynamic analysis for each of frames was performed and distribution pattern of shear force was extracted in frame elevation. In order to

\* نویسنده مسئول: موسی محمودی صاحبی، m.mahmoudi@arttu.edu

تاریخ دریافت مقاله: ۹۶/۷/۲۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۶/۷/۲۶

take out a certain and reliable lateral load pattern, the incremental dynamic analysis is used and results are averaged. Eventually considering the effective factors in distribution of earthquake lateral load along the height, the extracted load pattern is simplified and formulated to be practicable. The presented equation shows 95% correspondence with the dynamic analysis results.

**Keywords:** Altitudinal distribution of earthquake load, Steel moment resisting frame, Nonlinear dynamic analysis, IDA

## ۱- مقدمه

به دلیل پیشرفت سریع علوم مهندسی زلزله و سازه، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها نیز به سرعت متحول می‌شوند. کاستی‌های موجود در آیین‌نامه‌ها نیاز به ارائه ضوابط و رابطه‌های جدیدی دارند که می‌بایست بر مبنای تحلیل‌های دقیق‌تر و در نظر گرفتن رفتار واقعی‌تر سازه‌ها ارائه شود. علاوه بر علوم مهندسی سازه و زلزله، افزایش کارایی نرم‌افزارهای مربوطه نیز باعث می‌شود رسیدن به روابط جدید با دقت بالاتر تسهیل شود.

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای رایج، یکی از روش‌های مجاز برای تحلیل سازه‌ها، تحلیل استاتیکی معادل است که در آن طراحی بر اساس مقاومت (نیرو) انجام می‌شود. در این روش که به روش نیرویی معروف است، نیروی زلزله محاسبه می‌شود و با یک الگوی ساده در ارتفاع توزیع شده و به سازه اعمال می‌گردد. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، برای توزیع نیروی جانبی زلزله از روابط ساده شده‌ای که بر اساس مود اول سازه در حالت رفتار خطی حاصل می‌شود، استفاده می‌کنند. حال آنکه رفتار واقعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید غیرخطی می‌باشد و فرض خطی بودن برای آنها همواره با خطا مواجه خواهد شد.

کرمی و شرقی نشان دادند که استفاده از توزیع حاصل از رفتار خطی لزوماً منجر به پاسخ‌های مطلوب در سطح عملکرد موردنظر نخواهد شد [۱]. چوپرا با بررسی سازه‌های برشی تحت اثر رکورد زلزله السترو نشان داد که توزیع بار جانبی آیین‌نامه UBC1997 [۲] منجر به توزیع یکنواخت شکل‌پذیری در سازه نمی‌شود و در بیشتر موارد، طبقه اول بیشترین میزان ضریب شکل‌پذیری را تجربه می‌کند [۳].

لی (Lie) و گوئل (Goel) با انجام تحلیل‌های متعدد بر روی قاب‌های خمشی تک دهانه ۲ تا ۲۰ طبقه نشان دادند که بین برش طبقات ایجاد شده در حین زلزله و برش طبقات فرض شده بر اساس الگوی بار جانبی آیین‌نامه UBC1997 تفاوت نسبتاً زیادی وجود دارد و لذا الگوی بار جانبی این آیین‌نامه نمی‌تواند نماینده خوبی برای شبیه‌سازی بار زلزله تلقی شود [۴]. کرمی و همکاران روشی برای طراحی سازه‌های برشی پیشنهاد کردند که استفاده از آن منجر به یکسان شدن شکل‌پذیری یا گریز جانبی در کلیه طبقات سازه تحت اثر زلزله مشخص می‌گردد. آنها بر اساس روش ذکر شده الگوی بارگذاری جانبی خاصی را که تابع زمان تناوب و شکل‌پذیری سیستم است، ارائه کردند و نشان دادند که استفاده از این الگو در طراحی سازه‌های برشی منجر به یکنواخت‌تر شدن شکل‌پذیری در طبقات سازه نسبت به الگوی بارگذاری آیین‌نامه UBC1997 می‌گردد [۵].

مقدم و حاجی‌رسولیا با استفاده از ۹ الگوی بارگذاری جانبی مختلف، قاب‌های خمشی ۵ طبقه‌ای را طراحی کردند و عملکرد آنها را در زلزله‌های مختلف بررسی و مقایسه نمودند. آنها به این نتیجه دست یافتند که تمامی الگوهای بارگذاری باعث توزیع یکنواخت خرابی در این سازه‌ها نمی‌شوند. در میان الگوهای بررسی شده تنها الگوی بارگذاری کرمی دارای عملکرد مناسب‌تری بود [۶].

چاو (Chao) و همکاران در سال ۲۰۰۷ با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌ها را ارزیابی نمودند و نتیجه گرفتند که روابط موجود در آیین‌نامه‌ها نیاز به اصلاح دارند. آنها بر اساس نتایج حاصل از تحقیق، روابط جدیدی برای توزیع ارتفاعی سازه‌های قابی پیشنهاد نمودند [۷]. در سال ۲۰۰۸ دگوجی (Deguchi) و همکاران رابطه جدیدی با هدف کاهش تغییر مکان نسبی طبقات پیشنهاد نمودند [۸].

حاجی‌رسولیا و مقدم [۹] در سال ۲۰۰۹ رابطه جدیدی برای توزیع بارگذاری ارتفاعی زلزله پیشنهاد نمودند که در آن زمان تناوب سازه و نیاز شکل‌پذیری سازه مدنظر قرار می‌گیرد. حاجی‌رسولیا و پیلاکوتاس (Pilakoutas) در سال ۲۰۱۲ رابطه جدیدی برای توزیع ارتفاعی زلزله پیشنهاد نمودند و معتقد بودند که استفاده از این روش جدید طراحی را بهینه می‌کند [۱۰]. در سال ۲۰۱۲ مقدم و همکاران با استفاده از تحلیل غیرخطی روابط ارائه شده توزیع ارتفاعی برای قاب‌های فولادی را مورد ارزیابی قرار دادند [۱۱]. کیم (Kim) و همکاران [۱۲] و کرمی [۱۳] در تحقیقات جداگانه‌ای در این زمینه تحقیقات مطلوبی انجام داده‌اند و روابطی برای توزیع بارگذاری ارتفاعی زلزله پیشنهاد نموده‌اند.

براساس مطالعات انجام شده، توزیع ارتفاعی بار زلزله سازه‌ها به عوامل متعددی از قبیل زمان تناوب سازه (تعداد طبقات)، مشخصات زلزله اعمالی، نوع سیستم باربر جانبی، محدوده رفتار سازه (خطی یا غیرخطی) بستگی دارد. یک الگوی مناسب برای توزیع ارتفاعی زلزله در تحلیل استاتیکی خطی باید بتواند تا جای ممکن تأثیر عوامل مهم را لحاظ نماید. هدف این مقاله، ارزیابی پارامترهای مهم در الگوی بارگذاری و اعمال آن‌ها در رابطه پیشنهادی جدید برای قاب‌های خمشی فولادی است. از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر الگوی بارگذاری ارتفاعی سازه‌ها در نظر گرفتن رفتار غیرخطی است که در رابطه پیشنهادی مدنظر قرار می‌گیرد. همچنین ارزیابی روابط موجود برای توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله در آئین‌نامه‌ها از دیگر اهداف این تحقیق است.

## ۲- معرفی روابط موجود برای توزیع ارتفاعی بار زلزله

در این قسمت روابطی که بیشتر در آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای توزیع ارتفاعی بار زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند ارائه و بررسی می‌شوند.

### ۲-۱- الگوی ASCE/SEI 7-10

در آخرین نسخه آئین‌نامه ASCE الگوی بارگذاری جانبی بر اساس رابطه ۱ به دست می‌آید [۱۴]:

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V \quad i=1, 2, 3, \dots, n \quad (1)$$

که در آن  $W_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  از تراز پایه،  $V$  برش پایه،  $n$  تعداد طبقات و  $F_i$  نیروی جانبی در طبقه  $i$  ام هستند. همچنین،  $k$  از رابطه ۲ به دست می‌آید.

1	$T < 0.5$	
$0.5T + 0.75$	$0.5 \leq T < 2.5$	(۲)
2	$T \geq 2$	

در رابطه ۲ پارامتر  $T$  برابر دوره تناوب سازه است.

در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۱۵] و آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش چهارم [۱۶] برای توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله از رابطه ۱ استفاده می‌شود.

### ۲-۲- الگوی بارگذاری ارتفاعی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله با استفاده از رابطه ۳ انجام می‌شود [۱۷].

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} (V - F_T) \quad i=1, 2, 3, \dots, n \quad (3)$$

که در آن  $W_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  از تراز پایه،  $V$  برش پایه،  $n$  تعداد طبقات،  $F_i$  نیروی جانبی در طبقه  $i$  ام و  $F_T$  نیروی اضافی در طبقه  $n$  ام (نیروی شلاقی) است که از رابطه ۴ به دست می‌آید.

$$F_T = 0.07 T V \quad (4)$$

$T$  دوره تناوب سازه و  $V$  برش پایه است.

### ۲-۳- الگوی متناسب با مود اول

در بعضی از آیین‌نامه‌ها توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش سازه برای توزیع ارتفاعی بار زلزله پیشنهاد شده است [۱۶]. بر اساس این توزیع، نیروی زلزله از رابطه ۵ به دست می‌آید:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{i1}} \Delta V \quad (5)$$

که در آن  $\phi_{i1}$  مؤلفه‌های شکل مود اول سازه می‌باشد.

### ۲-۴- توزیع یکنواخت

در الگوی توزیع یکنواخت نیروی زلزله، توزیع فقط بر اساس وزن طبقات انجام می‌شود و در صورت مساوی بودن وزن طبقات، بار ناشی از زلزله در طبقات نیز مساوی خواهد بود. توزیع نیروی زلزله از رابطه ۶ به دست می‌آید:

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} V \quad (6)$$

این الگو در آیین‌نامه‌های مختلف از جمله دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱۶] برای توزیع ارتفاعی نیروی زلزله معرفی شده است.

## ۳- روش تحقیق

همان‌گونه که بیان شد، هدف این تحقیق ارائه یک رابطه جدید برای توزیع ارتفاعی بار زلزله در قاب‌های خمشی فولادی است. برای این منظور چندین قاب ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه با ارتفاع طبقه ۳ متر انتخاب شدند و بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور تحلیل و طراحی شدند. پس از طراحی قاب‌ها تمامی آنها تحت هفت رکورد شتاب زمان به روش دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده مورد تحلیل قرار گرفتند. در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده، مقدار شتاب ماکزیمم در رکوردها به تدریج افزایش می‌یابد تا اولین نقطه در سازه به عملکرد ایمنی جانی (LS) برسد.

### ۳-۱- صحت‌سنجی تحقیق

در این تحقیق از نرم‌افزار SAP2000 برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌ها استفاده شد. برای اطمینان از نتایج تحقیق، نرم‌افزار ABAQUS بکار گرفته شد. بدین منظور برای هر یک از قاب‌ها دو تحلیل به کمک نرم‌افزارهای فوق انجام شد و نتایج حاصل از آنها با هم مقایسه شد تا صحت اطلاعات حاصل تأیید شود. در مقایسه نتایج، برش پایه ماکزیمم و تغییر مکان جانبی ماکزیمم حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی سازه‌ها مدنظر قرار گرفت. پس از اطمینان از صحت تحلیل انجام شده بر اساس نرم‌افزار SAP2000 ادامه تحقیق برای حالت‌های مختلف قاب انجام شد.

## ۳-۲- مشخصات مدل‌های انتخابی

در جدول ۱ مشخصات مقاطع قاب‌ها، ارتفاع طبقات، مقاطع تیرها و ستون‌ها ارائه شده است. برای جلوگیری از طولانی شدن بحث، فقط نتایج مربوط به قاب‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه در این مقاله ارائه شده است.

## ۳-۳- رکوردهای شتاب زمان

در این تحقیق هفت رکورد شتاب زمان برای تحلیل تاریخیچه زمانی استفاده شد و میانگین نتایج آنها برای پردازش اطلاعات بکار گرفته شد. در جدول ۲ مشخصات رکوردهای مورد استفاده ارائه شده است.

## ۳-۴- مراحل تعیین الگوی بارگذاری ارتفاعی

در این قسمت مراحل تعیین الگوی بارگذاری به صورت گام به گام ارائه می‌شود.

گام اول: انتخاب یکی از مدل‌های طراحی شده

از بین مدل‌های مورد مطالعه (قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵)، یک قاب برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انتخاب می‌شود.

جدول ۱: مشخصات مدل‌های انتخابی

مقاطع ستون‌ها (ابعاد به سانتی‌متر)	مقاطع تیرها	طبقه	قاب
BOX20*20*1	IPB28	سوم	طبقه ۳
BOX20*20*1	IPB28	دوم	
BOX20*20*1	IPB28	اول	
BOX20*20*1	IPB28	هفتم	طبقه ۷
BOX20*20*1	IPB28	ششم	
BOX20*20*1	IPB28	پنجم	
BOX20*20*1	IPB28	چهارم	
BOX25*25*2	IPB28	سوم	
BOX25*25*2	IPB28	دوم	
BOX25*25*2	IPB28	اول	
BOX20*20*1	IPB28	پانزدهم	طبقه ۱۵
BOX20*20*1	IPB28	چهاردهم	
BOX25*25*2	IPB28	سیزدهم	
BOX25*25*2	IPB28	دوازدهم	
BOX25*25*2	IPB28	یازدهم	
BOX30*30*3	IPB28	دهم	
BOX30*30*3	IPB28	نهم	
BOX30*30*3	IPB30	هشتم	
BOX30*30*3	IPB30	هفتم	
BOX30*30*3	IPB30	ششم	
BOX40*40*4	IPB30	پنجم	
BOX40*40*4	IPB30	چهارم	
BOX40*40*4	IPB30	سوم	
BOX40*40*4	IPB30	دوم	



BOX40*40*4	IPB30	اول	
------------	-------	-----	--

جدول ۲: رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌ها

MS	M	ایستگاه	نام زلزله و تاریخ وقوع
۷/۴	۷/۳	24 Lucerne	Landers 1992/06/28
۷/۱	۷/۹	Gilroy 57425	Loma Prieta 1989/10/18
۷/۱	۷/۱	89540 Shelter Cove Airport	Cape Mendocino 1992/04/25
۷۰	۷۰	5043 Hurkey Creek Park	N. Palm Springs 1986/07/08
۷۷	۷۷	24278 Castaic - Old Ridge Route	Northridge 1994/01/17
۷۶	۷۶	24278 Castaic - Old Ridge Route	San Fernando 1971/02/09
۷/۴	۷/۴	9101, Tabas, Data Source	Tabas 1978/09/16

گام دوم: انتخاب یکی از رکوردهای مدنظر

از بین هفت رکورد مورد استفاده در این تحقیق که مشخصات آنها در جدول ۲ ارائه شده است، یک رکورد انتخاب می‌شود.

گام سوم: مقیاس کردن رکورد

رکورد انتخابی به گونه‌ای مقیاس می‌شود که در آن حداکثر شتاب زلزله 0.05g باشد و بقیه مقادیر شتاب رکورد به همین نسبت اصلاح می‌شود.

گام چهارم: انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

برای قاب انتخابی تحت رکورد موردنظر، یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000 [۱۸] انجام می‌شود. باید به این نکته توجه داشت که با توجه به کوچک بودن دامنه شتاب در رکورد، در این حالت سازه در محدوده خطی باقی می‌ماند.

گام پنجم: تعیین برش پایه حداکثر

برای تحلیل انجام شده، مقدار برش پایه ماکزیمم استخراج می‌شود و بر اساس آن برش هر طبقه تعیین می‌شود. توزیع بارگذاری ارتفاعی تحت رکورد اعمالی از تفاضل برش‌های پایه دو طبقه مجاور تعیین می‌گردد.

گام ششم: تکرار گام‌های چهارم و پنجم برای رکورد اعمالی با مقیاس‌های جدید

در این گام مقدار دامنه شتاب ماکزیمم در رکورد شتاب زمان به تدریج افزایش می‌یابد و در هر مرحله توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله متناظر با برش پایه ماکزیمم تعیین شده و ثبت می‌گردد. افزایش دامنه شتاب، آن‌قدر ادامه می‌یابد تا سازه از محدوده خطی خارج شده و وارد محدوده غیرخطی شود. در محدوده غیرخطی نیز تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی فرایند ادامه داده می‌شود تا سازه از محدوده عملکرد فروریزش (CP) عبور کند. در طی این مراحل، تحلیل‌های متناظر با قابلیت بهره‌برداری (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه

فروریزش (CP) با نگاه ویژه مدنظر قرار می‌گیرد.  
 گام هفتم: تکرار گام‌های دوم تا ششم برای رکوردهای دیگر  
 گام‌های دوم تا ششم برای ۶ رکورد دیگر تکرار می‌شود و برای هر یک از مقیاس‌های رکورد شتاب- زمان، میانگین‌گیری می‌شود و توزیع ارتفاعی نهایی تعیین می‌شود.  
 گام هشتم: تکرار گام‌های اول تا هفتم برای قاب‌های جدید  
 تمام مراحل هفت‌گانه برای دو قاب دیگر نیز تکرار می‌شود و توزیع ارتفاعی آنها در هر گام مربوط به شتاب ماکزیمم تعیین می‌شود.  
 گام نهم: صحت‌سنجی نتایج برای هر قاب  
 یک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هر یک از قاب‌ها و رکورد مربوطه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۱۹] انجام می‌شود و نتایج به دست آمده با نتایج میانگین‌گیری شده حاصل از تحلیل‌های قبلی که توسط نرم‌افزار SAP2000 انجام شده بود مقایسه می‌گردد تا صحت اطلاعات حاصل تأیید شود.  
 گام دهم: تعیین الگوی بارگذاری نهایی  
 با توجه به نتایج حاصل از قاب‌های مختلف، رکوردهای به مقیاس درآمده در حالت‌های خطی و غیرخطی، الگوی بارگذاری ارتفاعی با روش سعی و خطا تعیین می‌شود.

#### ۴- پردازش نتایج

نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که الگوهای بارگذاری تا رسیدن به مرحله IO برای تمامی رکوردها تقریباً مشابه بوده و تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای در توزیع ارتفاعی وجود ندارد. با ورود به مرحله غیرخطی، الگوی بارگذاری در مقایسه با مرحله خطی متفاوت خواهد بود و با دور شدن از عملکرد LS و نزدیک شدن به عملکرد CP، توزیع بارگذاری بسیار نامنظم‌تر تغییر می‌کند. مطابق مشاهدات انجام شده، توزیع بارگذاری در محدوده عملکردی LS شرایطاً تقریباً پایداری دارد و می‌توان برای آن یک الگوی خاص پیشنهاد نمود. با پیشروی به محدوده LS میزان پراکندگی نتایج بیشتر می‌شود و از آنجائی که هدف این تحقیق ارائه الگوی بارگذاری برای عملکرد LS است لذا پراکندگی نتایج بعد از عملکرد LS مشکل خاصی پیش نمی‌آورد.

#### ۵- رابطه پیشنهادی

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها، الگویی برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه ارائه می‌گردد. الگویی که در این تحقیق ارائه می‌شود بر پایه چهار متغیر استوار است. وزن طبقه، ارتفاع سازه، شکل مود اول و زمان تناوب سازه جزو متغیرهایی هستند که در الگوی ارائه شده در این تحقیق مؤثر هستند. با توجه به متغیرهای فوق و با روش سعی و خطا رابطه‌ای پیشنهاد شد تا کمترین خطا را نسبت به نتایج تحلیل داشته باشد. این الگوی پیشنهادی بر اساس رابطه ۷ انجام می‌شود.

$$F_i = C_i V \quad (7)$$

که در آن  $F_i$  نیروی اعمالی برای طبقه  $i$  ام،  $V$  برش پایه حاصل از زلزله و  $C_i$  ضریب برش پایه بوده و به‌صورت رابطه ۸ تعیین می‌گردد.

$$C_i = \frac{\theta_{i2}^f w_i h_i}{\sum_{j=1}^n \theta_{j2}^f w_j h_j} \quad i=1, 2, 3, \dots, n \quad (8)$$

که در آن  $\phi_{i1}$  مقدار شکل مود اول در طبقه  $i$  ام،  $w_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  ام ( $h_i$  ارتفاع تراز پایه نیست) و  $f$  یک ضریب وابسته به زمان تناوب است که از رابطه ۹ به دست می‌آید.

$$0.5 \leq f = T \leq 1.5 \quad (9)$$

مقدار  $f$  نباید از ۰/۵ کمتر و از ۱/۵ بیشتر اختیار شود.

بر این اساس برای توزیع نیروی جانبی برای ساختمان‌ها با زمان تناوب کوچک‌تر یا مساوی ۰/۵ ثانیه، ضریب  $f$  برابر ۰/۵ اختیار می‌شود و توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به شکل تقریباً یکنواخت خواهد بود. در ساختمان‌های با زمان تناوب بزرگ‌تر یا مساوی ۱/۵ ثانیه، اثر موده‌های بالاتر قابل ملاحظه است و برای اینکه توزیع نیروی جانبی با این پدیده مطابقت داشته باشد، مقدار ضریب  $f$  برابر ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. طبقات بالا، سهم بیشتری از نیروی زلزله را خواهند داشت و در نتیجه با افزایش ارتفاع، توزیع نیروی جانبی از خط مستقیم به منحنی تبدیل می‌گردد.

## ۶- ارزیابی رابطه پیشنهادی

برای ارزیابی رابطه پیشنهادی، نتایج حاصل از این رابطه برای توزیع ارتفاعی بار زلزله با نتایج حاصل از روابط دیگر مقایسه شده است. برای این منظور توزیع بارگذاری قاب‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه یکبار با استفاده از رابطه پیشنهادی این تحقیق و بار دیگر به کمک روابط موجود مقایسه گردید. برای مقایسه از روابط پیشنهادی ASCE، توزیع یکنواخت، توزیع متناسب با مود اول و توزیع دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است.

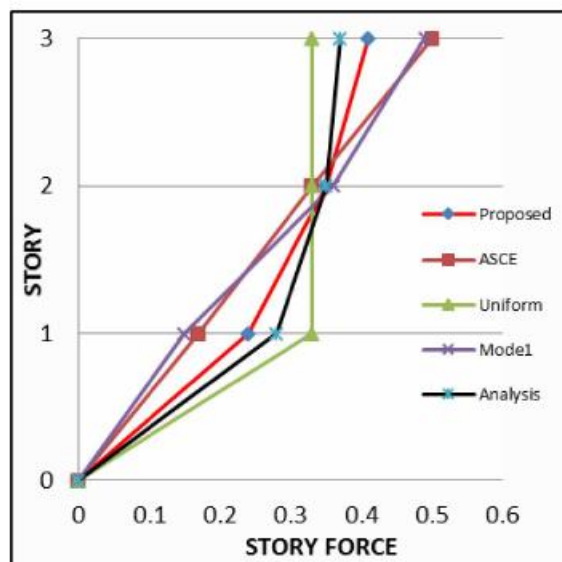
### ۶-۱- قاب سه طبقه

سازاینکه قاب سه طبقه طراحی شد، شکل مود اول آن محاسبه شد. در جدول ۳ مقادیر نسبی شکل مود اول این قاب در ستون دوم نشان داده شده است. در ستون سوم این جدول وزن واحد طول قاب دوبعدی ارائه گردید. در ستون چهارم جدول، ارتفاع هر طبقه بیان شد. در ستون‌های پنجم تا نهم مقادیر انگوی بارگذاری ارتفاعی به ترتیب براساس رابطه پیشنهادی این تحقیق، رابطه پیشنهادی ASCE، براساس توزیع یکنواخت، براساس شکل مود اول و براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه گردید. این مقادیر به صورت نموداری در شکل ۱ نشان داده شده است. با مشاهده جدول ۳ و شکل ۱ می‌توان نتیجه گرفت که علی‌رغم یکسان بودن نسبت مربوط به طبقه دوم، مقادیر مربوط به طبقه اول و سوم دارای اختلاف قابل ملاحظه‌ای است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود توزیع حاصل از این تحقیق بیشترین انطباق را با توزیع حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی دارد. در شکل ۲ نمودار توزیع برش طبقات نشان داده شده است. با مقایسه این منحنی‌ها می‌توان صحت رابطه پیشنهادی این تحقیق را تأیید کرد. توزیع ارتفاعی برای این قاب (قاب‌های دارای زمان تناوب پایین)، به الگوی مثلثی نزدیک است.

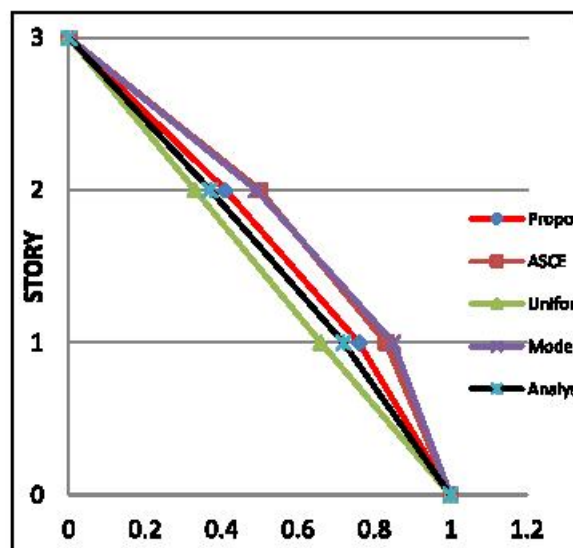
جدول ۳: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب سه طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\phi_{i1}^2 w_i h_i}{\sum_{j=1}^n \phi_{j1}^2 w_j h_j}$	$\frac{w_i h_i^2}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^2}$	$\frac{w_i}{\sum_{j=1}^n w_j}$	$\frac{\phi_{i1} w_i}{\sum_{j=1}^n \phi_{j1} w_j}$	TIME HISTORY
۳	۱	۲۵۰۰	۳	۰/۴۱	۰/۵	۰/۳۳۳	۰/۴۹	۰/۲۷
۲	۰/۸۳	۲۵۰۰	۳	۰/۳۵	۰/۳۳	۰/۳۳۳	۰/۳۶	۰/۳۵
۱	۰/۳۶	۲۵۰۰	۳	۰/۲۴	۰/۱۷	۰/۳۳۳	۰/۱۵	۰/۲۸





شکل ۱: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب سه طبقه



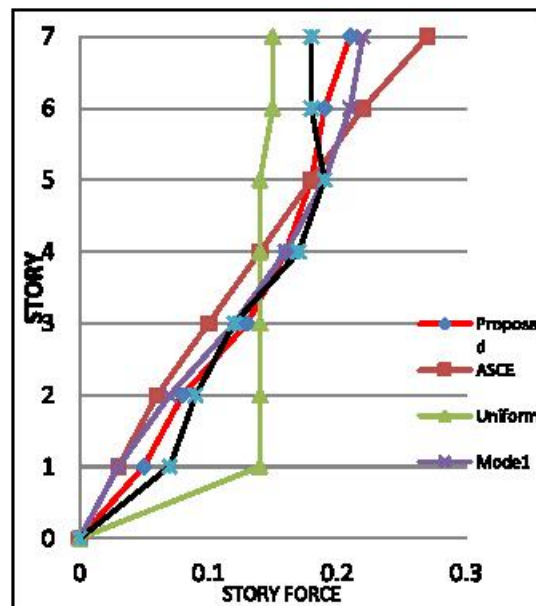
شکل ۲: نمودار توزیع نیروی برفی در قاب سه طبقه

#### ۶-۲- قاب هفت طبقه

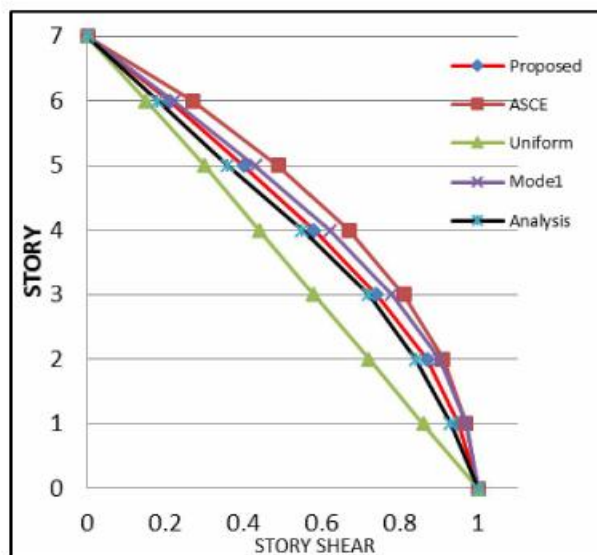
در جدول ۴ ضریب توزیع نیروی زلزله برای قاب هفت طبقه نشان داده شده است. همچنین رسم نموداری آن در شکل ۳ ارائه گردیده است. در این حالت الگوی بار یکنواخت، اختلاف زیادی با دیگر الگوها دارد. الگوی پیشنهادی در این تحقیق و الگوی متناسب با شکل مود اول به مقادیر حاصل از تحلیل بسیار نزدیک هستند. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که طبقات میانی سهم بالایی از مقدار نیروی زلزله را دارند. همچنین براساس شکل ۳ می‌توان ادعا کرد که در روش پیشنهادی ASCE اثر شلاقی بیشتر لحاظ می‌شود. در این حالت الگوی حاصل از آیین‌نامه ASCE خود را به نتایج تحلیل نزدیک کرده است. شکل ۴ اختلاف الگوی یکنواخت را با نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد. شکل ۴ نشان‌گر این است که رابطه پیشنهادی در این تحقیق به‌عنوان میانگین حاصل از تمامی روابط عمل می‌کند.

جدول ۴: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب هفت طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\phi_{12}^2 w_j h_j}{\sum_{j=2}^n \phi_{12}^2 w_j h_j}$	$\frac{w_j h_j^2}{\sum_{j=2}^n w_j h_j^2}$	$\frac{w_j}{\sum_{j=2}^n w_j}$	$\frac{\phi_{12} w_j}{\sum_{j=2}^n \phi_{12} w_j}$	TIME HISTORY
۷	۱	۲۵۰۰	۳	۰/۲۱	۰/۳۷	۰/۱۵	۰/۲۲	۰/۱۸
۶	۰/۹۵	۲۵۰۰	۳	۰/۱۹	۰/۲۲	۰/۱۵	۰/۲۱	۰/۱۸
۵	۰/۸۵	۲۵۰۰	۳	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۱۴	۰/۱۹	۰/۱۹
۴	۰/۷۰	۲۵۰۰	۳	۰/۱۶	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۷
۳	۰/۵۳	۲۵۰۰	۳	۰/۱۳	۰/۱۰	۰/۱۴	۰/۱۲	۰/۱۲
۲	۰/۳۲	۲۵۰۰	۳	۰/۰۸	۰/۰۶	۰/۱۴	۰/۰۷	۰/۰۹
۱	۰/۱۳	۲۵۰۰	۳	۰/۰۵	۰/۰۳	۰/۱۴	۰/۰۳	۰/۰۷



شکل ۳: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب هفت طبقه



شکل ۴: نمودار توزیع نیروی برشی در قاب هفت طبقه

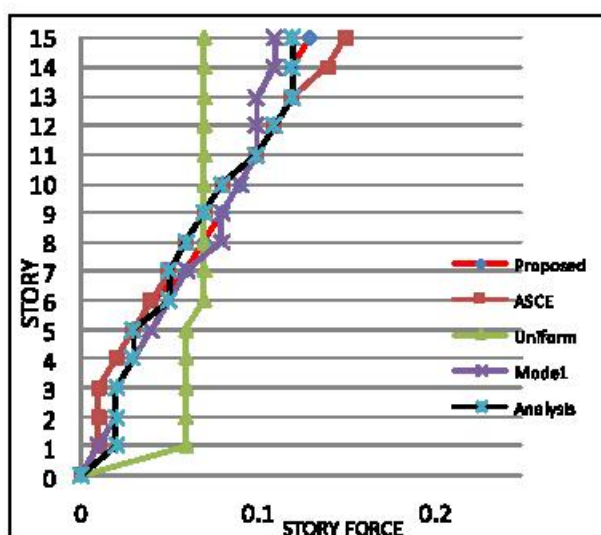
### ۶-۳- قاب پانزده طبقه

در جدول ۵ ضرایب مربوط به توزیع نیروی زلزله در قاب ۱۵ طبقه مشاهده می‌شود. ترسیم نموداری این توزیع در شکل‌های ۵ و ۶ نشان داده شده است. در این حالت الگوی پیشنهادی این تحقیق و آیین‌نامه ASCE مقادیر بیشتری را برای طبقات فوقانی در نظر می‌گیرند و بیشترین انطباق را با نتایج تحلیل دارند. در این حالت نیز الگوی بار یکنواخت، اختلاف زیادی با دیگر الگوها دارد. نتایج نشان می‌دهد که روش ASCE در طبقات پائین، حد پائین و در طبقات بالا، حد بالای روش‌ها محسوب می‌شود. همچنین براساس شکل ۵ می‌توان ادعا کرد که در روش پیشنهادی ASCE اثر شلاقی بیشتر لحاظ می‌شود. شکل ۶ نشان‌گر این است که رابطه پیشنهادی در این تحقیق به‌عنوان میانگین حاصل از تمامی روابط عمل می‌کند. توزیع ارتفاعی برای این قاب (قاب با زمان تناوب بالا)، به الگوی سهمی نزدیک‌تر است. با مقایسه نتایج حاصل از قاب‌های سه، هفت و پانزده طبقه می‌توان گفت با افزایش زمان تناوب سازه (افزایش ارتفاع سازه)، سهم طبقات فوقانی از نیروی زلزله افزایش می‌یابد یعنی برای زمان تناوب‌های بین ۰/۵ تا ۱/۵ ثانیه، توزیع نیرو در حالت گذار از حالت مثلی به سهمی است.

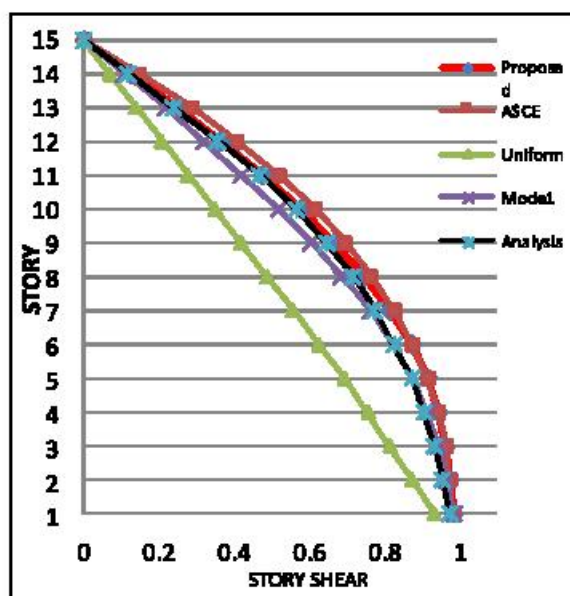
جدول ۵: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب پانزده طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\phi_i^2 w_i h_i}{\sum_{j=1}^n \phi_j^2 w_j h_j}$	$\frac{w_i h_i^2}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^2}$	$\frac{w_i}{\sum_{j=1}^n w_j}$	$\frac{\phi_i w_i}{\sum_{j=1}^n \phi_j w_j}$	TIME HISTORY
۱۵	۱	۲۵۰۰	۳	۰/۱۳	۰/۱۵	۰/۰۷	۰/۱۱	۰/۱۲
۱۴	۰/۹۸	۲۵۰۰	۳	۰/۱۲	۰/۱۴	۰/۰۷	۰/۱۱	۰/۱۲
۱۳	۰/۹۴	۲۵۰۰	۳	۰/۱۲	۰/۱۲	۰/۰۷	۰/۱۰	۰/۱۲
۱۲	۰/۹۰	۲۵۰۰	۳	۰/۱۱	۰/۱۱	۰/۰۷	۰/۱۰	۰/۱۱
۱۱	۰/۸۷	۲۵۰۰	۳	۰/۱۰	۰/۱۰	۰/۰۷	۰/۱۰	۰/۱۰
۱۰	۰/۸۰	۲۵۰۰	۳	۰/۰۹	۰/۰۸	۰/۰۷	۰/۰۹	۰/۰۸
۹	۰/۷۴	۲۵۰۰	۳	۰/۰۸	۰/۰۷	۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۷

۸	۰/۶۵	۲۵۰۰	۳	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰۶
۷	۰/۵۶	۲۵۰۰	۳	۰/۰۶	۰/۰۵	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۰۵
۶	۰/۴۷	۲۵۰۰	۳	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۷	۰/۰۵	۰/۰۵
۵	۰/۳۸	۲۵۰۰	۳	۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۰۴	۰/۰۳
۴	۰/۲۹	۲۵۰۰	۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۶	۰/۰۳	۰/۰۳
۳	۰/۲۰	۲۵۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۶	۰/۰۲	۰/۰۲
۲	۰/۱۱	۲۵۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۶	۰/۰۲	۰/۰۲
۱	۰/۰۴	۲۵۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۶	۰/۰۱	۰/۰۲



شکل ۵: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب پانزده طبقه



شکل ۶: نمودار توزیع نیروی برش در قاب پانزده طبقه



همان‌گونه که اشاره شد در این تحقیق ۵ قاب سه، پنج، هفت، ده و پانزده طبقه مدنظر قرار گرفت و بر اساس نتایج حاصل از آن‌ها رابطه جدید پیشنهاد شد. این قاب‌ها به این دلیل انتخاب شدند تا محدوده‌ی کاملی از سازه‌های کوتاه (سه و پنج طبقه)، متوسط (هفت و ده طبقه) و بلند (پانزده طبقه) مورد ارزیابی قرار گرفته باشد. لذا می‌توان ادعا کرد نتایج حاصل از این تحقیق برای طیف وسیعی از سازه‌ها قابل تعمیم است. رابطه پیشنهادی برای توزیع بارگذاری زلزله برای قاب‌های دیگری به‌غیر از سازه‌های مورد استفاده در این تحقیق مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج مطلوب حاصل شد.

#### ۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، یک رابطه جدید برای توزیع بارگذاری زلزله در ارتفاع پیشنهاد شده است. برای نیل به این هدف چندین قاب خمشی ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور انتخاب شدند و توزیع بارگذاری ارتفاعی آن‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی فزاینده تعیین شد. در تحلیل قاب‌ها هفت رکورد شتاب زمان اصلاح شده مورد استفاده قرار گرفت. برای تعیین توزیع ارتفاعی بار زلزله، نخست برش طبقات مختلف سازه به‌دست آمد. آنگاه از تفاضل نیروی برشی موجود در طبقات مجاور، نیروی وارد بر طبقه که بیانگر توزیع ارتفاعی بار زلزله است محاسبه شد. براساس نتایج حاصل از تحلیل تمامی قاب‌ها تحت رکوردهای انتخابی، الگوی توزیع ارتفاعی زلزله برای قاب‌های خمشی پیشنهاد شد. نتایج حاصل از تحقیق به شرح زیر است:

- ۱- با افزایش زمان تناوب سازه (افزایش ارتفاع سازه)، سهم طبقات فوقانی از نیروی زلزله افزایش می‌یابد.
- ۲- برای زمان تناوب‌های بین ۰/۵ تا ۱/۵ ثانیه، توزیع نیرو در حالت گذار از حالت مثلثی به سهمی است.
- ۳- الگوی توزیع ارتفاعی مثلثی برای قاب‌های با زمان تناوب پایین، جواب‌های بهتری می‌دهد و الگوی سهمی برای قاب‌های با زمان تناوب بالا مناسب‌تر است.
- ۴- الگوی پیشنهادی این تحقیق در تمامی حالات انطباق مناسبی با نتایج حاصل از تحلیل دارد. رابطه پیشنهادی به‌گونه‌ای است که برای قاب‌های کوتاه، الگوی مثلثی و برای قاب‌های بلندمرتبه، الگوی سهمی در نظر می‌گیرد.

#### ۸- مراجع

- [۱] کرمی محمدی، ر.، شرقی، ا.، (۱۳۹۳)، طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بر اساس الگوهای بار جانبی گوناگون و مقایسه آن‌ها با طرح بهینه، *مجله علمی پژوهشی عمران مدرس*، دوره چهاردهم، شماره ۱، صفحات ۷۳ تا ۸۴، بهار ۱۳۹۳.
- [2] International Council of Building Officials, *Uniform building code UBC*, Structural engineering design provision, 1997
- [3] Chopra, A., *Dynamic of structures: Theory and application to earthquake*, 2nd edition, Prentice Hall Inc., London, 2001.
- [4] Lee, S.S., and Goel, S.C., Performance based seismic design of structure using target drift and yield mechanism, US-Japan seminar on Advanced stability and seismicity concept for performance based design of steel and composite structure, Kyoto, Japan, 2001.
- [5] Karami Mohamadi, R., El-Naggar, M.H., and Moghadam, H., Optimum Strength distribution seismic resistance shear-building, *International journal of solid and structure*, 41, p 6597-6612, 2004.
- [6] Moghadam, H., and Hajirasoliha, L., Toward more rational criteria for determination of design earthquake force, *International journal of solid and structure*, 43, p 2631-2645, 2006
- [7] Chao, Sh., Goel, S.C., and Lee, S.S., A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures. *Earthquake Spectra: August 2007*, Vol. 23, No. 3, pp. 547-569, 2007.
- [8] Deguchi, Y., Kawashima, T., Yamanari, M., and Ogawa, K., Seismic design load distribution in steel frames, 14th World Conference on earthquake engineering, Beijing, China, 2008.
- [9] Hajirasoliha, I. and Moghaddam, H., A new lateral force distribution for seismic design of structures, *J. Structural Eng.*, 135 (8), 906-915.

- [10] Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., General seismic load distribution for optimum performance-based design of shear-buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 16(4), 443-462, 2012.
- [11] Moghaddam, H., Hosseini Gelekolai, S.M., Hajirasouliha, I., Tajalli, F., Evaluation of Various Proposed Lateral Load Patterns for Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames, The 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- [12] Kim S.E., Lee, D.H., Cuong N.H., Shaking table tests of a two-story unbraced steel frame, *journal of constructional steel Research*, 63, p412-421, 2007.
- [13] Karami Mohamadi, R., Optimum distribution of dynamic characteristics within the structure to reduce seismic damage, PH.D. dissertation, Civil Engineering department, Sharif University of Technology, 2001.
- [14] American Institute of Steel Construction (AISC), *ANSI/AISC 360-10, Specification for structural steel buildings*, Chicago, 2010.
- [۱۵] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰، ۱۳۹۲.
- [۱۶] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم (استاندارد ۲۸۰۰)، ۱۳۹۳.
- [۱۷] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش سوم (استاندارد ۲۸۰۰)، ۱۳۸۴.
- [18] Computers and Structures Inc., *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, 2013.
- [19] SIMULIA, *Abaqus analysis user's manual, Version 6.11.*, USA, 2011.