

بررسی رفتار و اندازه‌گیری استحکام اتصال‌های مقاوم در برابر زلزله در سازه قاب سبک سپیدار

محمد شمسیان^{۱*}، قنبر ابراهیمی^۲ و عباس قلندر زاده^۳

^۱ عضو هیات علمی دانشگاه زابل، دانشکده منابع طبیعی

^۲ استاد دانشگاه تهران، دانشکده منابع طبیعی

^۳ عضو هیات علمی دانشگاه تهران، دانشکده فنی

چکیده

زلزله مهم‌ترین رویداد طبیعی ناگوار در ایران است که رخداد آن هرازگاهی آسیب‌ها و زیان‌های جانی و مالی بسیاری به‌جای می‌گذارد. این آسیب‌ها و زیان‌ها اغلب به دلیل ساختار غیر مقاوم ساختمان‌ها به زلزله و به‌کارگیری مصالح نامناسب تشدید شونده است. برای تعیین رفتار پویایی (دینامیکی) سازه‌های چوبی قاب سبک قابل پیشنهاد برای ساخت ساختمان یک طبقه تک‌خانوری در ایران یک سازه قاب سبک ساختمانی در مقیاس یک-سوم از یک واحد طرح اولیه ۵۴ متر مربعی ساخته شده و در آن از اتصال‌های نبشی ساده که به آسانی قابل ساخت در کارگاه‌های ساده آهنگری‌های ایران باشد استفاده شد. برای درک رفتار سازه، فرکانس طبیعی سازه، شتاب در نقاط مختلف سازه، جابه‌جایی جانبی و نیز پاسخ اتصال ساخته شده به نیروهای کششی و فشاری توسعه یافته به علت نیروی جانبی ناشی از بارگذاری پویایی، اندازه‌گیری و مورد بررسی واقع شد. نتایج بررسی تعیین رفتار پویایی سازه‌های چوبی بر حسب نسبت طیف فوریه (Fast Fourier Transform (FFT)) بیشینه شتاب بالای سازه به شتاب پایین سازه در آزمون‌های شتاب سینوسی نشان داد که فرکانس طبیعی سامانه، ده هرتز ($f_n = 10 \text{ Hz}$) می‌باشد، چون فرکانس ده هرتز بیشترین تفاوت دامنه یا تشدید (amplitude) را دارا می‌باشد. این نتایج با یافته‌های شتاب نگاشت شتاب سینوسی با فرکانس ۱۰ هرتز و 0.64 g نیز هم‌هنگی داشت. سختی سازه 781250 kg/cm به دست آمده است. به علاوه نتایج به دست آمده از چند آزمون شتاب سینوسی برای تعیین میرایی تأخیری رقم $3/9\%$ را برای این کمیت نشان داده است. خلاصه نتایج آزمون شتاب‌های سینوسی، فرکانس جاروبی و تاریخچه زمانی زلزله کوبه و زلزله طبس نشان داد که بیشترین تغییرها (جابه‌جایی جانبی ناشی از بارگذاری پویایی) مربوط به آزمون شتاب سینوسی با فرکانس ۸ هرتز و $1/18 \text{ g}$ می‌باشد که حتی بیشترین میزان ثبت شده آن (0.76 mm) کم‌تر از حد تعیین شده توسط آیین‌نامه بین‌المللی ساختمانی (IBC) می‌باشد که در آن حد مجاز جابه‌جایی جانبی را $1/100$ ارتفاع طبقه می‌داند (30 mm) جابه‌جایی را برای طبقه‌ای به ارتفاع 3 m مجاز می‌داند که با توجه به ضریب مقیاس، این رقم برای مدل معادل $5/76 \text{ mm}$ خواهد بود). اما در مورد نیرو باید گفت که بیشترین نیروی کشش و فشار در آزمون فرکانس ۱۰ هرتز و 0.85 g روی می‌دهد که به علت پدیده تشدید در این فرکانس می‌باشد. بنابراین در پدیده تشدید، بیشترین نیرو به اتصال‌ها وارد می‌شود که در این مورد نزدیک به 30% وزن سازه به هر پیچ اتصال می‌رسد. بنابراین لزوم به کار گرفتن یک اتصال خوب و مقاوم می‌تواند به میزان زیادی از آسیب‌های نه تنها جانی در حوادث زلزله بلکه حتی خسارات مالی را نیز به طور قابل توجهی کاهش دهد. هیچ شکست قابل توجهی نیز در سازه دیده نشده است.

واژه‌های کلیدی: زلزله، قاب سبک، رفتار دینامیکی، اتصال، سپیدار

مقدمه

- قاب‌ها و پانل‌های دیوار و خرپای بام سازه‌های مسکونی چوبی، قابلیت سری سازی متمرکز دارند، بنابراین هزینه ساخت این سازه‌ها کم و شتاب احداث‌شان بیش از هر نوع مصالح دیگر است.

- ایمنی سازه‌های چوبی در کشورهای مواجه با رخداد زلزله (آمریکا و ژاپن) آمار تلفات جانی را به حداقل رسانده است [۲، ۲۶، ۱۰، ۱۶].

- اثبات تجربی ایمنی سازه‌های مسکونی روستایی موجب تشویق ساکنان روستا به ساخت قاب سنتی چوبی برای منازل مسکونی‌شان خواهد شد که در مقایسه با روند کنونی ساخت محل مسکونی‌شان ایمنی بهتری در قبال زلزله دارد.

فعالیت لرزه‌خیزی ایران

نقشه لرزه‌خیزی مراکز رخداد زلزله‌های با بزرگی بیش از ۷ ریشتر در سال‌های بین ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ در شکل (۱) ارائه شده است [۴]. این نقشه بیانگر آن است که مناطق گسترده‌ای از ایران را زیر پوشش دارد و بخش‌هایی از ایران زلزله‌های شدیدی را تجربه کرده‌اند. برای مثال از سال ۱۲۷۸ تا ۱۳۶۹ حدود ۷۴ زلزله مهم در ایران به بزرگی بیش از ۵ ریشتر روی داده است.

اثر زمین لرزه بر سازه‌های سنتی

یکی از تکان دهنده‌ترین نتایجی که از مشاهده‌های میدانی زمین لرزه‌های اخیر می‌توان گرفت، آسانی نسبی آسیب پذیری و ویران شدن انواع سنتی ساختمان‌خانه‌ها در ایران است [۳]. هر جا که چوب برای تیر در دسترس بود سقف‌ها مسطح و سنگین احداث شده‌اند و از تخته کوبی‌های بی‌نظم و ترتیبی که با ۸۰-۲۰ cm خاک کوبیده پوشانده می‌شده است ساخته می‌شدند. تیرهای چوبی بسیار کم به طور کامل بوده و اغلب بیش از یک بار به کار برده شده‌اند که در نتیجه تحمل بار بیش از اندازه، ضعیف شده‌اند. گذشته از مناطق روستایی استان‌های سواحل خزر و برخی مناطق در کپه داغ و زاگرس که در آن خانه‌ها بیشتر از چوب ساخته می‌شود، در بقیه نقاط کشور خانه‌ها از خشت خام یا آجر نامرغوب ساخته شده‌اند. به طور عموم سقف‌های مسطح ترجیح داده می‌شود. در روستاهای کوهستانی خانه‌ها را به طور

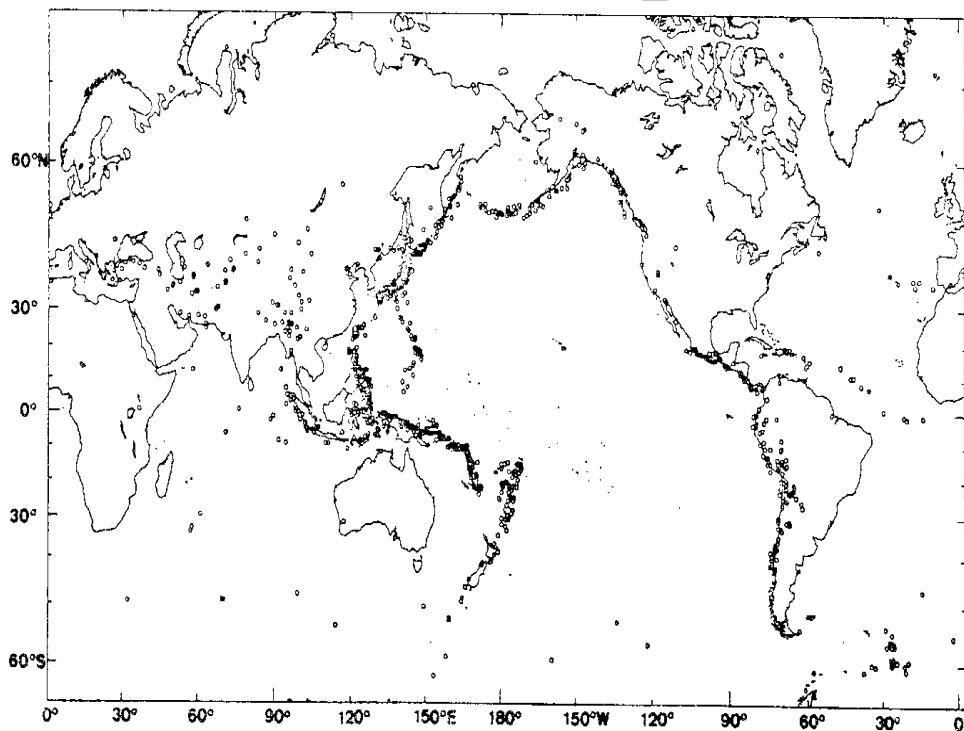
کشورهایی که در مناطق زلزله خیز زمین قرار دارند سامانه‌های ساختمانی و چگونگی افزایش مقاومت به زلزله سازه‌ها را بررسی نموده و راه حل آسان مسئله را در مصالح چوبی و توام مقتضی با دیگر مصالح ساخت یافته اند [۴]. کشورهای پیشرفته و صنعتی جهان مانند ایالات متحده آمریکا، کانادا و ژاپن به عنوان پیشگام در ساخت منازل مسکونی چوبی سال‌هاست به اهمیت این موضوع پی برده و آن را به عنوان یک سیاست کلی راهبردی در کشور خود به کار بسته‌اند، تا خانه‌های ارزان قیمت و اقتصادی، با دوام و زیبا و نیز سریع از نظر ساخت و مونتاژ با توجه به قابلیت سری سازی و تولید انبوه اجزای سازه‌ای و در نتیجه کاهش بیش تر هزینه ساخت و بهره‌برداری را برای همه مردم فراهم آورند. در ایران چوب سوزنی برگ بومی وجود ندارد ولی ساخت سازه‌های مسکونی تک خانواری قاب سبک در مناطق زلزله خیز کشور با چوب وارداتی این گونه‌ها عملی است. همچنین از گونه‌های تند رشد پهن برگ که مولد چوب سبکی هستند و در بیشتر نقاط ایران امکان زراعت آن‌ها نیز وجود دارد، می‌توان برای همین هدف استفاده کرد و بخشی از نیاز موجود در این مناطق را پاسخ گفت. بدین منظور با هدف ساخت قاب سبک سازه‌ای مقاوم به بارهای آبی (زلزله) از چوب گونه‌های تند رشد دو فرضیه مطرح شد: ۱- توان جذب انرژی تکانه (شوگ) وارده بر قاب، توسط اتصال‌های آن کافی است. ۲- ایمنی اتصال‌های چنین قابی در جذب انرژی وارده از تکانه در حد متعارف و یا بیش تر از آن است. برای پاسخ به فرضیات فوق رفتار پویایی سازه‌ی چوبی ساخته شده با قاب چوب سپیدار و اندازه‌گیری ظرفیت تحمل اتصال به کار رفته در آن مورد مطالعه واقع شد. به این ترتیب برای نخستین بار در ایران بررسی‌های پویایی سازه‌های چوبی روی چوب سپیدار صورت پذیرفت و ضرورت انجام این تحقیق را می‌توان به این ترتیب بیان داشت:

- ایران از مناطق پرخطر از نظر زلزله‌خیزی می‌باشد و هراز گاهی تلفات جانی و زیان‌های مالی فراوانی را تجربه می‌کند [۳].

آمار و وضعیت واحدهای مسکونی معمولی و چوبی در ایران
برحسب نوع اسکلت و مصالح عمده

بر پایه آمار مرکز آمار ایران در مورد نوع اسکلت و مصالح عمده به کار رفته در ساختمان تا سال ۱۳۸۵ برای کل کشور [۲۹] از مجموع برآورد ۱۵۸۵۹۹۲۶ واحد مسکونی % ۹/۷۳ از آجر و چوب یا سنگ و چوب، % ۰/۲۳ تمام چوب و % ۴/۲۶ از خشت و چوب ساخته شده است که در مجموع شامل ۲۲۵۵۴۳۷ واحد می‌باشد که در آن‌ها چوب به عنوان اسکلت و یا بخشی از مصالح ساخت به کار رفته است یا به عبارت دیگر حدود % ۱۴/۲۲ از کل واحدهای مسکونی ساخته شده تا آن تاریخ را شامل می‌شود. بنابراین با توجه به حجم زیاد این نوع سازه‌ها لازم است که بهسازی و مقاوم‌سازی و نیز اصلاح ساختاری این سازه‌ها مورد توجه قرار گیرد.

معمول در تختان‌ها (terrace) با لاشه‌های سنگی که با ملات رسی بر روی هم نهاده شده‌اند ساخته شده‌اند. سقف مسطح یک واحد مسکونی به طور معمول حیاط خانه دیگری است که بالاتر از آن جای دارد و خانه‌ها را به صورت خوشه‌ای بنا نموده‌اند. این نوع ساختمان‌ها بسیار آسیب‌پذیر هستند [۳]. خانه‌هایی که در چند دهه اخیر با مصالح غیر سنتی مانند بتن مسلح ساخته شده‌اند نیز مقاومت چندان بیشتری ندارند. واقعیت این است که به کارگیری مصالح جدید بدون آیین‌نامه‌های ساختمانی استاندارد صورت می‌گیرد و گروه تازه‌ای از سازه‌های بسیار آسیب‌پذیر را پدید آورده است. در بررسی‌های میدانی معلوم شده است که ساختمان‌های خشتی و آجری در ناحیه مرکز زلزله کاملاً ویران شده‌اند، در حالی که خانه‌های با اسکلت چوبی آسیب به نسبت کم‌تری دیده بودند [۳].



شکل ۱- نقشه لرزه خیزی مراکز زلزله با بزرگی ۷ ریشتر یا بیش تر سال‌های ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۰ میلادی [۴].

پیشینه تحقیق

آزمون‌های دیوار برشی

انجمن مهندسی چوب آمریکا (APA) [۸] بررسی رفتار دیوارهای برشی را در ۶۰ سال گذشته انجام داده است. نخستین گزارش فنی در سال ۱۹۵۳ انتشار یافته است و دو سال بعد آیین نامه ساختمانی (UBC) (هم‌اینک با نام آیین نامه بین‌المللی ساختمان، IBC۲۰۰۰) [۱۵] مقادیر طراحی دیوار برشی (APA) [۸] را به رسمیت شناخت و ساخت دیوارهای برشی را به عنوان سامانه‌های مقاوم به نیروی برشی در طراحی هر ساختمانی که برابر UBC [۱۵] طراحی می‌شود مجاز کرده است.

روش‌های آزمون ایستایی (استاتیک)

نسخه جدید آیین نامه EY۲ استاندارد ASTM آزمون‌های استاندارد دیوار، کف، و عناصر بام را پوشش می‌دهد [۶]. گرچه این آزمون اغلب به عنوان یک آزمون بارگذاری جانبی تکراری (Racking test) در نظر گرفته می‌شود. علت واقعی استاندارد بودن آن بر پایه گستردگی زیاد آن استوار است و بیشتر اطلاعاتی که به طور سنتی برای مقادیر طراحی دیوار برشی استفاده شده اند از آزمون‌های همانند این روش به دست آمده اند. به علت انتقاد از رفتار غیر معمول مهار (میل گرد مهار پی) در این آیین نامه روش آزمون آیین نامه E ۵۶۴ استاندارد ASTM [۷] به عنوان یک جایگزین توسعه یافته است. در این آزمون نیز برای مقاومت در برابر نیروهای واژگونی از اتصال دهنده‌های مهار پی (hold down connectors) استفاده شده است. همچنین گزینه‌ای برای اعمال بار قائم برای همانند سازی نیروهای گرانشی فراهم شده است. دیوار برشی با چند دوره بارگذاری و بار برداری قرار می‌گیرد و بزرگی بارها بر پایه پیشینه ظرفیت برشی مورد انتظار (وضعیت حد مقاومت) دیوار است.

روش آزمون دوره‌ای شبه ایستایی (استاتیک)

- آزمون انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا جنوبی (SEAOSC) [۲۵]: نمونه آزمون دیوار برشی در این روش آزمون همانند آزمون آیین نامه E ۵۶۴ استاندارد ASTM [۷] است. بارگذاری از نوع سینوسی به طور کامل

معکوس با دوره‌های میرا پی (decay cycle) است. بزرگی دوره‌ها برابر نخستین رخداد عمده (FME) یعنی نخستین وضعیت حدی معنی دار است. نخستین رخداد عمده (FME) نمایانگر نخستین آسیب و زیان دائمی است که در دیوار رخ می‌دهد. گرچه روش پیشنهاد شده بر پایه بارگذاری شبه ایستایی است اما بارگذاری با نرخ بارگذاری با $1/0 - 0/2$ Hz اجرا می‌شود. این نرخ بارگذاری با فرکانس کم تر از حالتی است که در یک زلزله رخ می‌دهد. در سال ۱۹۹۵ انجمن مهندسان چوب آمریکا APA [۸] یک برنامه جامع چند ساله را آغاز نموده‌اند. چند مورد از برنامه‌های آزمون عبارت بودند از:

- بررسی رفتار دیوارهای برشی نازک با بارگذاری دوره‌ای و توسعه پیشنهادهای طراحی برای طراحی و ساخت آن‌ها.
- تجزیه و تحلیل رفتار دیوارهایی که ماده پوششی دو روی آن‌ها غیر همانند باشند، برای مثال در یک سمت پانل‌های سازه‌ای چوبی و در سمت دیگر آن پانل‌های مقاوم‌سازی شده گچی (Gypsum Board) دارند.

- تجزیه و تحلیل اثرگذاری جهت یابی پوشش (عمودی یا افقی).

- تجزیه و تحلیل اثر پوشش و بلوک‌گذاری در کلاف.
- بررسی سامانه‌های اتصال دهنده جایگزین برای پوشش.
- پروتکل کیوری (CUREe) و دیگران: همخوانی ساخت و نصب دیوار برشی آزمون شده در آزمایشگاه با دیوار برشی واقعی مهم است. بنابراین شمار بسیاری از تحقیقات روی اثر بارگذاری دوره‌ای تمرکز یافته است. گرچه بیشتر بررسی‌ها در آمریکا صورت گرفته است، اما در سطح بین‌المللی نیز تحقیقات مختلفی انجام شده و در حال گسترش است که از بین آن‌ها به کانادا و ژاپن می‌توان اشاره داشت. در موسسه تحقیقات چوب کانادا (Forintek) یک دوره آزمونی گسترش داده شد که به شکست‌های واقعی تری منجر شد (Lam et al.) [۱۸، ۱۲، ۲۶]. در این مورد نیز اعتقاد بر این بود که دوره بارگذاری خیلی شدید بوده است. و بنابراین بعضی از محققان دوره اصلاح شده آن را نیز تحت بررسی قرار داده‌اند (He et al.) [۱۳].

روش های آزمون پویایی

روش های شبه پویایی (pseudo dynamic)

مشخص کردن عملکرد مجموعه های دیوار برشی از راه آزمون دوره ای شبه ایستایی، اطلاعات خیلی زیادی را فراهم آورده است که تاکنون خیلی سودمند واقع شده اند. اما این نکته را در باره آزمون های شبه ایستایی نباید فراموش کرد که این دوره های آزمون تنها اثرگذاری های یک رخداد زلزله غیر مشخص را در یک سازه غیر مشخص همانند سازی می کند. آزمون شبه پویایی به منظور همانند سازی اثرگذاری های یک حرکت فرضی زمین روی یک سازه فرضی است. این آزمون می تواند با یک شتاب آزمون خیلی آهسته تر اجرا شود از این رو به آن آزمون شبه پویایی می گویند.

روش آزمون میز لرزه (shake table testing)

آزمون میز لرزه یک رخداد خیلی معمول در سازه های قاب چوبی تا همین چند سال پیش نبوده است. دلایل نبود این آزمون ها عبارت اند از:

- بررسی طراحی زلزله سازه های قاب چوبی به طور سنتی از نظر علمی به طور موشکافانه و دقیق توسط دانشگاه ها و نیز مراکز تحقیقاتی نگاه نشده است.
- از نظر تاریخی سازه های قاب چوبی در رخدادهای زلزله ای عملکرد و اجرای نقش خوبی داشته اند. شاید دولان (Dolan) [۹] از پیشگامان آزمون های پویایی عناصر قاب چوبی باشد. وی آزمون ها را روی عناصر منفرد دیوارها روی یک میز لرزه به نسبت کوچک در دانشگاه بریتیش کلمبیا اجرا نموده است.

آزمون های میز لرزه برای سازه های اندازه کامل (full scale) تا حدودی محدود به آمریکای شمالی بوده است ولی پس از زمین لرزه ۱۹۹۵ کوبه (Kobe) ژاپن چند سازه اندازه کامل با استفاده از حرکت زمین در کوبه روی میزهای لرزه خیلی بزرگ در ژاپن انجام شد [۱۶،۱۰]. گرچه نتیجه کلی این آزمون ها مورد توجه بوده است اما روش های ساخت سازه در آمریکا و ژاپن تا حدودی متفاوت است. نخستین آزمون میز لرزه در مقیاس کامل در آمریکای شمالی در سال ۲۰۰۰ اجرا شد که بخشی از پروژه کیوری (CUREe Caltech Woodframe) بود. سازه

آزمون یک مدل از ساختمان دو طبقه بود [۳۱]. یافته های این آزمون هنوز در دست بررسی است اما بعضی از نتایج مهم آن را در سایت اینترنتی آن می توان یافت [۳۰]. برای مثال عناصر غیر سازه ای مانند پانل های دیوار گچی و استاکو (Stucco) به طور معنی داری سختی بیشتر از آنچه که تصور می شد را برای سازه فراهم می کنند. در بررسی عنصر دیگری از همین پروژه یک سازه مسکونی چند طبقه با پارکینگ در طبقه هم کف روی میز لرزه آزمون شده است [۱۷]. به طور معمول طبقه زیرین در این سازه به عنوان یک طبقه نرم (soft story) در نظر گرفته می شود. به طور خاصی عملکرد و اجرای تاریخی این نوع سازه ها خوب نبوده است. این آزمون به احتمال منجر به پیشنهاد های بهسازی (retrofit) برای این نوع از ساختمان ها خواهد شد.

مواد و روش ها

طرح آماری برای ساخت سازه مدل

در این تحقیق از طرح درون موردی تک عاملی (within subjects one-factor) (طرح بلوک های تصادفی شده) برای ساخت سازه مدل استفاده شد، و از آزمایش درون گروهی تک عاملی (one-factor within subjects experiment) یا به عبارت دیگر آزمایش تک عاملی با اندازه های تکراری (one-factor with repeated measures) استفاده شد. به عبارت دیگر در این آزمایش درون موردی از نمونه آزمونی به عنوان شاهد خودش استفاده شد [۳۲].

گزینش محل نمونه برداری و درختان نمونه

به طور تصادفی از میان گرده بینه های استحصالی ۲۰ اصله گرده بینه درجه یک با قطر بین ۳۶ - ۲۵ سانتیمتر و طول ۳ متر از گونه سپیدار (کبوده) (*Populus alba*) که از منطقه دشت خجیر طالقان قطع شده بود گزینش شد. گرده ها را تبدیل به تخته هایی با ضخامت اسمی ۵/۵ cm شده و در محیط آزمایشگاه قرار داده تا به میزان رطوبت خشک شده در هوای آزاد (رطوبت حدود ۱۲٪) برسند. پس از خشک شدن از تخته های به دست آمده پس از گندگی بر پایه ضریب مقیاس همانند سازی آزمون های میز لرزه (۱۴)

برای پوشش دیوار سازه مدل از تخته چند لایه تجاری استفاده شد (در بازار مصرف موجود بوده است). برای نصب پوشش تخته لایه از میخ‌های با قطر $1/20 \text{ mm}$ و طول $18/5 \text{ mm}$ برای کوبیدن به ستون کلاف‌های افقی و قائم و نیز پوشش تخته لایه سقف به وتر پایینی خرپا استفاده شد و از میخ‌های با قطر $1/26 \text{ mm}$ و طول 25 mm برای اتصال وصله‌های اتصال خرپا استفاده شد. میخ‌ها در فاصله‌های 5 cm مرکز تا مرکز در لبه‌های تخته چند لایه به اعضای مرزی (ستون کلاف و کلاف‌های افقی) و در قسمت میانی تخته به فاصله 10 cm قرار داده شد که بر اساس آن بود که در طرح مقیاس کامل شماره میخ‌ها قطر $2/87 \text{ mm}$ و به طول 60 mm بوده و فاصله‌های آن 6 cm (15 cm) برای لبه تخته لایه و اعضای مرزی و در فواصل میانی 12 cm (30 cm) باشد. برای ساخت خرپا فرض شد که اعضای جان خرپا زیر کشش یا فشار خواهند بود. نوع مدل خرپا هاو (Howe) با ۴ پانل در وتر پایینی و ۲ پانل در وتر بالایی گزینش شد. در محل اتصال اعضای خرپا به یکدیگر از میخ، چسب و وصله تخته چند لایه در دو طرف اتصال استفاده شد. بنابر این با اتصال به نسبت صلب در محل‌های اعضا خرپا بیشینه عدم قطعیت در اعضای خرپا ایجاد شد و بالاترین استحکام به دست آمد. در فاصله گذاری اعضای خرپا فرض شد که در طرح اولیه این اعضا در فاصله‌های 61 cm محور به محور قرار گرفته‌اند، بنابراین در مدل، اعضای خرپا در فواصل 20 cm از هم نصب شدند. شیب خرپا $2:1$ یا $26/56$ درجه در نظر گرفته شد. تخته چندلایه پوشش سقف به طور مستقیم به پایین وتر پایینی خرپا شدند تا هم سختی و محکمی لازم را به سقف دهد و هم از کمانش اعضای وتر پایینی خرپا جلوگیری نماید. برای کشش بند‌های افقی روی وتر بالایی خرپا (Purline) در طرح اولیه ابعاد $50 \times 50 \text{ mm}$ در نظر گرفته شده بود که با توجه به ضریب مقیاس مدل ابعاد $15 \times 15 \text{ mm}$ بریده شد و آن‌ها را در فاصله‌های 20 cm از هم روی وتر بالایی خرپا به وسیله میخ با قطر $1/28 \text{ mm}$ و طول 25 mm به هم متصل شدند بنابراین از کمانش اعضای وتر بالایی خرپا جلوگیری به عمل آمد. برای پوشش بام از ورق گالوانیزه با مقطع دوزنقه‌ای به شماره ۵۵ استفاده شد. برای کاربرد

اعضای ستون کلاف‌های قائم و افقی ابعاد با مقطع $44 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ و طول 950 mm و اعضای خرپا با مقطع $39 \text{ mm} \times 17 \text{ mm}$ تهیه شد.

ساخت سازه

برابر روش ساخت سازه‌های متداول در آمریکای شمالی یک سازه قاب سبک ساختمانی (Light Frame Construction) سازه مدل ساخته شد. این سازه مدل با مقیاس یک - سوم ساخته شده که مدل طرح یک سازه 54 متر مربعی دو خوابه بوده است. فرض مدل سازی بر آن بوده است که سازه طرح اولیه ستون‌های کلاف با ابعاد مقطع اسمی $6 \times 2 \text{ in}$ ($152.4 \times 50.8 \text{ mm}$) واقعی داشته که در فاصله‌های (مرکز تا مرکز) 61 cm قرار گرفته‌اند (بدون بلوک گذاری بین ستون‌های کلاف). ارتفاع سازه نیز 3 متر در نظر گرفته شده بود. برای پوشش دهانه‌های قاب نیز از تخته چند لایه 8 mm ضخامت در دو سمت استفاده شده است. اعضای ستون کلاف در کنار بازشوها دوتایی قرار داده شد. به جای اتصال پاشنه‌ای ستون کلاف به دونعل زیرین در این سازه مدل از اتصال ساده قطعه نبشی استفاده شد تا در برابر لغزش ناشی از بارهای جانبی استحکام بیشتر و بهتری داشته باشد. در سازه مدل از یک پیچ ماشینی نمره $3/16$ (قطر بدنه $4/76 \text{ mm}$) برای اتصال نبشی به دونعل زیرین و از یک پیچ ماشینی با همان نمره برای اتصال نبشی به ستون کلاف استفاده شد. برای اتصال ستون کلاف به کلاف افقی فوقانی (Top Plate) از میخ کوبی انتهایی استفاده شد. دو میخ با طول $2/5 \text{ cm}$ با قطر $1/28 \text{ mm}$ در انتهای هر ستون کلاف و در راستای آن از کلاف افقی فوقانی به آن کوبیده شد. به علاوه هنگام اتصال خرپا به کلاف افقی بالایی نیز از نبشی اتصال استفاده شد و پیچ‌های ماشینی نمره $3/16$ ($4/76 \text{ mm}$) طوری قرار داده شد که از اعضای دوگانه دونعل فوقانی عبور می نمود بنابر این اعضای دونعل بالایی بهتر در برابر نیروی کششی و فشاری موجود در راستای طولی خود به علت نیروهای جانبی رفتار خواهند نمود و نیز در برابر نیروهای مکشی ناشی از بار باد در بام رفتار خیلی خوب و مطلوبی را خواهند داشت.

این ورق از ضریب مقیاس استفاده نشد تا توان تحمل بارهای پیش بینی نشده را داشته باشد. نمایی از سازه

مدل ساخته شده در شکل (۲) ارائه شده است.



شکل ۲- نمایی از سازه مدل ساخته شده

روش آزمون بار گذاری پویایی

آزمون بر روی یک میز لرزه با ابعاد سطح میز $1/80 \times 1/20$ ساخت داخل واقع در آزمایشگاه مدل سازی فیزیکی و سانتریفوژ دانشکده عمران دانشگاه تهران انجام شد. بارگذاری یک طرفه در راستای طول بزرگ تر سازه به روش پویایی با امواج فرکانس جاروبی (Sweep Frequency)، سینوسی و تاریخچه زمانی (Time History) انجام گرفت. متغیرهای آزمون علاوه بر شکل موج در امواج سینوسی فرکانس و دامنه های مختلف شتاب بود. فرکانس های اعمالی در شکل موج سینوسی $3, 5, 6, 8, 10$ Hz و 15 و سطوح شتاب بسته به سطح فرکانس عبارت بود از $g/10$ تا $1/18g$ بود. دو تاریخچه زمانی نیز عبارت بود از زلزله طیس با دامنه $1/2$ و زلزله کوبه ژاپن با مقیاس دامنه $1/3$. در هر آزمون شتاب های سطوح مختلف ارتفاع در 4 سطح پایین، وسط، و بالای دیوار برشی میانی و همچنین در وسط بالای بام توسط شتاب سنج ثبت می شود. جابه جایی جانبی پویایی نیز در سه سطح ارتفاع واقع در وسط دیوار جانبی انتهایی (پایین، وسط، و بالا) و نیز دو گوشه بالایی دیوارهای جانبی انتهایی توسط LVDT ثبت می شود (شکل ۳ راست). به علاوه نیروی کشش و فشار ناشی از بارگذاری جانبی دینامیکی نیز توسط حسگرهای بار واقع در چهار گوشه ساختمان نیز ثبت می شود (برابر شکل ۳ چپ). داده های خروجی سنسورها (حسگرها) در فاصله های زمانی 10 میکرو ثانیه ($0.1S$) پس از تبدیل در کرنش سنج دینامیکی (Dynamic Strain Meter) توسط رایانه ثبت شد و

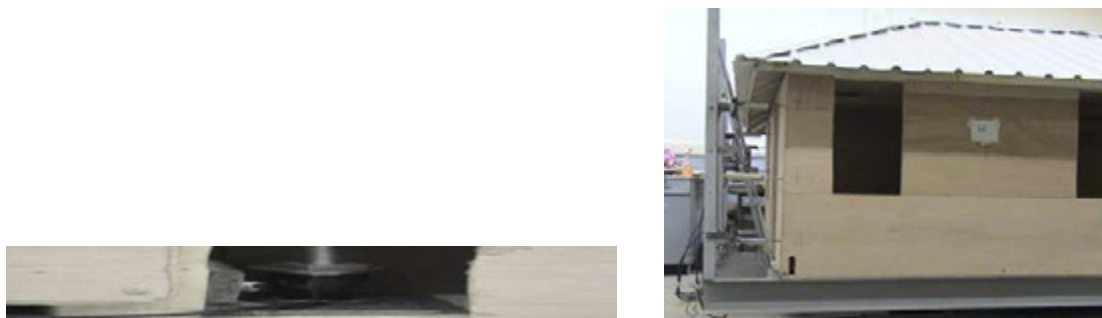
نتایج به دست آمده پس از استخراج توسط نرم افزار Origin (۳۲) مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

نتایج آزمون

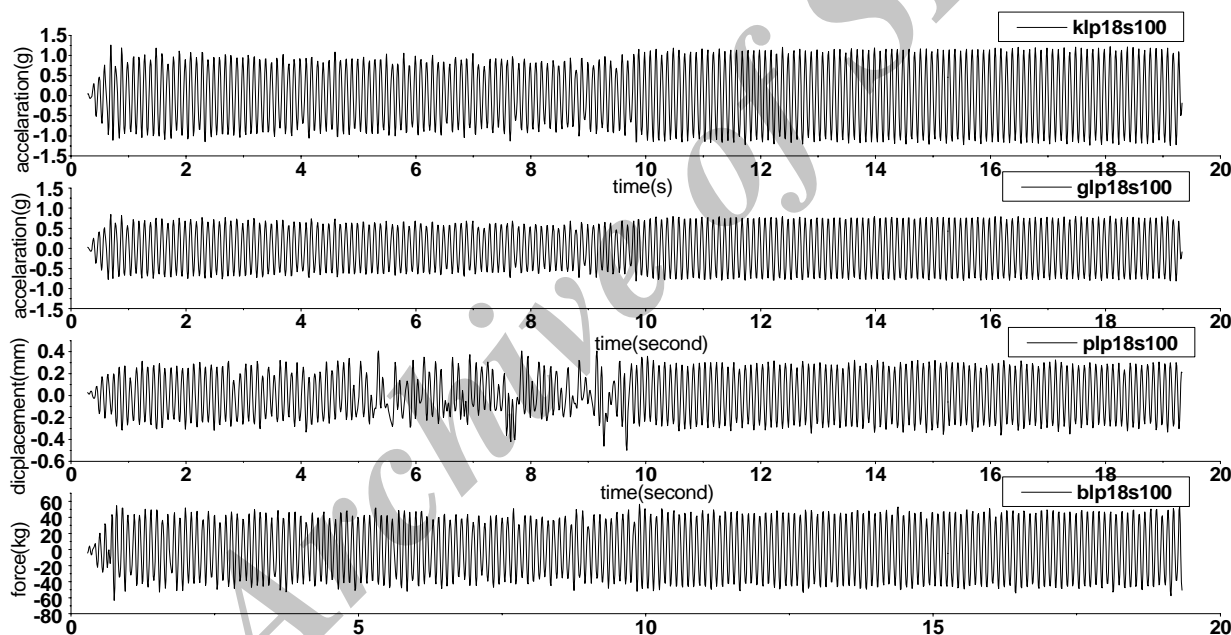
از آزمون شتاب سینوسی $Acc. = 0.164g$, $f_r = 10$ Hz، نتیجه مهمی به دست آمده است. نمودار شتاب مربوط به نقاط k, g در شکل ۴ ارائه شده است. بیشینه شتاب ثبت شده مربوط به هر یک از نقاط پایین (g) دیوار برشی میانی و نیز وسط بام (k) در جدول ۱ ارائه شده است. همان طور که از نمودار های شتاب در نقاط مختلف سازه مدل پیدا است، پس از گذشت زمان به نسبت طولانی حدود 10 ثانیه از آغاز آزمون، سازه وارد فاز تشدید شده است و در شتاب بالاتری حرکت نموده است. نتیجه مهم به دست آمده از این آزمون، فرکانس طبیعی سازه می باشد که 10 Hz است و به عبارت دیگر پررود طبیعی آن با توجه به رابطه $(T = 1/f = 2\pi/\omega_n)$ 0.1 ثانیه و فرکانس زاویه ای طبیعی (ω_n) آن $62/8$ رادیان بر ثانیه می باشد. نمودار جابه جایی مربوط به نقطه انتهایی بالای دیوار جانبی میانی (نقطه p) و نمودار مربوط به نیروی کشش و فشار مربوط به یکی از پیچ های گوشه ساختمان (b) در شکل ۴ ارائه شده است. میزان بیشینه جابه جایی ثبت شده و میزان نیروی بیشینه ثبت شده در هر نقطه نیز در جدول ۱ ارائه شده است. از نمودار جابه جایی و نیروی کشش و فشار نیز به خوبی فرکانس طبیعی (تشدید) سازه به دست می آید که در فرکانس 10 Hz پس از

عدد سختی به دست آمده تقریبی می‌باشد. در معادله بالا k : سختی، m : جرم سازه و ω_n : فرکانس زاویه‌ای طبیعی است.

حدود ۱۰ ثانیه رخ داده است. با توجه به وزن ۲۰۰ کیلو گرمی سازه و معادله $(\omega_n = \sqrt{k/m})$ [۱] سختی سازه 788768 (kg/cm) به دست می‌آید. البته این رابطه برای سامانه یک درجه آزادی با جرم متمرکز است لذا



شکل ۳- محل نصب جابه‌جایی‌سنج‌ها (LVDT) در انتهای دیوار برشی (راست) و حسگر نیرو (load cell) (چپ)



شکل ۴- منحنی‌های شتاب نقاط وسط بام (k) و نیز پایین (g) دیوار برشی میانی، جابه‌جایی‌های جانبی بالای دیوارهای برشی میانی (p)، و نیروهای کشش و فشار در پیچ اتصال پی (نقطه b) در آزمون شتاب سینوسی $acc = 0.64g$, $fr = 10 \text{ Hz}$

$k/FFTg$ مربوط به نقطه بیشینه اوج‌ها در شکل (۵) ارائه شده است. از این نتایج به دست می‌آید که فرکانس طبیعی سامانه ده هرتز ($f_n = 10 \text{ hz}$) می‌باشد چون در فرکانس ده هرتز بیشترین تفاوت دامنه (amplitude) را دارد. همین نتایج از نمودار نسبت طیفی فوریه جابه‌جایی نقطه بالای دیوار برشی (rFFT p) به طیف فوریه بیشینه جابجایی پایین سازه (rFFT r) به دست می‌آید (شکل ۶).

بحث و نتیجه‌گیری

بررسی نسبت طیفی فرکانس‌های سینوسی

نتایج نسبت طیف فوریه (Fast Fourier Transform (FFT)) بیشینه شتاب بالای سازه (نقطه K) به شتاب پایین سازه (نقطه g) در آزمون‌های شتاب سینوسی در جدول (۲) و گراف‌های فرکانس در مقابل نسبت طیفی فوریه دامنه شتاب بالای سازه به دامنه شتاب پایین سازه (FFT)

جدول ۱- خلاصه نتایج آزمون شتاب های سینوسی، فرکانس جارویی و تاریخچه زمانی زلزله کوبه و زلزله طبس

نیروی بیشینه (kg)				تغییر مکان بیشینه (mm)				شتاب بیشینه (g)				متغیر اندازه گیری	
e	d	c	b	s	r	q	p	m	g	h	i	k	نقاط اندازه گیری آزمون (hz-g)
۱۷/۱	۴۶/۵	۲۱/۳	۵۴/۷	۰/۵۵	۰/۲۵	۰/۳۰	۰/۳۵	۰/۴۱	۰/۶۲	۰/۵۹	۰/۶۰	۰/۷۳	۰/۶۲-۱۵
۵/۹	۲۴/۷	۱۴/۴	۹/۲	۰/۱۵	۰/۱۱	۰/۱۳	۱/۱۵	۰/۱۸	۰/۴۶	۰/۵۴	۰/۵۸	۰/۶۳	۰/۴۶-۱۰
۶/۴	۳۰/۸	۲۰/۴	۱۰/۹	۰/۰۸	۰/۲۰	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۱۴	۰/۱۸	۰/۲۰	۰/۲۱	۰/۲۶	۰/۱۸-۱۰
۲۹/۵	۵۰/۶	۱۹/۲	۴۰/۷	۰/۵۶	۰/۲۵	۰/۵۰	۰/۶۹	۰/۷۶	۱/۱۸	۱/۳۰	۱/۳۴	۱/۴۷	۱/۱۸-۸
۲۰/۸	۴۴/۳	۱۹/۱	۴۱/۵	۰/۳۳	۰/۱۵	۰/۲۷	۰/۴۰	۰/۶۶	۰/۹۳	۱/۰۰	۱/۰۸	۱/۱۸	۰/۹۳-۸
۱۸/۲	۴۰/۳	۱۶/۹	۳۴/۵	۰/۳۱	۰/۱۴	۰/۳۲	۰/۳۱	۰/۵۷	۱/۱۵	۱/۲۸	۱/۴۰	۱/۴۸	۱/۱۵-۶
۵/۹	۲۴/۶	۱۳/۴	۱۲/۲	۰/۱۳	۰/۰۹	۰/۱۸	۰/۱۵	۰/۳۵	۰/۶۴	۰/۶۷	۰/۶۸	۰/۷۰	۰/۶۴-۵
۳/۲	۱۷/۳	۱۲/۱	۶/۹	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۱۵	۰/۰۸	۰/۰۸	۰/۲۰	۰/۲۱	۰/۲۲	۰/۲۴	۰/۲-۵
۱۱/۸	۱۷/۷	۱۳/۴	۱۰/۰	۰/۲۳	۰/۱۱	۰/۲۷	۰/۱۶	۰/۳۶	۰/۸۸	۱/۰۰	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۱۸-۳
۵/۹	۱۵/۲	۹/۰	۱۳/۴	۰/۱۲	۰/۱۰	۰/۱۷	۰/۱۱	۰/۲۲	۰/۶۲	۰/۶۳	۰/۶۳	۰/۶۳	۰/۶۲-۲
۲۶/۳	۵۴/۴	۲۳/۳	۶۳/۳	۰/۶۰	۰/۲۱	۰/۴۳	۰/۵۰	۰/۶۰	۰/۸۵	۱/۰۲	۱/۱۳	۱/۲۶	۰/۸۵-۱۰
۱۲/۵	۲۰/۷	۱۳/۳	۱۰/۶	۰/۱۱	۰/۰۴	۰/۱۳	۰/۱۴	۰/۱۹	۰/۸۵	۰/۸۷	۰/۸۸	۰/۸۸	کوبه
۲/۲	۱۳/۱	۱۱/۴	۵/۱	۰/۰۳	۰/۰۰۸	۰/۰۱	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۱۰۲	۰/۱۰۲	۰/۱۰۴	۰/۱۰۵	طبس
۳/۳	۱۴/۷	۹/۲	۶/۳	۰/۱۱	۰/۰۵	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۳۷	۰/۳۷	۰/۳۷۵	۰/۳۹	جارویی ۲
۳/۲	۱۳/۶	۱۰/۶	۷/۲	۰/۰۹	۰/۰۶	۰/۰۹	۰/۰۸	۰/۰۹	۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۳	جارویی ۱

جدول ۲- نتایج حاصل از طیف فوریه و نسبت های طیفی فوریه به دست آمده از شتاب بالا و پایین سازه و نیز جابه جایی جانبی بالا و پایین دیوار برشی

آزمون	فرکانس	شتاب (g)	بیشینه اوج دامنه طیف فوریه شتاب بالای سازه (FFTK) در نقطه فرکانس		بیشینه اوج دامنه طیف فوریه شتاب پایین سازه (FFTL) در نقطه فرکانس		بیشینه نسبت دامنه طیف فوریه در نقطه فرکانس (FFTK/FFTL)		میانگین نسبت دامنه طیف فوریه (FFTK/FFTL)		بیشینه اوج دامنه طیف فوریه جابه جایی جانبی بالای دیوار برشی در نقطه فرکانس (FFTD)	بیشینه اوج دامنه طیف فوریه جابه جایی جانبی پایین دیوار برشی در نقطه فرکانس (FFTD)	بیشینه نسبت دامنه طرف فوریه جابه جایی جانبی دیوار برشی در نقطه فرکانس (FFTD/FFTD)	میانگین نسبت دامنه طیف فوریه جابه جایی جانبی دیوار برشی در نقطه فرکانس (FFTD/FFTD)
			بیشینه	فرکانس	بیشینه	فرکانس	بیشینه	فرکانس	بیشینه	فرکانس				
۱۵	۰/۴۵	۴۴۶۵	۱۸۷۸۲	۰/۳۷۸۲	۱۱۸۰۵۹	۱/۵۶	۱۱۸۰۵۹	۱/۵۶	۱۱۸۰۵۹	۱۶۲۶۰	۵۳۱۳۵	۰/۳۲۵	۲۰۱۳۳	۲/۰۸
۱۰	۰/۶۹۷	۰۹۲۳۰۲	۰۶۲۹۶۵	۰/۶۶۵	۱۴۶۵۲۳	۲/۱۲	۱۴۶۵۲۳	۲/۱۲	۱۴۶۵۲۳	۰۲۲۱۳۳	۰۰۴۷۰۶	۰/۲۲۱	۰۶۰۲۴۱	۱۳/۷۷
۸	۰/۸۲۶	۰۷۷۸۲۱	۰۶۴۲۱۸	۰/۶۴۲	۱۲۱۱۱۳	۲/۷۱	۱۲۱۱۱۳	۲/۷۱	۱۲۱۱۱۳	۰۱۶۴۱۵	۰۰۴۷۸۱	۰/۱۶۴	۰۳۳۳۳۸	۳/۶۲
۸	۰/۹۵	۰۹۰۹۶۶	۰۸۰۹۸۴	۰/۸۰۹۸۴	۱۲۴۶۶۹	۱/۷۸	۱۲۴۶۶۹	۱/۷۸	۱۲۴۶۶۹	۰۱۳۱۵	۰۰۵۰۵	۰/۱۳۱	۰۶۰۳۹۶	۱۵/۴۷
۶	۱/۰۵	۰۸۵۲۰۷	۰۷۷۴۶۳	۰/۷۷۴۶۳	۱۰۹۹۶۷	۱/۷۱	۱۰۹۹۶۷	۱/۷۱	۱۰۹۹۶۷	۰۱۳۲۵	۰۰۴۲۳۲	۰/۱۳۲	۰۳۱۲۰۹۱	۲/۶۰
۱۰	۰/۴۱	۰۴۴۴۲۵	۰۳۳۸۷۲	۰/۳۳۸۷۲	۱۲۸۲۰۳	۲/۶۵	۱۲۸۲۰۳	۲/۶۵	۱۲۸۲۰۳	۰۰۸۹۲	۰۰۳۰۵۱	۰/۰۸۹	۰۳۳۳۳۶۳	۳/۳۹
۱۰	۰/۱۲۹	۰۱۱۸۲۸	۰۱۱۴۷۱	۰/۱۱۴۷۱	۱۰۳۱۱۲	۲/۰۱	۱۰۳۱۱۲	۲/۰۱	۱۰۳۱۱۲	۰۰۳۰۲۷	۰۰۰۷۴۳	۰/۰۳۰	۰۰۸۷۴۸	۴/۴۵
۵	۰/۶	۰۲۶۷۳۷	۰۲۶۱۵۵	۰/۲۶۱۵۵	۱۰۲۲۲۵	۲/۲۱	۱۰۲۲۲۵	۲/۲۱	۱۰۲۲۲۵	۰۰۴۴۵۵	۰۰۱۴۸۳	۰/۰۴۴	۰۰۴۰۵	۰/۹۹۷
۵	۰/۱۹۲	۰۰۸۳۴۶	۰۰۷۶۳۴	۰/۷۶۳۴	۱۰۹۲۹۸	۲/۵۲	۱۰۹۲۹۸	۲/۵۲	۱۰۹۲۹۸	۰۰۱۶۱۷	۰۰۰۵۴۴	۰/۰۱۶	۰۲۹۳۳۰۲	۲/۱۹
۳	۰/۶۶۵	۰۲۹۳۰۶	۰۲۸۶۲۶	۰/۲۸۶۲۶	۱۰۲۳۷۵	۴/۹۵	۱۰۲۳۷۵	۴/۹۵	۱۰۲۳۷۵	۰۰۳۰۰۵	۰۰۱۰۸۸	۰/۰۳۰	۰۶۰۲۴۱	۲/۶۷
۳	۰/۱۵۵	۰۳۶۴۵۶	۰۳۶۱۴	۰/۳۶۱۴	۱۰۰۸۷۴	۲	۱۰۰۸۷۴	۲	۱۰۰۸۷۴	۰۰۵۳۷۷	۰۰۱۹۲۹	۰/۰۱۹	۰۳۳۳۳۳۸	۳/۱۰

جاروبی متفاوت است. هم‌چنین در آزمون زلزله طبس مد اول فرکانس طبیعی (فرکانس ۱۰/۱۶ هرتز) می‌باشد که همان مد ارتعاشی است که از آزمون فرکانس جاروبی نیز به دست آمد. مد دوم فرکانس طبیعی سازه برای آزمون‌های زلزله کوبه و طبس به ترتیب ۱۹/۴۳ و ۲۰/۴۲ هرتز به دست آمد.

میرایی از تاخیر

برای محاسبه میرایی از تاخیر از انتگرال‌گیری منحنی شتاب بالای سازه (نقطه k) در برابر شتاب پایین سازه (شتاب نقطه g) استفاده شد. به این منظور از رابطه

$$\xi = \frac{s}{2 * \pi * n}$$

استفاده شد.

که در آن ξ : میرایی، s : گستره زیر منحنی شتاب بالای سازه در برابر شتاب پایین سازه، n : شمار نوسان به کار رفته در محاسبه گستره زیر منحنی است. نتایج به دست آمده از چند آزمون شتاب سینوسی به همراه نمودارهای شتاب بالای سازه در برابر شتاب پایین سازه در جدول (۳) ارائه شده است. همان‌طور که از جدول به دست می‌آید با افزایش فرکانس آزمون از ۶ هرتز به ۱۵ هرتز میرایی سازه نیز افزایش می‌یابد و از ۰/۰۳ به ۰/۰۵ می‌رسد به عبارت دیگر میرایی با افزایش فرکانس افزایش می‌یابد. میرایی تاخیر با توجه به این روش‌ها دارای میانگین ۰/۰۳۹ می‌باشد که از نتایج ۴ آزمون محاسبه شد.

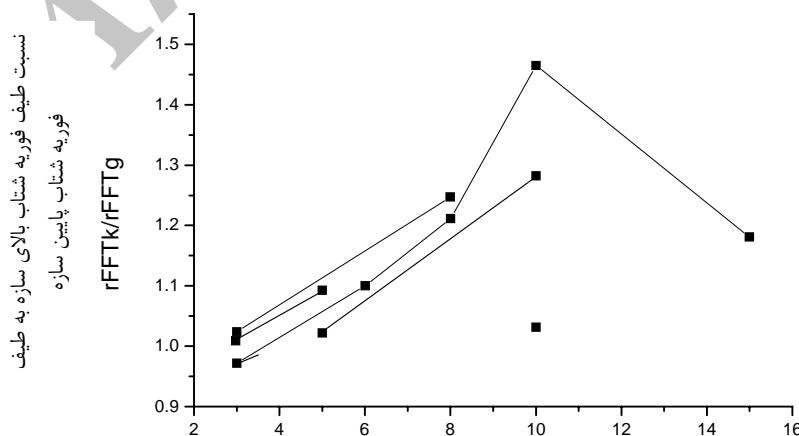
نسبت‌های طیفی فرکانس جاروبی

مد ۱ تا ۴ فرکانس طبیعی سازه مدل در آزمون فرکانس جاروبی که از راه یافتن اوج‌های نسبت دامنه طیف فوریه شتاب بالای سازه به طیف فوریه شتاب پایین سازه (FFTk/FFTg) به دست آمده است در شکل (۷) ارائه شده است. همان‌طور که از شکل (۷) بر می‌آید مد اول فرکانس طبیعی (فرکانس ۱۰/۱۶ هرتز) نزدیک به همان مد ارتعاشی است که فرکانس طبیعی سامانه در آزمون شتاب سینوسی ۱۰ هرتز تشریح شد. مد دوم در آزمون فرکانس جاروبی برابر ۱۹/۱۴ هرتز می‌باشد.

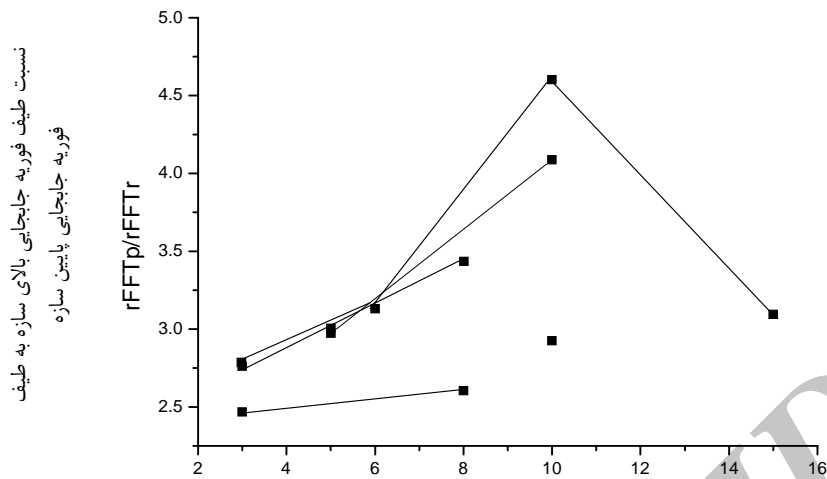
نسبت‌های طیفی تاریخچه زمانی

مد ۱ تا ۴ فرکانس طبیعی سازه مدل در آزمون تاریخچه زمانی زلزله کوبه با مقیاس دامنه ۱/۳ که از راه یافتن اوج‌های نسبت دامنه طیف فوریه شتاب بالای سازه به طیف فوریه شتاب پایین سازه (FFTk/FFTg) به دست آمده است در شکل (۸) ارائه شده است و هم‌چنین مد ۱ تا ۴ فرکانس طبیعی سازه مدل در آزمون تاریخچه زمانی زلزله طبس با مقیاس دامنه ۱/۲ که از راه یافتن اوج‌های نسبت دامنه طیف فوریه شتاب بالای سازه به طیف فوریه شتاب پایین سازه (FFTk/FFTg) به دست آمده است در شکل (۹) ارائه شده است.

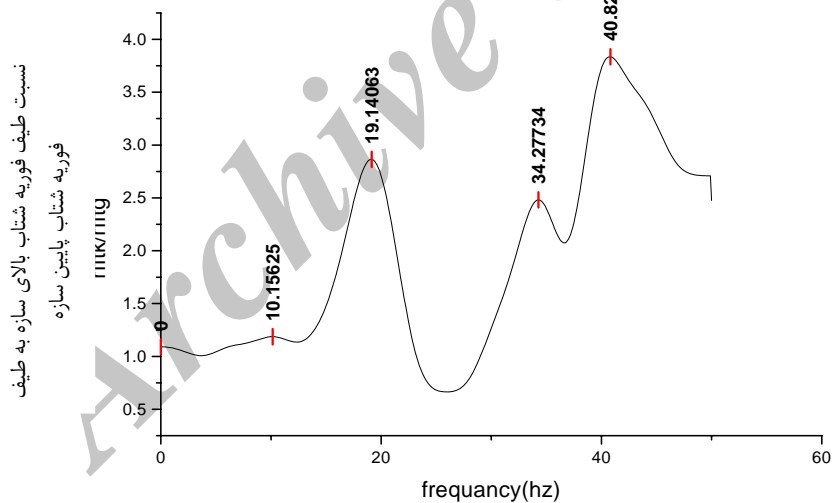
همان‌طور که از شکل (۸) بر می‌آید در آزمون زلزله کوبه مد اول فرکانس طبیعی (فرکانس ۱۱/۸۷ هرتز) می‌باشد که اندکی با یافته‌های آزمون‌های سینوسی و فرکانس



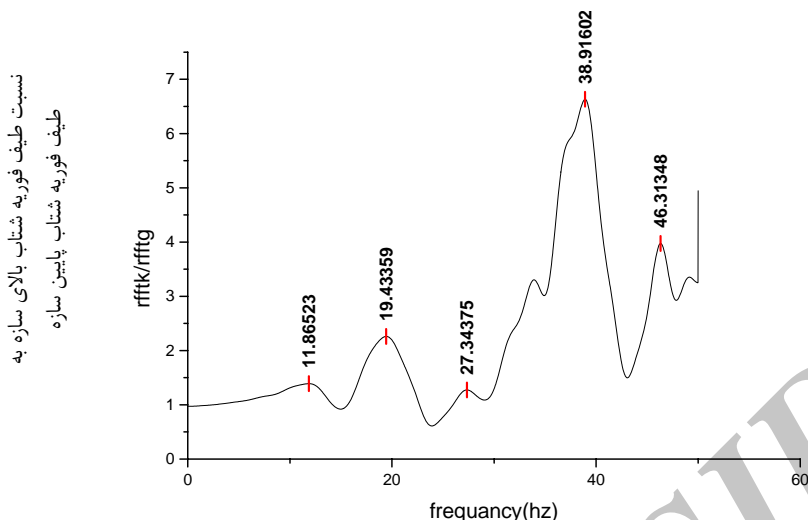
شکل ۵- نسبت طیفی فوریه بیشینه دامنه شتاب بالای سازه در نقطه اوج (FFT k) به بیشینه دامنه طیف فوریه شتاب پایین سازه در نقطه اوج (FFT g) در برابر فرکانس برای آزمون‌های فرکانس سینوسی



شکل ۶- نسبت طیف فوری بیشینه جابجایی بالای سازه (rFFT p) به طیف فوری بیشینه جابجایی پایین سازه (r FFT r) در برابر فرکانس برای آزمون های فرکانس سینوسی



شکل ۷- فرکانس های نقاط اوج نمودار نسبت دامنه طیف فوری شتاب بالای سازه به طیف فوری شتاب پایین سازه (FFTk/FFTg) در آزمون

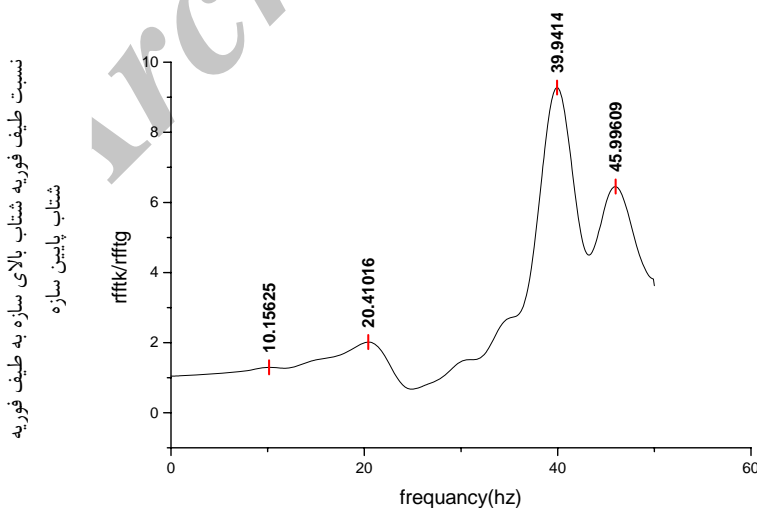


شکل ۸- فرکانس‌های نقاط اوج در نمودار نسبت طیفی فوریه دامنه شتاب بالای سازه به طیف فوریه شتاب پایین سازه (در آزمون زلزله کوبه (با دامنه ۱/۳))

حتی بیشترین میزان ثبت شده آن (۰/۷۶mm) کم‌تر از حد تعیین شده توسط آیین‌نامه بین‌المللی ساختمان (IBC) [۱۵] می‌باشد. که در آن حد مجاز جابه‌جایی جانبی را ۱٪ ارتفاع طبقه می‌داند (۳۰ mm جابه‌جایی را برای ارتفاع طبقه m ۳ مجاز می‌باشد که با توجه به ضریب مقیاس این رقم معادل ۵/۷۶mm خواهد بود).

فرکانس جاروبی

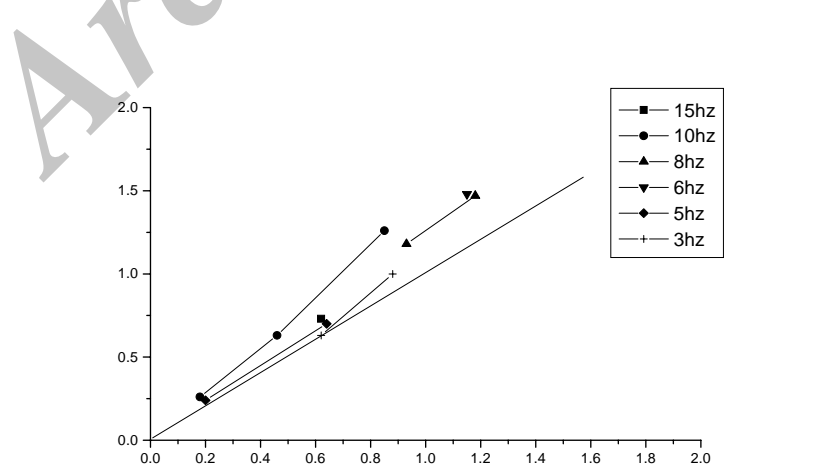
نتیجه‌گیری و خلاصه نتایج آزمون‌های بارگذاری پویایی خلاصه نتایج آزمون شتاب‌های سینوسی، فرکانس جاروبی و تاریخچه زمانی زلزله کوبه و زلزله طبس در جدول (۱) ارائه شده است. از جدول (۱) بر می‌آید که بیشترین تغییر مکان‌ها (جابه‌جایی جانبی ناشی از بارگذاری دینامیکی) مربوط به آزمون شتاب سینوسی ۸ هرتز و ۱/۱۸ g است که



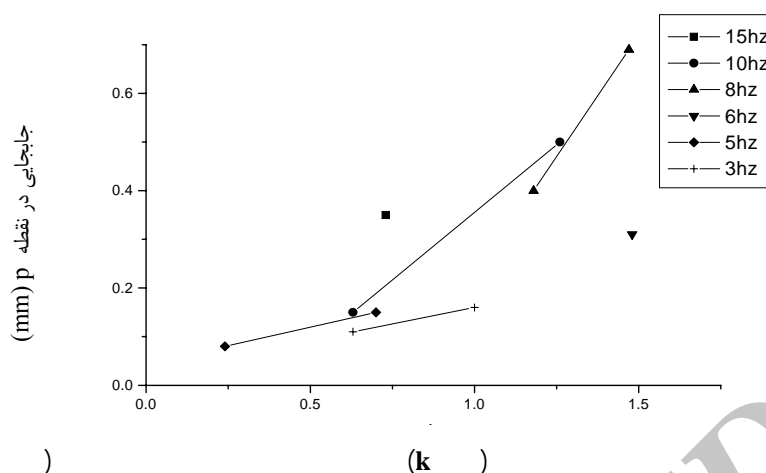
شکل ۹- فرکانس‌های نقاط اوج در نمودار نسبت طیفی فوریه دامنه شتاب بالای سازه به طیف فوریه شتاب پایین سازه (در آزمون طبس (با دامنه ۱/۲))

جدول ۳- میرایی از تاخیر با انتگرال گیری منحنی شتاب بالای سازه (شتاب نقطه k) در برابر شتاب پایین سازه (شتاب نقطه g) به همراه نمودارهای آن

آزمون	میرایی (ζ)	نمودار شتاب بالای سازه (k) به شتاب پایین سازه (g)
۱۵ hz	۰/۰۵۲	
۱۰ hz	۰/۰۴۲	
۸ hz	۰/۰۳۳	
۶ hz	۰/۰۳۰۸	



شکل ۱۰- نمودار شتاب در پایین سازه (نقطه g) در برابر شتاب در بالای سازه (نقطه k)



فرکانس تشدید می‌باشند (فرکانس ۱۰ hz) شدیدتر است، شکل (۱۰).

- با افزایش شتاب در بالای سازه جابه‌جایی جانبی بالای سازه نیز به علت بارگذاری پویایی افزایش می‌یابد و این افزایش در فرکانس‌های بالاتر با شدت بیشتری افزایش می‌یابد (شکل ۱۱).

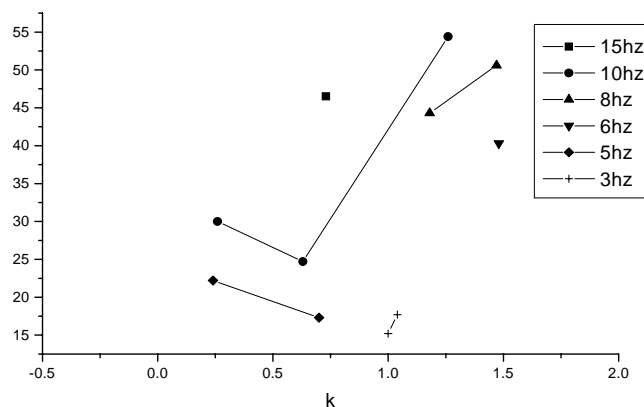
- با افزایش شتاب در بالای سازه (نقطه k) نیروی اتصال در پیچ‌های مهار پی در چهار گوشه سازه مدل به علت بارگذاری پویایی در فرکانس‌های پایین و برای شتاب‌های کم در آغاز کاهش یافته و سپس افزایش می‌یابد که این روند افزایشی برای همه سطوح فرکانس دیده شد. این افزایش در یک سطح شتاب ثابت با افزایش فرکانس افزایش بیشتری را نشان داد (شکل ۱۲).

اما در مورد نیرو باید گفت که بیش‌ترین نیروی کشش و فشار در آزمون فرکانس ۱۰ هرتز و ۰/۸۵ g روی می‌دهد که به علت پدیده تشدید در این فرکانس بوده است بنابراین در پدیده تشدید بیش‌ترین نیرو به اتصال‌ها وارد می‌شود که در این مورد نزدیک به ۳۰٪ وزن سازه به یک پیچ اتصال می‌رسد. بنا براین لزوم به کار گرفتن یک اتصال خوب و مقاوم می‌تواند به میزان زیادی آسیب‌های نه تنها جانی در رویدادهای زلزله بلکه حتی زیان‌های مالی را نیز به طور قابل توجهی کاهش دهد. به هر حال هیچ شکستی در سازه مدل در طی این آزمون‌ها دیده نشد با آن که بارها در شتاب‌های شدید با فرکانس‌های مختلف واقع شد که این امر بیانگر بازده بسیار عالی این نوع سازه با اتصال به کار رفته در آن می‌باشد. بنا براین قابل پیشنهاد برای استفاده در ساخت سازه‌های مسکونی مقاوم در برابر زلزله در نقاط پرخطر از نظر زلزله خیزی می‌باشد. بنا بر این دو فرضیه ارائه شده تایید شد. در نتیجه این نوع سازه‌ها قابل پیشنهاد برای استفاده در ساخت سازه‌های مسکونی مقاوم در برابر زلزله در نقاط پرخطر از نظر زلزله خیزی می‌باشد.

دیگر نتایج بررسی رفتار سازه با بارگذاری پویایی

نتایج دیگر بررسی‌های رفتار این سازه با بارگذاری پویایی به طور خلاصه به شرح زیر است:

- با افزایش شتاب در یک فرکانس ثابت در پایین سازه (نقطه g) شتاب در پی آن در بالای سازه (نقطه k) افزایش می‌یابد و این افزایش برای شتاب‌هایی که در



شتاب در بالای سازه (نقطه k) (g)

شکل ۱۲- نمودار شتاب در بالای سازه (نقطه k) در برابر نیروی کشش و فشار در اتصال مهار پی در یکی از گوشه های ساختمان (نقطه d)

منابع

- 1- Anil K. Chopra "Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering; Tahoni, Shapor; Elm-o- Adab Publication; Tehran; 1383; P. 42. (To Persian)
- 2-Bargi Khosro; Earthquake Engineering Principle; Tehran University; 1382; P.163, 164; (To Persian)
- 3- N. N. Ambraseys, Melville, C. P. ; A History of Persian Earthquakes; Radeh, Abulhasan; Agah Publication; 1370; P.98-100. (To Persian).
- 4- Minoru Wakabayashi; Design of Earthquake-Resistant Buildings; Sadatpor, Mohammad Mehdi; Isfahan University of technology; 1372; P.17; (To Persian).
- 5 -Andre Filiatrault, David Fischer Bryan Folz Chia-Ming Uang Frieder Seible; [http://www.curee.com/Shake table tests of a tow-story house; california,2002](http://www.curee.com/Shake%20table%20tests%20of%20a%20two-story%20house%20california%202002);
- 6 -American Society for Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standard, West Conshohocken, PA, 2000- E 72-98, Standard test methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction
- 7 -American Society for Testing and Materials, Annual Book of ASTM Standard, West Conshohocken, PA,2000 -E 564-95, Standard test methods of Static Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Building
- 8 -APA; Engineered Wood Handbook; Thomas G. Williamson, P.E., Editor Mc Graw-Hill, Two Penn Plaza , New York, NY 10121-2298; 2002.
- 9 -Dolan, J.D., The Dynamic Response of Timber Shear Walls, Ph.D. thesis, The University of British Colombia, Vancouver, 1989
- 10- Engel, H. Measure and Construction of the Japanese House, Chales E. Tuttle Co.
- 11- Ficcadenti,S.J., T.A. Castel, D.A. Sandercock. And R.K. Kazanjy, Laboratory Testing ti Investigate Pneumatically Driven Box Nails for the Edge Nailing of 3/8 Thick Plywood Shear Walls, in Proceedings,64th SEAOC Annual Convention, Indian Wells, CA, October 19-21, Structural Association of California, Sacramento, CA,1995.ca/eng/publications/publ ication.html <http://www.forintek>
- 12 -Forintek Canada Corporation,
- 13 -He,M.,H. Magnusson, F. Lam, and H.G.L. Prion, Cyclic Performance of Perforated Wood Shear Walls with Oversize OSB Panels, Journal of Structural Engineering, vol.125, no. 1, pp,10-18, 1999.
- 14- Iai Susumu; similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field; Soil And Foundations ; Vol.29 No1; Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering; 1989
- 15- International Code Council, Inc; 2000 International Building Code (IBC 2000) ; Falls Church, VA.2003

- 16 -Kenichi Katagihara; Preservation and Seismic Retrofit of the Traditional Wooden Buildings in Japan ;Van nostrand reinhold , New York , 1989 ; Washington DC ; 2001
- 17 -Khalid M. Mosalam; Task 1.1.2: Shake Table Tests of a Multi-Story Apartment Building ,University of California ; 2001; <http://www.curee.com>.
- 18 -Lam, F., H.G.L. Prion, And H. Ming, Lateral Resistance of Wood Shear Walls with Large Sheathing Panels, Journal of Structural Engineering, vol.123, no. 12, pp,1666-1673, 1997.
- 19 -M. D. Symans¹, W.F. Cofer², K.J. Fridley³ and Y. Du⁴ ;Seismic Response of Light-Framed Wood Buildings, Irvine; 2001; <http://www.curee.com>.
- 20 -Medearis K; static and dynamic properties of shear structures; Proc. Inc. Symo.1966; Mexico City 6.
- 21 -Porter,M.L., Sequential Phase Displacement (SPD) Procedure for TCCMAR Testing, in Proceedings, 3rd Meeting of the Joint Technical Coordination Committee on Masonry Research, U.S.-Japan Coordinated Earthquake Research Program, Tomanu, Japan, 1987.
- 22 -Rocha, M., The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the Use of Models, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, pp. 183-188, 1957.
- 30 -Rose, J. D., and T.D. Skaggs, Wood Structural Panel Sheathing for Narrow Shear Walls Bracing, Research Report 156, APA-The Engineering Wood Association ,Tacoma, WA,2001.
- 23- Rose, J. D., Preliminary Testing of Wood Structural Panel Shear Walls Under Cyclic(Reversed) Loading, Research Report 158, APA-The Engineering Wood Association ,Tacoma, WA,1996.
- 24- Structural Engineering Association of Southern California (SEAOSC), Standard Method of Cyclic(Reversed) Load Test for Shear Resistance of Framed Walls for Building, SEAOSC, Whittier, CA, 1996.
- 25 -The Consortium of University for Research in Earthquake <http://www.curee.org/projects/woodframe> Engineering (CUREE), project/woodframe project.html.
- 26-Watabe M., K. Kawashima, A study on shear strength of wooden wall ;REP.BUILD. RES. INS.; Tokyo.59; 1971
- 27-Yan XIAO, Ph.D., PE Dr. L. Xie, Behavior of Shear Walls; University of California;2001; www.curee.com;
- 28-<http://www.مركز آمار ايران>.
- 29-<http://www.forintek>
- 30-<http://www.curee.org/projects/woodframe>
- 31-MicrocalTM OriginTM, Origin, Vertion 5.0, One Roundhouse Plasa, Northampton,MA011060USA; <http://www.microcal.com>
- 32-SPSS For Windows, Standard Vertion

Study of Behavior and Measurement of Seismic Resistant Connections in Light Structural Frame Out of Aspen

M. Shamsian^{*1}, Gh. Ebrahimi² and A. Ghalandarzadeh³

Abstract

Earthquake is the major Natural disaster in Iran which once a while causes widespread death and financial losses. Constructional system and materials used in them, most often accelerate these damages, so these are considered principal reasons of the events. Countries that have regions of high seismicity, conducted research on constructional systems, materials, and methods of improving their resistance to earthquake. These research efforts have found simple solution of the problem in wood and its proper combinations with other constructional materials. In this research, regarding such target, two subjects were studied. A model of light framed one story single-family residential house in Iran was constructed to determine its dynamical behavior. The model was constructed in one- third scale of a unit with 54 square meters in base. Foundation anchorage in model was made by metal angle pieces, which were bolted to lower plank. These types of connectors could easily be fabricated in metal working shops in Iran. The rest of joints in model were made with bolts and common nails. To see the behavior of the model, its natural frequency, acceleration at different points, lateral movements (displacement), and also response of joints to tensile and compressive forces (developed due to lateral dynamical loading on a shaking table) were measured and analyzed. Results have shown that with respect to Fast Fourier Transformation spectra, ratio of maximum acceleration in roof to bottom of model, in sinusoidal acceleration test, the natural frequency of model is ten HZ ($f_n = 10$ Hz), since 10 Hz frequency has the highest amplitude. This result had contingency with data of sinusoidal acceleration records with 10 HZ frequency and 0.64 g as well. Therefore, stiffness of model structure would be 78,250 Kg/cm. In addition, results of several sinusoidal acceleration tests for determining delay damping, has shown on the average 0.039 for this quantity. Brief results of sinusoidal acceleration test, sweeping frequency and time history of Kobe and Tabas earthquake have shown that maximum displacements (lateral movement due to dynamic loading) are related to this acceleration with 8 HZ frequency and 1.18 g. This displacement in model has been measured 0.76 mm, which is lower than allowable limit in IBC code (1% of story high, that is, 30 mm for a 3 m high). Including scale coefficient of constructed model, this figure would be 5.76 mm. But for force, it could be considered that highest tensile and compressive force would occur with 10 HZ frequency and 0.85g test. The cause is resonant phenomena in this frequency. Therefore, in resonant phenomena maximum force is applied to joints and in this case, each joint would be under load of 30% of building's weight. Therefore, well-installed joint can considerably prevent death and financial damages. financial losses. Constructional system and materials used in them, most often accelerate these damages, so these are considered principal reasons of the events.

Keywords: Seismic, Light frame, Dynamical behavior, Connections, Aspen

* Corresponding author: Email: mohammadshamsian1@hotmail.com