



ارائه یک رابطه جدید در برآورد زمان تناوب تجربی قاب خمشی فولادی

محمدعلی نامجویان¹ محمدرضا کریمیان² حامد برسلانی³ رضا رهگذر⁴

1- گروه مهندسی سپاسد manamjuyan@yahoo.com

2- گروه مهندسی سپاسد moharezka@yahoo.com

3- کارشناسی ارشد مهندسی عمران سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان

4- دانشیار، عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان، ایران

R.rahgozar@uk.ac.ir

چکیده

آیین‌نامه‌های مختلف طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، روابط گوناگونی را جهت محاسبه دوره تناوب اصلی ارتعاش ساختمان‌ها ارائه می‌نمایند. این روابط تجربی معمولاً از انجام آزمایش‌های گوناگون بر روی ساختمان‌های موجود و اندازه‌گیری دوره تناوب آنها بدست می‌آیند. به دلیل رابطه مستقیم پارامترهای طراحی همچون برش پایه ساختمان با دوره تناوب سازه برآورد دقیق دوره تناوب از روابط آیین‌نامه از اهمیت بالایی برخوردار است. این پژوهش به بررسی دقت زمان تناوب تجربی پیشنهاد شده در آیین‌نامه 2800 ایران در مورد قاب‌های خمشی فولادی و مقایسه آن با زمان تناوب بدست آمده از آنالیز کامپیوتری پرداخته است. در همین راستا در این تحقیق با انجام آنالیز کامپیوتری بر روی 15 ساختمان منظم قاب خمشی فولادی از I طبقه تا 15 طبقه، زمان تناوب تحلیلی آنها را بدست آورده و زمان تناوب بدست آمده آنها با رابطه آیین‌نامه مقایسه می‌شود.

واژه‌های کلیدی: زمان تناوب تجربی، قاب خمشی فولادی، آیین‌نامه 2800 ایران، آنالیز کامپیوتری.

1. مقدمه

یکی از مسائلی که از دیرباز، ذهن انسان را به خود مشغول نموده است روش مقابله با بلاهای طبیعی از جمله زلزله می‌باشد. پدیده زلزله به دلیل تصادفی و غیر قابل پیش‌بینی بودن از جمله خطراتی بوده است که در دوره‌های مختلف خسارات جانی و مالی فراوانی برای بشریت به همراه داشته است.

خواص دینامیکی سازه‌ها شامل زمان تناوب طبیعی ارتعاش، شکل مودهای ارتعاش و درصد میرایی از جمله مهمترین عواملی هستند که تعیین کننده عکس‌العمل سازه‌ها در مقابل زمین لرزه می‌باشند و انجام بارگذاری دینامیکی بر روی سازه‌های مختلف، نیازمند مشخص بودن این خصوصیات است. مشکل عمده، برآورد این پارامتر



برای سازه‌های است که هنوز ساخته نشده است. به عنوان مثال در مرحله آنالیز، نیاز به تخمین دقیقی از دوره تناوب طبیعی ارتعاش ساختمان می‌باشد تا با استفاده از آن بتوان نیروی برش پایه را محاسبه نمود.

روابطی که در آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد 2800) [1، 2 و 3] جهت محاسبه زمان تناوب ساختمان‌ها بیان شده‌اند. از تصحیح و تغییر روابط آیین‌نامه‌های مختلفی همچون UBC [4] به دست آمده‌اند. وجود شرایط ساخت و ساز متفاوت در این کشورها با شرایط موجود در ایران لزوم تحقیق در صحت این روابط را لازم می‌سازد. این تفاوت‌ها در جنبه‌های مختلف صنعت ساختمانی کشور مشاهده می‌شود. این مساله در مورد مصالح ساختمانی به کار برده شده در ایران در مقایسه با سایر کشورها نیز صادق است. با مقایسه زمان تناوب به دست آمده از این روابط با زمان تناوب واقعی ساختمان‌های موجود در ایران می‌توان به دقت آنها پی برد و در صورت لزوم آنها را تصحیح نمود. در روابط ارائه شده در آیین‌نامه 2800 ایران (ویرایش سوم) از میان مشخصات سازه‌ای تنها ارتفاع ساختمان لحاظ گردیده است که این مساله می‌تواند به کاهش دقت روابط اخیر منجر گردد زیرا برای دو ساختمان هم ارتفاع با ابعاد متفاوت در پلان و ارتفاع یک مقدار دوره تناوب را به دست می‌دهند.

در ادامه خلاصه نتیجه بررسی تحقیقات مرتبط با این پژوهش ارائه خواهد شد. در سال 1960 تاکوچی با استفاده از نتایج آزمایشات لرزه‌ای بر روی 60 ساختمان اسکلت بتنی و فولادی، رابطه‌ای میان دوره تناوب و ارتفاع ساختمان‌ها ارائه داد. در رابطه او اثر اجزاء مقاوم جانبی هم وارد شده است [5]. در سال 1972 آیتور با طراحی و ساخت یک دستگاه اندازه‌گیری دوره تناوب، زمان تناوب ارتعاش سازه‌های گوناگون را به دست آورد و از مقایسه نتایج به دست آمده با مقادیر متناظر آیین‌نامه کشور ترکیه پیشنهاد تصحیح روابط آیین‌نامه را ارائه نمود [6].

در سال 1972 اودوایا و تریفوناک با آزمایش ارتعاش محیطی را بر روی چند سازه واقعی انجام داد و نتایج حاصل را با نتایج به دست آمده از آزمایش ارتعاش اجباری و داده‌های حاصل از زلزله مقایسه نمودند. آنها با تغییرات خصوصیات دینامیکی ساختمان‌ها را، قبل و بعد از زلزله مورد توجه قرار دادند [7]. در سال 1975 هارت و همکاران، ارتعاشات محیطی 19 ساختمان بلند را که رکوردهای ناشی از زلزله 13 ساختمان آن در دسترس بود، مورد مطالعه قرار دادند و خصوصیات پیش آنها را رد برابر زلزله و ارتعاشات محیطی به دست آوردند. با استفاده از این مطالعه آنها توانستند یک طیف طرح به دست آورند [8]. در سال 1988 برترو و همکاران با اندازه‌گیری دوره تناوب 15 ساختمان با قاب بتن آرمه، به بررسی فرمول پیشنهادی آیین‌نامه SEAOC پرداختند. آنها از مقایسه نتایج، تعیین نمودند که روابط آیین‌نامه برای سازه‌هایی که رفتار قاب خمشی در آنها تعیین کننده است مقدار دست پائینی به دست می‌دهند و همچنین استفاده از روابط آیین‌نامه باید به ساختمان‌های با سختی یکنواخت (در جهات اصلی) محدود شود [9]. در سال 1992 کوله و همکاران با استفاده از داده‌های ثبت شده زلزله 64 ساختمان در ایالات کالیفرنیا، زمان تناوب ارتعاش این ساختمان‌ها را به دست آوردند و نتایج حاصل را با مقادیر به دست آمده از روابط آیین‌نامه‌های UBC91 و SEAOC مقایسه نمودند و با استفاده از نتایج به دست آمده به تصحیح این روابط پرداختند [10]. در سال 1995 لاتنگالا و مرا با انجام آزمایش AVS به روی 36 ساختمان قاب بتنی و 4 ساختمان قاب فولادی، روابطی تجربی جهت محاسبه دوره



تناوب اصلی ساختمان‌ها به دست آوردند. بررسی نتایج آزمایش برای 11 عدد از این ساختمان‌ها بیان کننده اهمیت و نقش تاثیر گذار عناصر غیر سازه‌ای در خصوصیات دینامیکی ساختمان‌ها بود [11]. در سال 2000 هونگ و هووانگ، رفتار 21 ساختمان قاب خمشی بتنی را در اثر تحریکات لرزه‌ای ثبت نمودند و با استفاده از دوره تناوب‌های به دست آمده، رابطه‌ای تجربی برای تخمین زمان تناوب ارتعاش ساختمان‌ها به دست آوردند. در گزارش ایشان به اهمیت پارامتر ارتفاع نسبت به عوامل دیگر همچون ابعاد ساختمان و عمر ساختمان اشاره شده است [12]. در سال 2010 سرکار و همکاران، به اصلاح کد مشخص شده فرمول تجربی برای دوره تناوب اساسی برای قاب‌های منظم و برآورد مدت زمان تناوب اساسی برای قاب‌های بی‌نظمی هندسی در ارتفاع هستند پرداختند و در آخر پیشنهاد یک معادله بنیادی به عنوان یک تابع از شاخص نظم بیان کردند که برای انواع مختلف ساختمان که دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع هستند دارای اعتبار است [13].

در این مقاله ابتدا با استفاده از روش آنالیز مودال، دوره تناوب نزدیک به 1000 مدل ساختمان که تعدادی دارای نامنظمی هندسی در ارتفاع و تعدادی دیگر دارای نامنظمی در پلان در طبقات مختلف می‌باشند، محاسبه شده است. در مرحله بعد و با داشتن ارتفاع ساختمان‌ها، با استفاده از روابط موجود در آیین‌نامه 2800 ایران، زمان تناوب تقریبی ارتعاش هر ساختمان محاسبه می‌شود.

2. روش‌های تحلیلی تعیین زمان تناوب سازه

مطابق با دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، در روش تحلیل استاتیکی خطی زمان تناوب اصلی نوسان سازه باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود:

- 1- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه‌گیری‌های انجام شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.
- 2- استفاده از روش تحلیل که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می‌باشد.
روشهای تحلیلی به کار رفته شامل روشهای گفته شده اند:

1. حل مسأله مقدار ویژه Eigenvalue

2. رابطه رایلی RAYLEIGH METHOD

3. روش رایلی ریتز RAYLEIGH-RITZ METHOD

3. معرفی ساختمان‌های مورد مطالعه و نتایج تحلیل

مطالعه ساختمان‌های مختلف پس از زلزله نشان می‌دهد که رفتار سازه در طول زلزله به صورت آشکارا تحت کنترل فاکتورهای مختلف همچون شکل یا ویژگی‌های ساختمان است. زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان‌ها وابسته به مشخصات ساختمان‌ها نظیر سختی، جرم می‌باشد که پارامترهای نظیر ارتفاع و بعد پلان نیز به گونه‌ای در میزان سختی و جرم که به صورت مستقیم بر روی تناوب سازه اثر گذار هستند، تاثیر دارند.

- خصوصیات و فرضیات مدل سازی به صورت زیر است:
- محل احداث سازه‌ها در شهر تهران با خاک نوع 3 در نظر گرفته شده است همچنین در این مقاله ضریب رفتار، ضریب اهمیت این سازه‌ها به ترتیب 7 و 1 در نظر گرفته شده است.
 - قابها در دو جهت به صورت صلب و خمشی در نظر گرفته شده است.
 - سقف‌ها به صورت تیرچه بلوک و کاملاً صلب فرض شده‌اند یعنی هیچ گونه تغییر شکل خارج از صفحه ندارند.
 - ارتفاع تمامی طبقات 3/3 متر می‌باشد.
 - طول دهانه‌ها در دو راستا 5 متر می‌باشد.
 - در مدل‌های مختلف در کلیه طبقات از یک نوع تیپ تیر و ستون استفاده شده است.
 - از مدل کردن دیوارهای داخلی صرف نظر شده است البته باید به این نکته توجه داشت که اثر این دیوارها در بارگذاری لحاظ شده است.
 - مشخصات مصالح مصرفی و مشخصات بارگذاری به ترتیب در جداول شماره (1) و شماره (2) آمده است.

جدول (1): مشخصات مصالح مصرفی

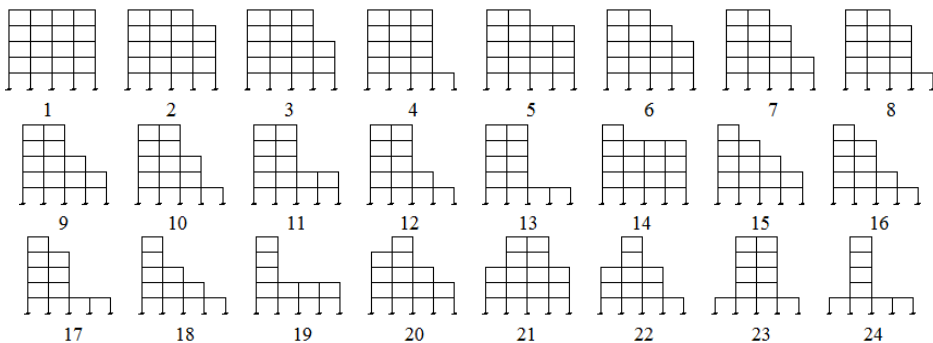
250kg/cm ²	وزن مخصوص بتن
3000kg/cm ²	تنش تسلیم میلگرد طولی، F _y
2400kg/cm ²	تنش تسلیم فولاد، F _y
3700kg/cm ²	مقاومت نهایی فولاد، F _u
2100000kg/cm ²	مدول الاستیسیته فولاد، E
0.3	ضریب پواسون فولاد

جدول (2): مشخصات بارگذاری

600kg/m ²	بار مرده کف طبقات و دیوارهای داخلی
200kg/m ²	بار زنده کف طبقات
500kg/m ²	بار مرده کف بام
150kg/m ²	بار زنده کف بام
700kg/m ²	دیوارهای جانبی
300kg/m ²	دیوارهای جان پناه

به منظور در نظر گرفتن تاثیر نامنظمی هندسی در ارتفاع بر روی زمان تناوب اصلی سازه‌هایی با سیستم قاب خمشی فولادی، نزدیک به 1000 مدل در تعداد طبقات مختلف از 2 طبقه تا 15 طبقه در اشکال مختلف نامنظمی در ارتفاع، مورد آنالیز مودال قرار گرفته‌اند. مدل‌های مورد نظر از 14 سازه اصلی به صورت منظم در پلان به صورت شکل (4-1) و در ارتفاع از 2 طبقه تا 15 طبقه به وجود آمده‌اند. این 14 سازه بعد از بارگذاری، مورد تحلیل قرار گرفته و طراحی شده‌اند و ابعاد مقاطع تیر و ستون‌ها در آن‌ها بدست آمده است. سپس این 14 حالت طبقه به صورت زیر به حالات مختلف نامنظمی هندسی در ارتفاع دسته بندی شده‌اند. به علت کمی تعداد صفحات اشکال مربوط به ساختمان 5 طبقه در شکل 1 ارائه می شود.

در مدل سازی سازه‌های 5 طبقه از ستون‌هایی به صورت مقاطع قوطی شکل به صورت مربع که اندازه طول، عرض و ضخامت آن به ترتیب برابر با 250، 250 و 20 میلیمتر و تیرها به صورت تیر ورق، که اندازه ارتفاع کلی، ضخامت جان، عرض بال و ضخامت بال آن به ترتیب برابر است با 290، 10، 250 و 20 میلیمتر استفاده شده است. 24 مدل مختلف نامنظمی هندسی در ارتفاع به صورت شکل (4-10) مدل شده‌اند که پس از آنالیز مودال زمان تناوب آن‌ها بدست آمده.

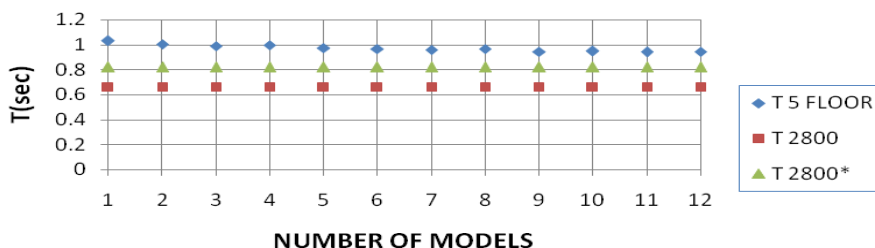


شکل (1): مدل‌های مختلف نامنظمی هندسی در ارتفاع در سازه 5 طبقه

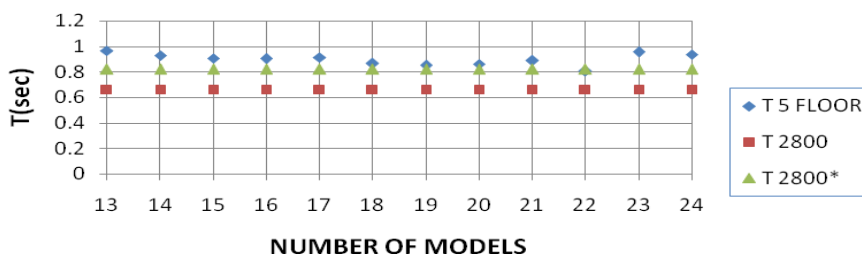
به منظور بررسی و مقایسه زمان تناوب ساختمان‌ها در حالت نامنظمی هندسی در ارتفاع ابتدا بر اساس ارتفاع ساختمان (H) و نوع سیستم مقاوم باربر جانبی که حالت مورد نظر، قاب خمشی فولادی می‌باشد، با استفاده از روابط تجربی آیین نامه 2800 که فقط تابع ارتفاع می‌باشد زمان تناوب تجربی در طبقات مختلف از 2 طبقه تا 15 طبقه محاسبه گردید که با (T 2800) نشان داده می‌شود. سپس با اعمال ضریب افزایشی مجاز زمان تناوب آیین-نامه 2800 که برابر 1/25 می‌باشد [3] زمان تناوب افزایش یافته این سازه‌ها نیز محاسبه گردید که با (T* 2800) نشان داده می‌شود. در پایان تمامی سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع از 2 طبقه تا 15 طبقه در نرم افزار ETABS v.9.7.1 مدل گردیده و با انجام آنالیز مودال زمان تناوب اصلی سازه بدست می‌آید و آن رابه

عنوان (T FLOOR) طبقات مورد نظر که نامنظمی هندسی در ارتفاع در آنان انجام گرفته نام گذاری می شود.

نمودار شکل های (2) و (3) که ارائه شده اند به بررسی مقایسه زمان تناوب در سازه های 5 طبقه پرداخته است، که محور افقی و قائم آن به ترتیب معرف شماره مدل های مختلف نامنظمی در ارتفاع در طبقات مورد نظر و زمان تناوب سازه بر حسب ثانیه است.



شکل (2): نتایج تحلیل اثر نامنظمی هندسی در ارتفاع در سازه 5 طبقه از مدل 1 تا 12

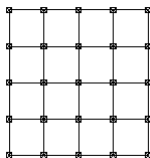


شکل (3): نتایج تحلیل اثر نامنظمی هندسی در ارتفاع در سازه 5 طبقه از مدل 13 تا 24

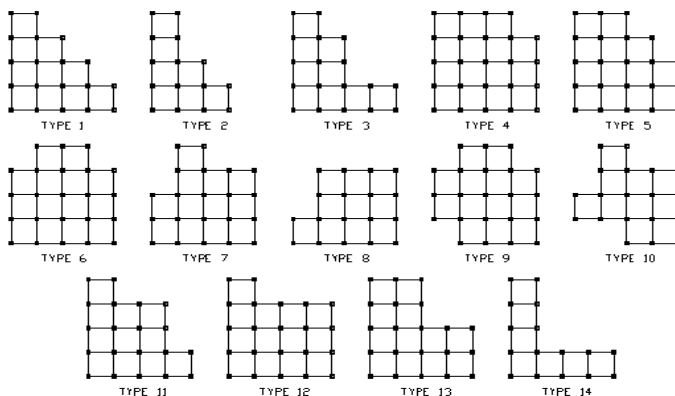
با توجه به نمودار شکل های (3) الی (4) عدم انطباق بین زمان تناوب اصلی سازه با زمان تناوب تجربی آیین نامه 2800 ایران، در سازه های مختلف از 2 طبقه تا 15 طبقه که نامنظمی هندسی در ارتفاع در آنان صورت گرفته، مشاهده می شود. با توجه به افزایش زمان تناوب اصلی نسبت به زمان تناوب تجربی آیین نامه می توان گفت زمان تناوب تجربی آیین نامه باعث محافظه کارانه بودن مقادیر نیروی برشی پایه و متعاقباً طراحی غیر اقتصادی می شود. همچنین تفاوت در زمان تناوب در سازه هایی که دارای ارتفاع یکسان هستند ولی دارای حالات مختلف نامنظمی هندسی در ارتفاع هستند در کلیه طبقات کاملاً مشهود است.

به منظور در نظر گرفتن تاثیر نامنظمی در پلان بر روی زمان تناوب اصلی سازه هایی با سیستم قاب خمشی فلزی، 210 سازه قاب خمشی فولادی مورد آنالیز مودال قرار گرفت که بعد از آنالیز پارامتر مورد نیاز برداشت می شود. 210 سازه مورد نظر از 15 سازه اصلی به وجود آمده اند، که این 15 سازه با پلان مربعی به صورت شکل (5) از

یک طبقه تا پانزده طبقه دسته‌بندی شده است. که بعد از بارگذاری، مورد تحلیل استاتیکی قرار گرفته و طراحی شده‌اند و ابعاد مقاطع تیرها و ستون‌ها در آن‌ها بدست آمده است. به منظور تاثیر نامنظمی در پلان هر کدام از این 15 سازه به 14 حالت مختلف نامنظمی در پلان به صورت شکل (6) دسته‌بندی شده و با همان تیر و ستون بدست آمده در حالت اول تحت آنالیز مودال قرار می‌گیرند که در مجموع به 210 سازه تبدیل شده‌اند.



شکل (5): پلان مربعی شکل



شکل (6): تیپ‌های مختلف نامنظمی در پلان

به طور خلاصه می‌توان گفت زمان تناوب اصلی ساختمان برابر با پیروید ارتعاشی سازه در مد اول می‌باشد و کاربرد آن اغلب برای تعیین ضریب بازتاب ساختمان در روش استاتیکی معادل می‌باشد. به منظور بررسی زمان تناوب ساختمان‌ها در حالت نامنظمی در پلان ابتدا بر اساس ارتفاع ساختمان (H) و نوع سیستم مقاوم باربر جانبی که حالت مورد نظر قاب خمشی فولادی می‌باشد، با استفاده از روابط تجربی آیین نامه 2800 زمان تناوب تجربی کلیه سازه‌ها محاسبه گردید (T 2800). سپس با اعمال ضریب افزایشی مجاز زمان تناوب آیین نامه 2800 که برابر 1/25 می‌باشد [4] زمان تناوب افزایش یافته کلیه سازه‌ها نیز محاسبه گردیده (*T 2800). در پایان تمامی سازه‌ها در نرم افزار ETABS v.9.7.1 مدل گردیده و با انجام آنالیز مودال زمان تناوب اصلی سازه‌ها بدست می‌آید و اعداد مربوط به زمان تناوب آن تیپ نامنظمی در 15 طبقه رسم می‌گردد (TYPE).

5. روش پیشنهادی

در آیین‌نامه‌های مختلف، روابط گوناگونی جهت محاسبه دوره تناوب ارتعاش طبیعی ساختمان‌ها ارائه گردیده است. این خصوصیات دینامیکی جهت محاسبه نیروی برش پایه و نیروی وارد بر سازه ناشی از زلزله برای ساختمان‌هایی که در واقعیت وجود ندارند توسط روابط آیین‌نامه تخمین زده می‌شود. این روابط معمولاً بر حسب نوع ساختمان (فولادی، بتنی و ...) و نوع قاب ساختمانی (قاب خمشی، مهاربندی، دیوار برشی و ...) متفاوت است و تابعی از ارتفاع ساختمان می‌باشند.

رابطه دوره تناوب ساختمان و ارتفاع ساختمان در فرمول اصلاحی بایستی با فرمول تجربی که بعداً ارائه می‌گردد سازگاری داشته باشد. با استفاده از روش Rayleigh می‌توان نشان داد که برای ساختمان‌های بلند مرتبه با جرم کف و ارتفاع طبقه یکسان دوره تناوب اصلی ارتعاش می‌تواند بصورت زیر بیان گردد.

$$T = C_1 \sqrt{H} \quad \text{یا} \quad C_2 H \quad (1)$$

توان H و ضرایب C_1 و C_2 به خصوصیات سختی سازه‌ای و همچنین تغییرات نسبت به ارتفاع آنها بستگی دارند. فرمول دیگر برای دوره تناوب پایه تحت فرضیات زیر توسط روش Rayleigh استخراج شده است:
(1) نیروهای جانبی بصورت خطی در ارتفاع ساختمان توزیع شده باشند که این همان حالت توزیع مثلثی نیروهای جانبی می‌باشد.

(2) برش پایه ساختمان متناسب با $1/T^\gamma$ باشد.

(3) وزن سازه به صورت یکنواخت بر روی ارتفاع آن توزیع گردیده است.

(4) تغییر شکل ساختمان تحت نیروهای جانبی به صورت خطی در ارتفاع تغییر نماید.

می‌توان نشان داد که رابطه زیر برای محاسبه دوره تناوب اصلی ساختمان قابل استفاده است [14].

$$T = C_3 H^{\frac{1}{(2-\gamma)}} \quad (2)$$

اگر فرض شود که برش پایه ساختمان متناسب با عبارت $1/T^{2/3}$ باشد (به عبارت دیگر $(\gamma = \frac{2}{3})$) رابطه (2) به صورت زیر بیان می‌گردد.

$$T = C_3 H^{\frac{3}{4}} \quad (3)$$

که فرم اخیر در آیین‌نامه ایران نیز بکار رفته است.

فرمول‌های ارائه شده در روابط (1) الی (3) به شکل کلی رابطه (5-9) است.

$$T = \alpha H^\beta \quad (4)$$

که در آن ثابت‌های α و β به خصوصیات سازه مربوط بوده و β بین 0.5 و 1 محدود شده است. و ثابت‌های α و β توسط آنالیز رگرسیون داده‌های دوره اندازه‌گیری شده تعیین می‌گردند. جهت یافتن پارامترهای α و

β مربوط به رابطه (4) رگرسیون خطی بر روی لگاریتم داده‌های اندازه‌گیری شده انجام می‌شود. به این منظور روابط (5-9) بصورت زیر بازنویسی می‌شوند.

$$y = a + \beta x \quad (6)$$

که در آن $y = \log(T)$ ، $a = \log(\alpha)$ و $x = \log(H)$ می‌باشند. در این صورت عرض از مبدأ a و شیب خط β (6)، از حداقل کردن جمع مربعات فواصل نقاط حاصل از تحلیل و محاسباتی (روش کمترین مربعات) بدست می‌آیند. به این ترتیب α از عکس رابطه $a = \log(\alpha)$ قابل محاسبه می‌باشند. خطای استاندارد این از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [y_i - (a + \beta x)]^2}{(n-2)}} \quad (7)$$

که در آن $y_i = \log(T_i)$ مقدار مشاهده شده (که در آن T_i دوره تناوب مشاهده شده) می‌باشد. در این روابط n تعداد کل نقاط آزمایش می‌باشد و خطای استاندارد محاسبه شده از رابطه (7) بیان کننده پراکندگی موجود در داده‌های آزمایشی است که با افزایش مقدار n برابر با انحراف استاندارد نتایج آزمایشی از منحنی بدست می‌آید. این مراحل به مقادیر α_R و β برای رابطه (6) منجر می‌شود و نماینده بهترین برازش روش حداقل مربعات برای مقادیر دوره‌های تناوب اندازه‌گیری شده باشند. رابطه (6) خطوط میانگین گذرنده از داده‌های آزمایشی می‌باشند. اما برای بکار بردن فرمول، بایستی فرمول مذکور مقادیری کمتری برای دوره تناوب زمانی مذکور بدهد و این با پایین آوردن خط بهترین برازش به اندازه S_e بدون تغییر دادن شیب خط حاصل می‌شود. در نتیجه α_L ، مقدار پایینی α_R از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\log(\alpha_L) = \log(\alpha_R) - S_e \quad (8)$$

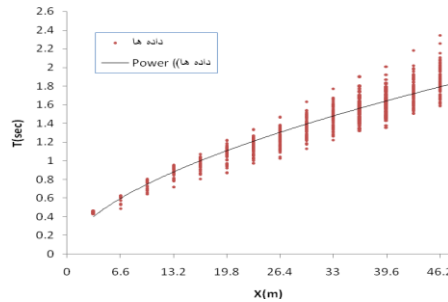
به خاطر اینکه با افزایش تعداد نمونه‌ها، S_e به انحراف معیار میل می‌کند و توزیع y لگاریتم نرمال بوده، α_L منحنی میانگین منهای یک خطای استاندارد که بیانگر 15/9 درصد می‌باشد که دلالت می‌کند 15/9 درصد از دوره تناوب اندازه‌گیری شده زیر منحنی متناظر با α_L خواهد افتاد. این منحنی با کاهش عرض از مبدأ منحنی (8) به اندازه S_e بدون تغییر شیب آن‌ها بدست می‌آید.

همانگونه که قبلاً گفته شده فرمول‌ها یک حد فوقانی برای دوره تناوب محاسبه شده توسط آنالیز سهمیه بندی مشخص می‌کنند. این حد در این تحقیق با بالا بردن منحنی به مقدار S_e بدون تغییر دادن شیب آن تشکیل می‌گردد. بنابراین α_u ، مقدار α متناظر با حد فوقانی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\log(\alpha_u) = \log(\alpha_R) + S_e \quad (9)$$

احتمال دستیابی به دوره تناوب فراتر از منحنی با عرض از مبدأ بدست می‌آید از رابطه (9) با توجه به تعریف بیان شده برای آنها برابر 15/9 درصد می‌باشد.

با استفاده از رگرسیون انجام شده بر روی داده‌های نمودار شکل (7) که محور افقی آن ارتفاع ساختمان بر حسب متر و محور عمودی آن زمان تناوب بر حسب ثانیه است. که در آن هم داده‌های ساختمان‌های قاب خمشی فولادی نامنظم هندسی در ارتفاع وارد شده و هم داده‌های ساختمان‌های قاب خمشی فولادی نامنظم در پلان، روابط $\alpha_R = 0.203$ ، $\beta = 0.568$ ، $S_e = 0.0344$ بدست می‌آیند.



شکل (7): داده زمان تناوب در ساختمان‌های مورد مطالعه

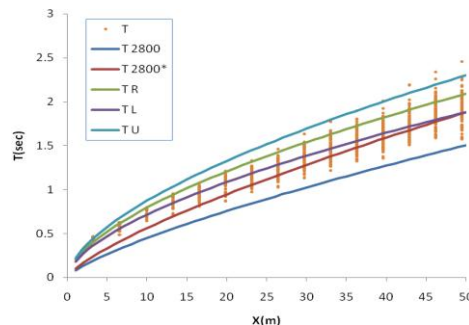
با استفاده از این مقادیر:

$$T_R = 0.2H^{0.6} \quad (10)$$

$$T_U = 0.22H^{0.6} \quad (11)$$

$$T_L = 0.18H^{0.6} \quad (12)$$

روابط (10) الی (12) به همراه روابط پیشنهادی در برآورد زمان تناوب در آیین‌نامه 2800 ایران رسم شده‌اند، که محور افقی بیانگر ارتفاع ساختمان بر حسب متر و محور قائم آن بیانگر زمان تناوب بر حسب ثانیه است. منحنی میانگین (best-fit) توسط نماد T_R و منحنی حد پایین (best-fit-16) توسط نماد T_L و منحنی حد بالا (best-fit+16) توسط نماد T_U نمایش داده شده‌اند.



شکل (8): منحنی میانگین، حد بالا و حد پایین داده‌های مورد آزمایش

همان گونه که انتظار می‌رود، تعداد اندکی از نقاط آزمایش بالای منحنی T_U و زیر منحنی T_L قرار می‌گیرند. این مسأله نشان می‌دهد که رابطه (12)، رابطه‌ای مناسب جهت تخمین دوره تناوب اصلی ارتعاش ساختمان‌ها می‌باشد. جهت یافتن حد بالا برای این رابطه جهت محدود نمودن جواب‌های روش تحلیلی رابطه (12) بکار می‌رود. از مقایسه رابطه (12) و (11) می‌توان نتیجه گرفت که جواب حاصل از روش تحلیلی نباید از $1/22 T_L$ فراتر رود. که ضریب $1/22$ از تقسیم $0/22$ از رابطه (5-14) به $0/18$ از رابطه (5-13) حاصل می‌گردد

8. نتیجه گیری

بررسی زمان تناوب 15 ساختمان قاب خمشی منظم فولادی از یک طبقه تا 15 طبقه در تهران، که حالت‌های مختلف نامنظمی هندسی در ارتفاع و هم در پلان بر روی این 15 ساختمان در طبقات مختلف به وجود آورده، بدست آمده از نرم افزار ETABS v.9.7.1 تحت آنالیز مودال با جواب‌های بدست آمده از روابط آیین‌نامه 2800 ایران در ویرایش 1384 نشان از جواب‌های دست پایین روابط آیین‌نامه ایران دارد. این جواب‌های دست پایین می‌تواند به بدست آمدن مقدار برش پایه بیشتری نسبت به مقدار واقعی منجر گردد که نتیجه آن، طراحی محافظه کارانه سازه‌ها می‌باشد. به این جهت رابطه (5-14) و گراف‌های سه بعدی شکل‌های (5-4) تا (5-17) برای سازه‌های نامنظم هندسی در ارتفاع و گراف سه بعدی شکل (5-18) برای سازه‌های با پلان مستطیلی شکل که پراکندگی بهتری با داده‌های مورد تحلیل دارند پیشنهاد شده است. رابطه (5-14) از انجام رگرسیون خطی در مختصات لگاریتمی (مطابق توضیحات فصل 5) برای داده‌های مورد تحلیل بدست آمده است.

9. مراجع

- [1] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش اول، تهران، (1366).
- [2] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش دوم، ض-253، تهران، (1378).
- [3] کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، تهران، (1384).

- [4] Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California, (1997).
- [5] Takeuchi, Y., “Vibrational Characteristics of Buildings”, Proceeding of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, 961-971, (1960).
- [6] Aytur, A., “Experimental Determination of Natural Vibration Periods of Structures”, Earthquake Engineering, and Earthquake Related Problems in Turkey Symposium, Scientific and Technology, Middle East Technology, University, Ankara, (1972).
- [7] Udawadia, F.E., Trifunac, M.D., “Ambient Vibration Test of Full Scale Structures”, Proceeding of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, (1972).
- [8] Hart, G.C., Dijulio, J.R.M., Lew, M., “Torsional Response of High Rise Building” Journal of Structures, ASCE, 101(2), 397-416, (1975).
- [9] Bertero, V.V., Bendimeral, F.M., Shah, H.C., “Fundamental Period of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frame Structures”, Earthquake Engineering Center, Stanford University, California, (1988).
- [10] Cole, E.E., Tokas, C.V., Meehan, J.F. “Analysis of Recorded Building Data to Verify or Improve 1991 Uniform Building Code (UBC) Period of Vibration Formulas”, Proceeding of Seismological and Engineering, Implications of Recent Strong Motion Data Seminar California Div of Mines and Geology, Sacramento, (1992).
- [11] La Tegala, A., Mera, W., “Theoretical and Experimental Analysis to Define a Simplified Formula for the Determination of the First Period of Vibration of R/C and Steel Buildings”, Proceeding of the 7th Conference of the Canadian Association for Earthquake Engineering, Montreal, Canada, (1995).
- [12] Hong, L.L., Hwang, W.L., “Empirical Formula for Fundamental Vibration Period of R/C Building in Taiwan”, Journal Earthquake Engineering and Structures Dynamic, 29(3), 327-337, (2000).
- [13] Sarkar, P., Prasad, A.M., Menon, D., “Vertical Geometric Irregularity in Stepped Building Frames”, Journal Engineering Structures, Elsevier Science Ltd, Vol. 32, 2175-2182, (2010).
- [14] Goel, R.K., Chopra, A.K., “Vibration Properties of Buildings Determined From Recorded Earthquake Motions”, Earthquake Engineering Research Center, UBC/EERL-97114, University of California, Berkeley, (1997).