

بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با سیستم تونلی

ساسان عشقی^{۱*}؛ علیرضا توافقی جهرمی^۲

چکیده

امروزه ساختمان‌های تونلی در سراسر دنیا مورد استفاده هستند و در پروژه‌های انبوه‌سازی کاربرد فراوانی دارند. سرعت بالا و کاهش هزینه‌های اجرایی باعث شده تا طراحی و اجرای این ساختمان‌ها بیش از گذشته مورد توجه قرار گیرد. در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای، مطالعات انجام شده بر روی ساختمان‌های تونلی بسیار کم است. در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله نیز تمهیدات خاصی برای تحلیل و طراحی این قبیل سازه‌ها در نظر گرفته نشده است. با توجه به لرزه‌خیزی ایران و افزایش استفاده از این سیستم، نیاز است با مطالعات بیشتر، ارزیابی دقیق‌تری از عملکرد لرزه‌ای این ساختمان‌ها شود. در این مقاله تلاش شده است با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی دو نمونه ساخته شده با مقیاس یک به پنج، به بررسی رفتار لرزه‌ای این ساختمان‌ها پرداخته شود. در این مطالعات آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی و آزمایش‌های ارتعاش اجباری انجام شده و مکانیسم‌های خرابی و رفتار سازه در محدوده غیر خطی مطالعه شده است. همچنین خصوصیات لرزه‌ای در محدوده عملکرد خطی مانند زمان تناوب مد اول ارتعاشی و آثار ترک خوردگی بر آن بررسی شده است. در ادامه به مدلسازی عددی نمونه‌ها پرداخته شده و نتایج تحلیل‌های رایان‌های برابری خوبی با نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌ها را نشان می‌دهد. بر اساس این مطالعات مشخص شد ساختمان‌های تونلی رفتار شکل‌پذیری نشان نداده و در آن‌ها مکانیزم خرابی ترد دیده شد.

کلمات کلیدی: ساختمان‌های تونلی، آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی، آزمایش ارتعاشات اجباری، بتن، غیرخطی، زمان تناوب مد اول

Experimental Study of Concrete Tunnel Form Buildings

Sassan Eshghi, Alireza Tavafoghi Jahromi

ABSTRACT

The tunnel form buildings are used for mass construction in many countries. This construction method is very interesting because of its fast construction technique and low cost. But there is deficiency of researches about tunnel form building in comparison to the other conventional building systems. There are no special requirements for seismic analysis and design of this type of buildings. According to high risk of earthquake and using of this construction method in many projects in Iran, some more studies should be done to evaluate seismic behaviour of tunnel form buildings. In this paper, an experimental program was performed in which the testing of two three-story 1/5-scale of the tunnel form building were carried out to clarify the seismic behaviour of structures. The experimental program consisted of some cyclic loadings and forced vibration tests in order to study the failure mechanisms and the effects of cracking on the fundamental period. The behavior of the specimens was simulated by finite element model and a good correlation was obtained between experimental and numerical results. This study showed that the tunnel form buildings have low level of ductility and brittle failure mechanism was observed.

KEYWORDS : Tunnel Form Buildings, Cyclic Loading, Forced Vibration Test, Concrete, Nonlinear, Fundamental Period

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۰/۵/۵

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۹۰/۹/۲۱

^{۱*} نویسنده مسئول و دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ s.eshghi@iiees.ac.ir

^۲ دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ alireza_tavafoghi@yahoo.com

دیوارها با توجه به شکل قالب ثابت بوده و اجرای اجزای مرزی با ضخامت بیشتر نسبت به دیوار، حذف خواهد بود. این عوامل باعث شده تا محصور شدگی برای بتن دیوارها تعریف نشود.

در طراحی لرزه‌ای این ساختمان‌ها بصورت معمول از روش‌های مبتنی بر نیرو استفاده می‌شود. در این روش‌ها با محاسبه زمان تناوب مد اول نوسانی و با کمک ضریب رفتار مناسب، تخمینی از نیروی زلزله به دست می‌آید که به کمک آن می‌توان طراحی سازه را انجام داد. تحقیقات جدید نشان می‌دهند در ساختمان‌های تونلی فرمول‌های موجود در آیین‌نامه، تخمین مناسبی از زمان تناوب مد اول ارتعاشی را نتیجه نمی‌دهد. همچنین ضریب رفتار مناسبی نیز برای این ساختمان‌ها تعیین نشده است. درحالی‌که این دو عامل نقش کلیدی در تخمین نیروی زلزله و طراحی لرزه‌ای دارند.

۱-۱- مروری بر ادبیات فنی موجود

مطالعات انجام شده را می‌توان در قالب دو موضوع اصلی طبقه‌بندی نمود. ۱) تخمین مناسب از زمان تناوب مد اول ارتعاشی و ۲) تخمین مناسب از ضریب رفتار.

محققان زیادی برای یافتن فرمول‌های تجربی در تخمین زمان تناوب مد اول ارتعاشی ساختمان‌های پانلی بتنی تلاش کرده‌اند. Chopra و Goel در مطالعات خود با مقایسه اطلاعات بدست آمده از تعدادی ساختمان ابزار گذاری شده بعد از زلزله‌های مختلف در کالیفرنیا و مقایسه آن‌ها با فرمول‌های پیشنهادی، نشان دادند که فرمول‌های تجربی آئین نامه برای محاسبه زمان تناوب مد اول ارتعاشی، بعضی مواقع خطاهای زیادی می‌دهد. این موضوع باعث تخمین نامناسب از نیروی زلزله خواهد شد [۱۰].

Lee و همکارانش با مطالعه موردی پنجاه ساختمان ابزارگذاری شده، فرمولی را پیشنهاد دادند تا تقریب مناسب‌تری از زمان تناوب مد اول به دست آید [۱۳]. در ادامه این مطالعات Balkaya و Kalkan نیز تلاش‌هایی را برای بهبود این فرمول‌ها انجام دادند. آن‌ها با مطالعه عددی شانزده پلان مختلف با ارتفاعات دو، پنج، ده، دوازده و پانزده طبقه و مقایسه نتایج با فرمول‌های آیین‌نامه‌ای، فرمول تجربی جدیدی را برای تخمین زمان تناوب مد اول ارتعاشی پیشنهاد دادند [۵]. آن‌ها مطالعات دیگری را نیز در سال ۲۰۰۴ میلادی انجام دادند و با گسترش مدل‌های عددی و افزایش ارتفاع ساختمان‌ها تا بیست طبقه، فرمول ساده‌تری را نیز پیشنهاد نمودند [۷].

مطالعه دیگری نیز توسط توافقی و عشقی در سال ۲۰۰۸ میلادی انجام شد و نشان داده شد که به غیر از ارتفاع، بکارگیری

ساختمان‌های تونلی امروزه در کشورهای مختلفی مانند ایران، ترکیه، کره و غیره مورد استفاده است. این ساختمان‌ها به دلیل روش ساخت نیمه صنعتی بیش‌تر در انبوه‌سازی‌ها و ساختمان‌هایی که دارای پلان‌های تیپ هستند کاربرد دارد. در ایران نیز این روش ساخت از گذشته مورد استفاده بوده است. با توجه به نیاز روز افزون به تولید مسکن با روش‌های ارزان و سریع، این سیستم به تازگی در انبوه‌سازی‌ها مورد توجه قرار گرفته است.

ایده ساخت به روش تونلی به بعد از جنگ جهانی دوم باز می‌گردد. به دلیل آسیب دیدن بسیاری از ساختمان‌ها در جنگ جهانی و نیاز به تامین مسکن در اوایل دهه ۱۹۵۰، شرکت ساختمانی اتینورد فرانسه برای اولین بار از این روش ساخت برای احداث سازه‌های خود بهره برد. بعد از آن این روش به عنوان روش ساخت با استفاده از قالب‌های تونلی مورد توجه سایر کشورها نیز قرار گرفت.

در این روش آرماتوربندی، قالب‌بندی و بتن‌ریزی در محل کارگاه انجام می‌شود. برای افزایش سرعت اجرایی، از شبکه‌های آماده استفاده می‌شود تا زمانی برای آرماتوربندی صرف نشود. برای ساخت دیوارها و دال از دو قالب نیم تونل در کنار هم استفاده می‌شود و با بتن‌ریزی بین قالب‌ها و روی آن‌ها، دیوارها و سقف در یک مرحله بتن‌ریزی می‌شوند. با این روش تعداد نقاط جدا از هم بتن‌ریزی و ایجاد اتصالات سرد در مقایسه با سایر سیستم‌های بتنی به حداقل خواهد رسید. با توجه به اینکه حمل و نقل قالب‌ها بوسیله ماشین آلات انجام می‌شود و حجم عملیات آرماتوربندی در محل نیز به حداقل ممکن کاهش یافته است، نیروی انسانی مورد نیاز برای اجرای این سیستم در مقایسه با سایر روش‌ها بسیار کمتر خواهد بود.

در ساختمان‌های تونلی، نیروهای ثقلی بوسیله سقف به دیوارها منتقل می‌شوند. در واقع مجموعه سقف و دیوار، سیستم مقاوم در برابر بارهای ثقلی را تشکیل می‌دهند. همچنین برای مقابله با نیروهای جانبی مانند زلزله، سقف و دیوارها سیستمی مقاوم در برابر نیروهای جانبی را نیز تشکیل می‌دهند. در حقیقت سقف و دیوارها دارای دو نقش کلیدی باربری ثقلی و باربری جانبی بصورت هم‌زمان هستند.

بصورت معمول در دیوارهای با ضخامت کم، از یک لایه آرماتور برای مسلح کردن استفاده می‌شود. با توجه به وقت‌گیر بودن اجرای اجزای مرزی در دیوارها و کاهش سرعت اجرایی، از طراحی و اجرای آن‌ها صرف‌نظر می‌شود. بعلاوه ضخامت

اثر تغییر درصد آرماتورهای طولی را مطالعه کردند [۱۲]. مطالعه دیگری توسط عشقی و توافقی در سال ۲۰۱۰ میلادی انجام شد که در آن یک پلان پنج طبقه مورد بررسی قرار گرفته و ضریب رفتار برای این پلان خاص محاسبه شده است [۹].

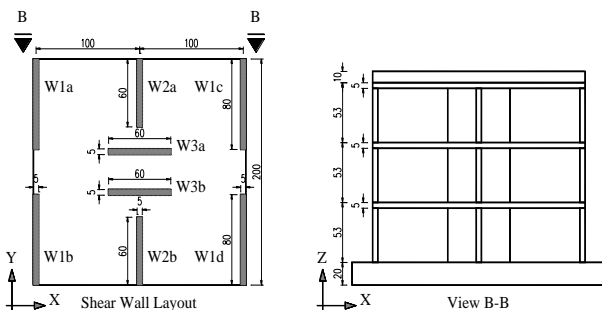
بصورت خلاصه مطالعات انجام شده بر روی ضریب رفتار سازه‌های تونلی بسیار کم بوده و فقط به موارد اشاره شده محدود می‌شود. همین موضوع نشان‌دهنده لزوم وجود مطالعات کلی‌تری است که بتوان ضریب رفتار را با اطمینان بیشتری در فرایند طراحی لرزه‌ای استفاده نمود.

۲- انجام مطالعات آزمایشگاهی

برای درک بهتر از رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های تونلی تحت اثر بارهای رفت و برگشتی، دو نمونه از سازه‌های تونلی مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته است.

با توجه به امکانات موجود، دو نمونه با مقیاس یک به پنج از ساختمان‌های تونلی در محل آزمایشگاه سازه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ساخته شده و مجموعه آزمایش‌ها بر روی این نمونه‌ها انجام شد. ساخت نمونه‌ها با مقیاس بزرگتر و تعداد بیشتر می‌تواند نتایج دقیق‌تری را همراه داشته باشد که در عمل با توجه به امکانات موجود غیر ممکن بوده است.

ابعاد نمونه‌ها طوری انتخاب شده که در ضمن حفظ مدل سه بعدی و ایجاد المان‌های مختلف برای بررسی رفتار لرزه‌ای دقیقتر، در کوچک‌ترین ابعاد بتوان مدل واقعی از این ساختمان‌ها احداث شود. پلان انتخاب شده، شباهت زیادی به پلان‌هایی دارد که در حال حاضر برای ساخت این ساختمان‌ها استفاده می‌شود. از نظر ارتفاع، نمونه‌ها در سه طبقه احداث شد تا با در نظر گرفتن محدودیت‌های آزمایشگاه، برآورد مناسبی از عملکرد دال‌ها و دیوارها نشان دهد. پلان و مقاطع نمونه‌های ساخته شده در شکل (۱) نشان داده شده است [۱].



سایر عوامل مورد بررسی توسط محققان گذشته، طور حتم به نتایج دقیق‌تری منجر نمی‌شود. در این مطالعات نشان داده شد که استفاده از عامل ارتفاع ساختمان، مناسب‌ترین تقریب را برای تخمین زمان تناوب مد اول ساختمان نتیجه می‌دهد [۱۵].

زمینه دیگر تحقیقات، بر روی محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌های تونلی متمرکز شده است. Kalkan و Balkaya با انجام تحلیل‌های عددی بر روی یک مدل سه بعدی در دو و پنج طبقه تلاش نمودند تا نشان دهند که تحلیل‌های دو بعدی و سه بعدی برخلاف سیستم‌های قابی، در سیستم‌های تونلی نتایج متفاوتی را نشان می‌دهند [۶]. در این مطالعات اثر اتصال دال به دیوار در توزیع نیروی جانبی مورد مطالعه قرار گرفت و نشان داده شد این اتصال نقش مهمی در انتقال و توزیع نیرو بین دیوارهای برشی دارد. در سال ۲۰۰۴ میلادی نیز با انجام تحلیل‌های بر روی همان مدل، تلاش نمودند تا ضریب رفتاری را بر مبنای حاصل ضرب سه پارامتر R_{μ} (ضریب شکل‌پذیری)، R_S (ضریب افزایش مقاومت) و R_R (ضریب فراوانی) طبق (۱) ارایه دهند [۷].

$$R = R_{\mu} R_S R_R \quad (1)$$

در این مطالعات ضریب فراوانی برابر با واحد در نظر گرفته شده و ضریب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری به ترتیب برابر با $1/96$ و $2/0$ برآورد شدند که در نتیجه ضریب رفتار برابر با 4 بدست آمده است.

در کنار مطالعات عددی، آزمایشی توسط Kalkan و Yüksel در سال ۲۰۰۷ میلادی انجام شد. این آزمایش بر روی دو نمونه ساخته شده از یک واحد تونلی با مقیاس یک به پنج در چهار طبقه انجام شد [۱۸]. آرماتورهای مورد استفاده در دیوارها $0/15$ درصد سطح مقطع بوده و بارگذاری بر روی دو نمونه در طبقه بالایی بصورت رفت و برگشتی انجام شد. دیوارها یکبار در راستای قوی و یکبار در راستای ضعیف بارگذاری شد. در این آزمایش‌ها خرابی بسیار ترد در پای دیوار رخ داده است. سپس مدلسازی این آزمایش انجام شد و به کمک یک مدل اجزای محدود، نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه عددی قرار گرفت. نتایج آزمایش‌ها با نتایج تحلیل‌های عددی برابری قابل قبولی دارند هم‌چنین موقعیت ترک‌ها، بار نهایی و تغییر مکان در مدل‌های عددی تقریب مناسبی را نشان می‌دهد.

Kalkan و Yüksel مطالعات خود را در سال ۲۰۰۸ میلادی ادامه دادند. آن‌ها مدل‌های ساخته شده برای آزمایش را دوباره با تغییر مشخصات آرماتورهای طولی دیوارها تحلیل نموده و

نام آزمایش	نوع آزمایش
FV-SP1-X-NM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-SY	ارتعاشات اجباری
CL-SP1-1	بارگذاری رفت و برگشتی
FV-SP1-X-CNM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-CNM-SY	ارتعاشات اجباری



شکل (۱): نمای کلی و ابعاد و اندازه نمونه‌های آزمایشگاهی

به طور کلی در آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌ها دو هدف اصلی وجود دارد. هدف اول بررسی رفتار غیر خطی این ساختمان‌ها در مقابل بارهای رفت و برگشتی بوده تا اول مکانیسم عملکرد این سازه‌ها، نحوه توزیع بار و شیوه خرابی مورد مطالعه قرار گیرد و دوم مبنای مناسبی برای تأیید درستی مدلسازیهای رایانه‌ای در بخشهای آینده مطالعات باشد.

هدف دوم بررسی رفتار این ساختمان‌ها در محدوده خطی و شناسایی رفتار دینامیکی آن‌ها بوده است. در این راستا انجام آزمایش‌هایی برای محاسبه زمان تناوب ساختمان در راستای طولی و عرضی، محاسبه تغییرات زمان تناوب با تغییر جرم سازه، تفاوت زمان تناوب سازه ترک خورده و ترک نخورده و محاسبه اشکال مدهای نوسانی بوده است.

با توجه به محدود بودن تعداد نمونه‌ها، این اهداف در قالب آزمایش‌هایی بر روی دو نمونه صورت گرفته است. ابتدا نمونه اول با ابزارگذاری در راستای محور X در محدوده خطی مطالعه شده است و مدهای نوسانی در این راستا به همراه مدهای پیچشی تحریک شده است. همچنین برای تکمیل این آزمایش‌ها از ضربه چکش نیز در مطالعات ارتعاش اجباری استفاده شده است. بعد از اتمام این مطالعات، نمونه اول بوسیله جک هیدرولیکی ۲۵ تنی تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته و رفتار سازه در محدوده غیر خطی بررسی شده است.

بعد از اعمال بار و ترک خوردن نمونه اول، ابزارگذاری مجددی روی آن انجام شده و مطالعات ارتعاشات اجباری بر روی نمونه ترک خورده انجام شده است. خلاصه آزمایش‌ها صورت گرفته بر روی نمونه اول را می‌توان در قالب جدول (۱) ارایه نمود.

جدول (۱): خلاصه آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه اول

نام آزمایش	نوع آزمایش
FV-SP1-X-NM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP1-X-NM-ST1	ارتعاشات اجباری

FV-SP1-X-NM-S1,S2: این آزمایش بر روی نمونه اول انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. دو دستگاه ارتعاش‌دهنده بر روی بام نصب شده‌اند و ساختمان را در راستای X بصورت هم‌فاز مرتعش نمودند. سه شتاب‌نگاشت بر روی هر طبقه مدل و فنداسیون نمونه نصب شده و در مجموع دوازده شتاب‌نگاشت، حرکات ساختمان را در راستای X ثبت نمودند. دستگاه‌های ارتعاش‌دهنده در مدت زمان یک دقیقه و چهل و پنج ثانیه فرکانس‌های ۱ تا ۱۰۰ هرتز را جارو کرده‌اند. دستگاه نیروسنج متصل به ارتعاش‌دهنده نیز میزان نیروی وارد به سازه توسط هر کدام از آن‌ها را ثبت نموده است.

FV-SP1-X-NM-ST1,ST2: مشابه آزمایش قبل، این آزمایش بر روی نمونه اول انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. با این تفاوت که دو دستگاه ارتعاش‌دهنده با اختلاف فاز نود درجه ساختمان را در راستای X مرتعش نمودند.

FV-SP1-X-NM-H1,H2: این آزمایش بر روی نمونه اول انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به بام ساختمان بر روی محور تقارن در راستای X ساختمان مرتعش شده است.

FV-SP1-X-NM-H3,H4: این آزمایش بر روی نمونه اول انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به بام ساختمان بر روی گوشه دال در راستای X ساختمان مرتعش شده است.

FV-SP1-X-NM-SY: این آزمایش بر روی نمونه اول انجام



شده است تا زمان تناوب ساختمان بعد از ترک خوردن نیز مطالعه شود. بعد از انجام این آزمایش‌ها، بارگذاری رفت و برگشتی ادامه یافته تا نمونه به مرز خرابی رسید. خلاصه آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه دوم را می‌توان در قالب جدول (۲) ارایه نمود.

جدول (۲): خلاصه آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه دوم

نام آزمایش	نوع آزمایش
FV-SP2-X-NM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-NM-SY	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-AM-SY	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-NM-SY	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-S2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-Y-AM-SY	ارتعاشات اجباری
CL-SP2-1	بارگذاری رفت و برگشتی
FV-SP2-X-CNM-S1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-S2	ارتعاشات اجباری

شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به میانه ارتفاع دیواره میانی در راستای X ساختمان مرتعش شده است. از آنجایی که مجموع شتاب‌نگاشتها از راه دو کانال ارتعاشات را ثبت نمودند، از این آزمایش برای بدست آوردن اختلاف فاز در ثبت نتایج توسط هر یک از کانال‌ها استفاده شده است. دستگاه نیروسنج نیز میزان نیروی وارد به سازه توسط چکش را ثبت نموده است.

FV-SP1-X-CNM-S1,S2: این آزمایش بر روی نمونه اول پس از بارگذاری رفت و برگشتی انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است.

FV-SP1-X-CNM-ST1,ST2: این آزمایش بر روی نمونه اول بعد از بارگذاری رفت و برگشتی انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. با این تفاوت که دو دستگاه ارتعاش‌دهنده با اختلاف فاز نود درجه ساختمان را در راستای X مرتعش نمودند.

FV-SP1-X-CNM-H1,H2: این آزمایش بر روی نمونه اول بعد از بارگذاری رفت و برگشتی انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به بام ساختمان بر روی محور تقارن در راستای X ساختمان مرتعش شده است.

FV-SP1-X-CNM-H3,H4: این آزمایش بر روی نمونه اول بعد از بارگذاری رفت و برگشتی انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به بام ساختمان بر روی گوشه دال در راستای X ساختمان مرتعش شده است.

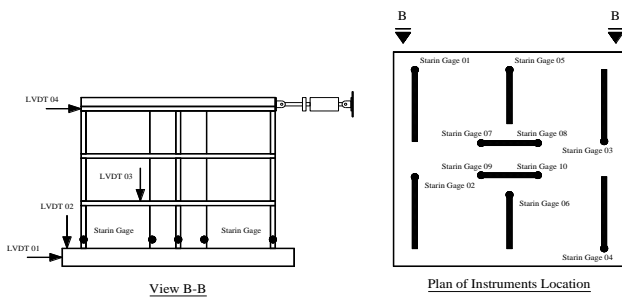
FV-SP1-X-CNM-SY: این آزمایش بر روی نمونه اول بعد از بارگذاری رفت و برگشتی انجام شده که بارگذاری قائمی غیر از بار اجزای سازه‌ای روی آن نبوده است. توسط ضربه چکش به میانه ارتفاع دیواره میانی در راستای X ساختمان مرتعش شده است.

آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه دوم مشابه آزمایش‌های نمونه اول است با این تفاوت که برای بررسی خصوصیات دینامیکی، آزمایش‌های ارتعاشات اجباری در دو جهت X و Y انجام شده است و در هر جهت نمونه با وجود جرم‌های اضافی نیز مطالعه شده است. جرم‌های اضافی در تمام طبقات ساختمان به میزان ۱۰۰ کیلوگرم در هر متر مربع و توسط قطعات سربی به نمونه اعمال شده‌اند.

بعد از اعمال بار و ترک خوردن نمونه دوم (تا مرز ترک خوردگی ابتدایی)، ابزارگذاری مجددی روی نمونه دوم انجام شد و مطالعات ارتعاشات اجباری بر روی نمونه ترک خورده انجام

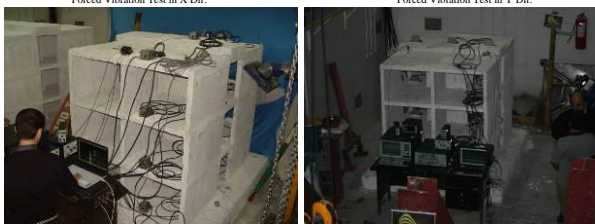
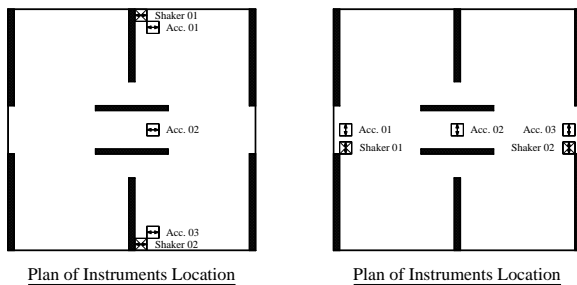


نشان داده شده است.



شکل (۳): موقعیت ابزارگذاری در نمونه‌های آزمایشگاهی

آزمایش ارتعاشات اجباری به کمک دو دستگاه ارتعاش دهنده و ۱۲ حسگر شتاب‌نگاشت انجام شد و چیدمان دستگاه‌های اشاره شده در شکل (۴) نشان داده شده است.



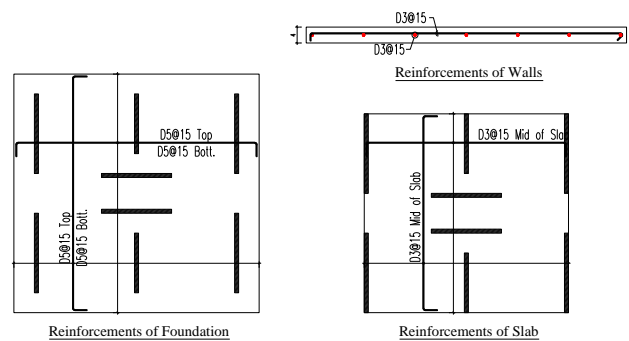
شکل (۴): چیدمان ابزار اندازه‌گیری در نمونه‌های آزمایشگاهی برای آزمایش‌های ارتعاشات اجباری.

۳- نتایج آزمایش‌ها بارگذاری رفت و برگشتی

پس از شروع بارگذاری ترک‌های ابتدایی در محل اتصال دال به دیوار طبقه اول در محل دیوارهای W1 اتفاق افتاد. همچنین با افزایش تغییر مکان، این ترک‌ها به محل اتصال دال به دیوار طبقات دو و سه نیز گسترش یافت. با افزایش تغییر مکان، ترک‌هایی نیز در پای دیوار W3 در محل اتصال به فنداسیون بوجود آمدند. هم‌زمان با ظاهر شدن این ترک‌ها، اتصالات دال به دیوار در محل دیوار W2 نیز دچار ترک خوردگی شدند. در تغییر مکان معادل ۵ میلی‌متر همه اتصالات دال به دیوار مربوط به دیوارهای W1 و W2 در تمام طبقات، اتصال دیوارهای W1 به فنداسیون و قسمتی از اتصال دیوار W3 به فنداسیون دچار ترک خوردگی شدند. با افزایش تغییر مکان، اتصال دال به دیوار در

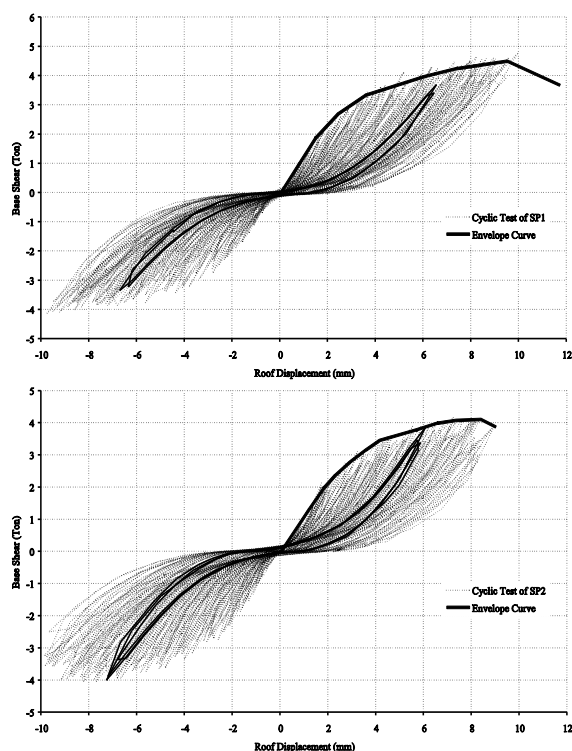
نام آزمایش	نوع آزمایش
FV-SP2-X-CNM-ST1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-ST2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-H1	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-H2	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-H3	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-H4	ارتعاشات اجباری
FV-SP2-X-CNM-SY	ارتعاشات اجباری
CL-SP2-2	بارگذاری رفت و برگشتی

برای ثابت نمودن نمونه‌ها به کف صلب آزمایشگاه، هر نمونه بوسیله ۲۴ بولت نمره ۲۵ به کف متصل شده‌اند. مشخصات مصالح بتن و آرماتورهای مورد استفاده شده مقیاس نشده‌اند و فقط مقیاس ابعادی در انجام آزمایش در نظر گرفته شده است. هرچند برای بتن‌ریزی در ضخامت کم دیوارها و دال‌ها از دانه‌بندی‌های کوچکتر استفاده شده و بیش‌ترین ابعاد درشت دانه به ۱/۲۵ سانتی‌متر محدود شده است. هر نمونه روی شالوده مجزا بنا شده و سایر مشخصات مدلهای آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): مشخصات آرماتورگذاری در نمونه‌های آزمایشگاهی

هر دو نمونه مشابه هم بوده و بصورت مشابه بارگذاری شده‌اند تا نتایج قابل مقایسه باشند. برای اعمال بارهای رفت و برگشتی به نمونه‌ها از ورق‌های فولادی در دو انتهای نمونه استفاده شده که به کمک چهار بولت نمره ۲۵ در طول نمونه بهم متصل شده‌اند. برای مطالعه دقیقتر مدل، به جز اطلاعاتی که توسط جک هیدرولیکی (نیرو - تغییر مکان) در اختیار بوده، چهار عدد LVDT (تغییر مکان‌سنج) برای بررسی تغییر مکان بام، تغییر مکان فنداسیون (برای بدست آوردن خطای لقی‌های احتمالی) و تغییر مکان دال در طبقه اول روی نمونه نصب شده‌اند. همچنین در محل اتصال دیوارها به فنداسیون، کرنش‌سنج‌هایی به آرماتورهای انتهایی هر دیوار متصل شده تا تغییرات کرنش در آرماتورها، در حال بارگذاری مطالعه شوند. محل نصب LVDT و پلان جاگذاری کرنش‌سنج‌ها در شکل (۳)



شکل (۶): نمودار نیرو-تغییر مکان بام برای نمونه‌های اول و دوم.

برای بررسی درستی مدل‌سازیهای عددی، نمونه‌های آزمایشگاهی بوسیله نرم‌افزار TNO Diana مدل‌سازی شدند. برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل نرم‌شدگی Hordijk استفاده شده که در آن عامل G_f به‌عنوان انرژی آزاد شده ترک، h_{cr} به عنوان عرض حداکثر ترک و f_t به عنوان تنش کششی حداکثر، عوامل اصلی به شمار می‌آیند [۱۱]. برای مدل رفتاری بتن در فشار نیز از مدل رفتاری بتن محصور نشده که توسط Popovics ارائه شده و توسط Thorenfeldt تکمیل شد استفاده شده است [۱۶]. در مدل‌سازی آرماتورها از مدل‌های پلاستیک ون میسس استفاده شده است. آرماتورهای بصورت لایه‌ای تعریف شده که پیوند کاملی بین آن‌ها و بتن در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل‌سازیهای عددی در جدول (۳) و جدول (۴) ارائه شده است.

برای رسیدن به نتیجه مناسب، چهار مدل عددی با نسبت‌های مختلف از h_{cr} و G_f انتخاب شده است که مدل شماره دو برابری بهتری با نمونه‌های آزمایشگاهی دارد. مشخصات هر کدام از مدل‌های عددی در جدول (۵) آورده شده است. نمودار نیرو تغییر مکان بام، حاصل از آزمایش و نتایج مدل‌های عددی در شکل (۷) نشان داده شده است.

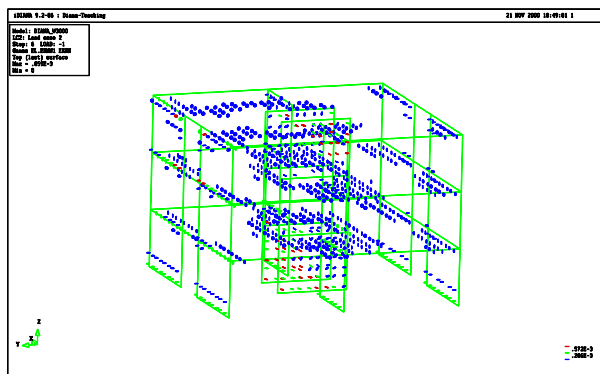
محل دیوار W3 دچار پارگی شده و حد فاصل دو دیوار W3a و W3b ترک خورد. این ترک خوردگی به تدریج ادامه یافته و امتداد این ترک‌ها در کل دال نمایان شد. اتصال دال به دیوار در محل دیوار W2 نیز روی دال ترک خورد. محل این ترک‌ها با فاصله از دیوار روی دال اتفاق افتاد. بعلاوه جداسدگی دیوار W3 از فنداسیون گسترش یافته، بطوریکه بیشتر دیوار از روی فنداسیون جدا شد. غیر از ترک‌هایی که در محل اتصال دال به دیوار وجود داشته، در محل اتصال، این ترک‌ها در دال طبقات نیز اتفاق افتاد. به‌طوری‌که هر محل اتصال هم از ناحیه دیوار دچار ترک خوردگی شده و هم از ناحیه دال.

در تغییر مکان معادل ۱۰ میلی‌متر، همه نقاط اتصال، هم در دیوار و هم در دال دچار ترک خوردگی شدند. بعلاوه محل اتصال دیوار به فنداسیون دیوارها نیز ترک خورده و در این زمان، دال طبقه اول نیز از محل اتصال به دیوار W3 به طور کامل پارگی می‌شود. در حقیقت مکانیسم خرابی نهایی را می‌توان در سه مورد خلاصه نمود: الف) مفصل شدن اتصال دیوارها به فنداسیون. ب) پارگی شدن اتصال دال به دیوار در محل اتصال دیوار W3 در طبقه اول. ج) مفصل شدن اتصالات دال به دیوار در تمامی اتصالات. این موارد در شکل (۵) آورده شده است. نمودار نیرو تغییر مکان بام برای نمونه‌ها در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل (۵): نحوه خرابی در اتصال دیوار به فنداسیون، اتصالات دال به دیوار و دال طبقه اول در نمونه‌های آزمایشگاهی.

قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۸) نشان داده شده، ترک‌های پای دیوارها، محل اتصال دال به دیوار و ترک‌های روی دال در مدل‌های رایانه‌ای نیز مشهود است [۱۴].



شکل (۸): الگوی ترک خوردگی دیوارها و دال‌ها در مدل رایانه‌ای

همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است، منحنی هیستریزس بدست آمده از آزمایش‌های رفت و برگشتی نشان می‌دهد که در هر دوره بارگذاری، مقدار انرژی جذب شده توسط سازه بسیار اندک است. علت این امر را می‌توان در موارد زیر خلاصه نمود:

(الف) با توجه به مکانیسم‌های خرابی اشاره شده در قسمت قبل، خرابی‌های اولیه ناشی از ترک خوردگی اتصالات دال به دیوار بصورت خمشی است. با توجه به موقعیت قرارگیری آرماتورها دال و دیوار در یک لایه، در عملکرد خمشی آرماتورها مشارکت چندانی نخواهند داشت و با توجه به بارگذاری رفت و برگشتی، تار پایینی و بالایی در اعضای خمشی هر دو دچار ترک خوردگی شده و در عمل سخت‌شدگی آرماتور و جذب انرژی آن‌ها، نقش چندانی در منحنی هیستریزس نخواهد داشت.

(ب) هیچ یک از اتصالات (در محل اتصال دال به دیوار و دیوار به فونداسیون) شکل‌پذیری نداشته‌اند. در حقیقت به دلیل شکل آرماتورگذاری در دال و دیوار، تمهیدی برای تامین شکل‌پذیری در آن‌ها وجود ندارد. در مقایسه با سایر سازه‌ها که در اتصالات قدرت جذب انرژی بالایی وجود دارد (در اتصال تیر به ستون در سازه‌های بتنی با جزئیات خاموت‌گذاری یا چشمه اتصال در سازه‌های فولادی) در عمل اتصال شکل‌پذیری در سازه وجود ندارد تا بتواند در بارهای رفت و برگشتی با ایجاد تغییر شکل‌های ماندگار جذب انرژی منحنی هیستریزس را افزایش دهد.

(ج) در اتصال دیوار W3 به فونداسیون نیز که بصورت خمشی عمل نموده، جزئیاتی از شکل‌پذیری رعایت نشده است. به عنوان مثال، محصور نشدن آرماتورها در اجزای مرزی، یا

جدول (۳): مشخصات مصالح فولاد مورد استفاده در مدلسازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی (سیستم آزاد SI).

مدول یانگ	۱/۸۷e۱۱
نسبت پواسون	۰/۳۰
F_y	۲/۸e۸
F_u	۴/۳e۸
ϵ_u	۰/۱
ون میسس	پلاستیسیته
پیوستگی کامل	پیوند
سخت‌شدگی کرنشی	سخت‌شدگی

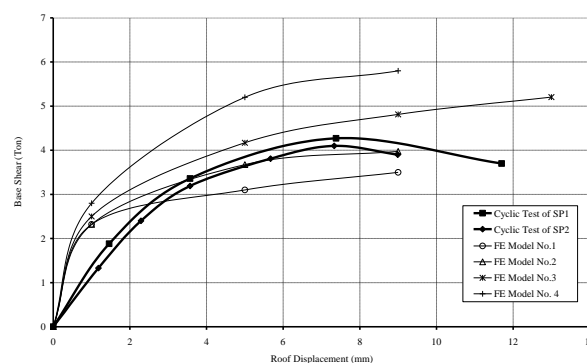
جدول (۴): مشخصات مصالح بتن مورد استفاده در مدلسازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی (سیستم آزاد SI).

مدول یانگ	۲۳۰۰۰
نسبت پواسون	۰/۲۰
تنش کششی	۱/۸
تنش فشاری	۳۰
انرژی آزاد شده ترک	G_f (جدول (۵))
عرض ترک	h (جدول (۵))

جدول (۵): مشخصات تحلیل‌های انجام شده در مدلسازی عددی نمونه‌های آزمایشگاهی (سیستم آزاد SI).

شماره مدل	G_f	h
NO. 1	۲۵	۱
NO. 2	۵۰	۱
NO. 3	۷۵	۱
NO. 4	۱۰۰	۱

در مدلسازی‌های عددی از المان ۸ نقطه‌ای صفحه‌ای استفاده شده که برای انتگرال‌گیری از ۸ نقطه گاوس کمک گرفته می‌شود. در مجموع ۸۲۲ المان در مدلسازی‌های عددی بکار رفته است.



شکل (۷): نمودار نیرو تغییر مکان بام در نمونه‌های آزمایشگاهی و نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی

نتایج بدست آمده از تحلیل رایانه‌ای مدل شماره دو برابری

شکل (۱۰): آزمایش FV-SPI-X-NM-S1، شتاب‌سنج دوم روی طبقه بام و تابع چگالی فرکانسی.

با توجه به آزمایش‌ها ارتعاشات اجباری انجام شده، امکان محاسبه زمان تناوب مد اول سازه وجود دارد. از طرف دیگر زمان تناوب مدهای نوسانی را از نتایج تحلیل می‌توان استخراج نمود و مقایسه این اعداد نشان‌دهنده دقت مدلسازی عددی در حوزه رفتار خطی سازه است.

برای استخراج زمان تناوب مدهای نوسانی سازه از روی نتایج آزمایش ارتعاشات اجباری، روش‌های گوناگونی وجود دارد. روش‌های موجود را می‌توان در دو دسته عمومی تقسیم بندی نمود: دسته اول روش‌هایی هستند که در آن‌ها با داشتن ارتعاشات ورودی و خروجی بصورت هم‌زمان، به شناسایی رفتار سازه پرداخته شده است. به این روش‌ها در اصطلاح شناسایی مدها از روی ورودی - خروجی^۱ گفته می‌شود. دسته دوم روش‌هایی هستند که فقط با داشتن ارتعاشات خروجی به شناسایی رفتار سازه پرداخته می‌شود. به این روش‌ها اصطلاحاً شناسایی مدها از روی خروجی^۲ گفته می‌شود.

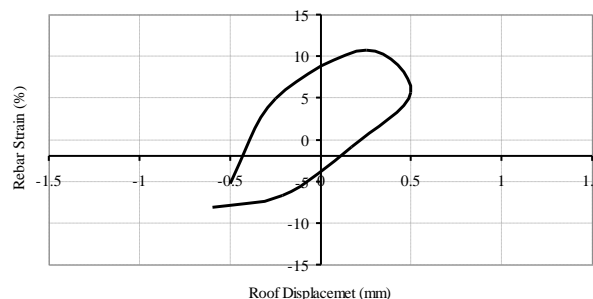
برای استفاده از روش اول و لرزاندن سازه از وسایل مختلفی مانند چکش یا دستگاه‌های ارتعاش‌دهنده در ابعاد مختلف استفاده می‌شود. دسته دوم روش‌ها برای مواردی کاربرد دارد که امکان ایجاد ارتعاشات اجباری و ثبت آن‌ها وجود ندارد. بسته به بزرگی ابعاد سازه شاید نتوان دستگاه لرزاندن مناسب را در محل مناسب نصب نمود. یکی دیگر از محدودیت‌های موجود مربوط به چگونگی بهره‌برداری سازه است. به عنوان مثال شاید نتوان بهره‌برداری یک پل را برای نصب لرزاندن و ثبت ارتعاشات متوقف نمود. در این سازه‌ها شناسایی ارتعاشات ورودی نیز امکان‌پذیر نیست. در حقیقت ارتعاشات ورودی، اجباری نخواهد بود.

یکی از ساده‌ترین روش‌های نوع دوم برای شناسایی زمان تناوب سازه روش شناسایی نقاط بیشینه^۲ نامیده می‌شود. در زمان ارتعاش مدهای نوسانی، در صورتی که فرکانس بار ورودی با فرکانس ارتعاش اصلی سازه هم‌خوانی داشته باشد، پاسخ‌ها دچار تشدید خواهند شد. از این رو در صورتی که بارگذاری ورودی بصورت جاروی فرکانسی انجام شده باشد، با مطالعه پاسخ خروجی سازه و تبدیل پاسخ از حوزه زمانی به حوضه فرکانسی، می‌توان فرکانس تشدید یافته را دید.

برای محاسبه زمان تناوب اصلی سازه، از همین روش استفاده شده است. به عنوان مثال پاسخ بدست آمده از آزمایش ارتعاشات اجباری در نمونه اول در شرایطی که نمونه سالم بوده

نبود اجزای مرزی در لبه دیوارها، باعث شده که در بارگذاری رفت و برگشتی، بتن در کرنش‌های پایین‌تر دچار ترک خوردگی شده و کشش و فشار ایجاد شده یکباره به آرماتور منتقل شده است. منحنی ازدیاد طول آرماتور در پای دیوار W3 شکل (۹) نشان می‌دهد که در تغییر مکان جانبی نمونه، کرنش آرماتورهای طولی در تغییر شکل‌های حدود ۲ میلی‌متر بام، به حد جاری شدن رسیده‌اند. با افزایش تغییر مکان جانبی، آرماتور دیوارها پاره شده و در منحنی هیستریزیس بدون اثر خواهند بود.

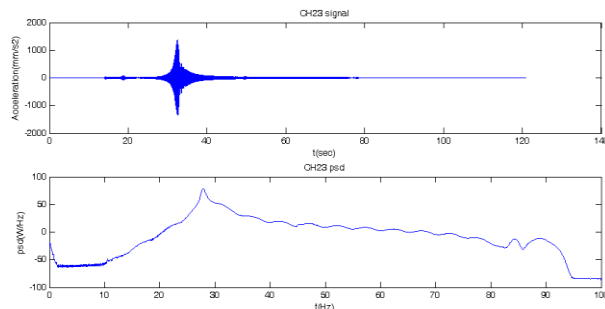
سایر دیوارها که در جهت ضعیف بارگذاری شده‌اند، به علت قرارگیری آرماتورها در لایه میانی، شکل‌پذیری چندانی ندارند. در این دیوارها پس از خرد شدن بتن در فشار، در عمل بدون شکل‌پذیری چندانی، مفصل پلاستیک در پای دیوار توانایی جذب انرژی چندانی را نخواهد داشت.



شکل (۹): تغییرات کرنش آرماتورهای طولی در دیوار W3

۴- نتایج آزمایش‌های ارتعاشات اجباری

در انجام آزمایش‌های ارتعاشات اجباری، به کمک نیروسنج متصل به دستگاه ارتعاش‌دهنده، مقدار نیروی وارد به سازه قابل ثبت بوده است. دوازده شتاب‌سنج در چهار تراز (یک تراز روی فنداسیون و سه تراز در طبقات) مقدار شتاب را در نقاط مختلف اندازه‌گیری نمودند تا اطلاعات موجود برای انجام آنالیزهای آینده و بررسی مدل در محدوده خطی قابل دستیابی باشد. در شکل (۱۰) خروجی شتاب‌سنج دوم روی بام و تابع چگالی فرکانسی آن در آزمایش FV-SPI-X-NM-S1 از آزمایش ارتعاش اجباری روی نمونه اول به عنوان نمونه ارائه شده است.



هرتز	نوع آزمایش
۳۹/۳	FV-SP2-X-NM-H3
۳۹/۳	FV-SP2-X-NM-H4
۳۸/۸	FV-SP2-Y-NM-ST1
۳۸/۹	FV-SP2-Y-NM-ST2
۴۷/۱	مدل رایانه‌ای

جدول (۸): فرکانس اولین مد نوسانی در جهت Y، بدون جرم

هرتز	نوع آزمایش
۳۹/۷	FV-SP2-Y-NM-S1
۳۹/۸	FV-SP2-Y-NM-S2
۳۹/۵	FV-SP2-Y-NM-H1
۳۹/۶	FV-SP2-Y-NM-H2
۵۰/۰	مدل رایانه‌ای

جدول (۹): فرکانس اولین مد نوسانی در جهت X، با جرم اضافه

هرتز	نوع آزمایش
۲۶/۵	FV-SP2-X-AM-S1
۲۶/۷	FV-SP2-X-AM-S2
۲۷/۲	FV-SP2-X-AM-H1
۲۷/۲	FV-SP2-X-AM-H2
۲۶/۰	مدل رایانه‌ای

جدول (۱۰): فرکانس اولین مد نوسانی پیچشی، با جرم اضافه

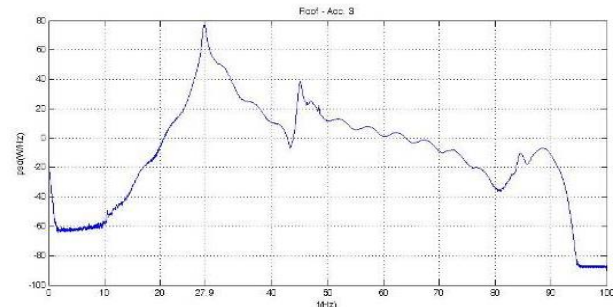
هرتز	نوع آزمایش
۲۵/۱	FV-SP2-X-NM-ST1
۲۵/۱	FV-SP2-X-NM-ST2
۳۶/۰	FV-SP2-Y-NM-ST1
۳۶/۱	FV-SP2-Y-NM-ST2
۳۵/۵	FV-SP2-X-NM-H3
۲۵/۲	FV-SP2-X-NM-H4
۴۲/۸	مدل رایانه‌ای

جدول (۱۱): فرکانس اولین مد نوسانی در جهت Y، با جرم اضافه

هرتز	نوع آزمایش
۳۶/۴	FV-SP2-Y-NM-ST1
۳۶/۵	FV-SP2-Y-NM-ST2
۳۷/۴	FV-SP2-Y-NM-H1
۳۷/۵	FV-SP2-Y-NM-H2
۴۵/۴	مدل رایانه‌ای

همانطور که دیده می‌شود نتایج در راستای X برابری خوبی با نتایج آزمایش که از روش‌های مختلف بدست آمده دارد، اما در راستای دیگر و در راستای پیچشی بواسطه اثر بیشتر خطای ساخت نمونه‌ها اختلافاتی وجود دارد. آزمایش دیگری که در فصل قبل بدان اشاره شده است، محاسبه زمان تناوب سازه ترک‌خورده در مقابل سازه بدون

و ارتعاشات بصورت جاروی فرکانسی در جهت محور X صورت گرفته، ثبت شده است. همانطور که در شکل (۱۱) دیده می‌شود پاسخ فرکانسی شتاب سنج دوم نصب شده روی بام در فرکانس ۲۷/۹ هرتز دچار حالت تشدید شده است. پاسخ بدست آمده از سایر شتاب‌سنج‌ها نیز تشدید در این فرکانس را نشان می‌دهد.



شکل (۱۱): آزمایش FV-SP1-X-NM-S1، پاسخ فرکانسی شتاب‌سنج دوم روی طبقه بام.

محاسبه زمان از روی مدلسازی کامپیوتری نشان می‌دهد که فرکانس مد اول سازه برابر ۲۸/۵ هرتز است که با نتایج تحلیل برابری خوبی دارد. اگر به همین ترتیب از نتایج آزمایش‌ها بر روی نمونه‌های اول و دوم استفاده شود، می‌توان نتایج محاسبه فرکانس در حالت ترک‌خورده را در قالب جدول (۶) تا جدول (۱۱) خلاصه نمود.

جدول (۶): فرکانس اولین مد نوسانی در جهت X، بدون جرم اضافه

هرتز	نوع آزمایش
۲۷/۹	FV-SP1-X-NM-S1
۲۸/۰	FV-SP1-X-NM-S2
۲۹/۱	FV-SP2-X-NM-S1
۲۹/۱	FV-SP2-X-NM-S2
۲۸/۷	FV-SP1-X-NM-H1
۲۸/۷	FV-SP1-X-NM-H2
۲۹/۸	FV-SP2-X-NM-H1
۲۹/۸	FV-SP2-X-NM-H2
۲۸/۵	مدل رایانه‌ای

جدول (۷): فرکانس اولین مد نوسانی پیچشی، بدون جرم اضافه

هرتز	نوع آزمایش
۴۴/۱	FV-SP1-X-NM-ST1
۴۴/۰	FV-SP1-X-NM-ST2
۳۸/۴	FV-SP2-X-NM-ST1
۳۸/۳	FV-SP2-X-NM-ST2
۴۴/۷	FV-SP1-X-NM-H3
۴۴/۶	FV-SP1-X-NM-H4



نوسانی نقش دارد، تعیین‌کننده است. اگر آزمایش FV-SP2-X- NM-S1 ملاک مقایسه باشد، فرکانس ارتعاشی مد اول نوسانی بدست آمده از آزمایش، برابر ۲۹/۱ هرتز است. فرکانس ارتعاشی مد اول نوسانی در حالتی که سازه ترک‌خورده باشد (نتایج بدست آمده از آزمایش FV-SP2-X-CNM-ST1) برابر با ۲۵ هرتز بدست آمده است. تغییرات زمان تناوب در حالت ترک‌خورده و ترک‌نخورده برابر نسبت فرکانس‌های محاسبه شده (نسبت ۲۹/۱ به ۲۵ هرتز) یعنی برابر با ۱/۱۶ است. با مشاهده نتایج بدست آمده از نمودارها در صورتی که بخواهیم مشابه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ضریب ترک‌خوردگی دیوارها را برابر با ۱۰۰٪ و دال را به میزان ۳۷۵٪ فرض کنیم، طبق شکل (۱۲) نسبت فرکانس‌ها برابر با ۱/۱۴ محاسبه شده که تقریب مناسبی به نظر می‌رسد.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله تلاش شده است با انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی دو نمونه از سازه‌های تونلی با مقیاس یک به پنج، رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها مورد بررسی قرار گیرد. نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی نشان می‌دهند، شکست نمونه‌ها بصورت ترد اتفاق افتاده و بیشترین خرابیها مربوط به اتصال دیوار به فنداسیون است. همچنین پانچ شدن دال بخصوص در طبقه اول و خرابی در اتصالات دال به دیوار مکانیسمهای خرابی بعدی این سامانه می‌باشد. بعلاوه نتایج آزمایش‌های ارتعاشات اجباری نشان می‌دهند، ترک‌خوردگی دال‌ها نقش موثری در تغییر زمان تناوب مد اول نوسانی سازه دارد و ضرایب ترک‌خوردگی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تقریب مناسبی را برای برآورد زمان تناوب این نمونه‌ها نتیجه می‌دهد. بررسی ضریب رفتار سازه‌های تونلی، برآورد زمان تناوب مد اول نوسانی و مکانسیم خرابی ساختمان‌های تونلی مواردی هستند که نیاز به بررسی مطالعات عددی و آزمایشگاهی بیشتری دارند.

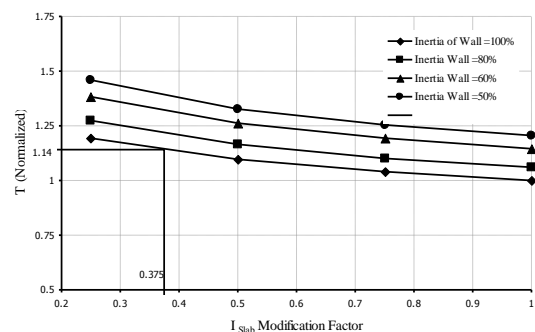
۶- سپاسگزاری

این مقاله بر اساس بخشی از یافته‌های پروژه پژوهشی به شماره ۷۳۶۱ مولفان در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تهیه گردید. به این وسیله از حمایت پژوهشگاه و همکاری صمیمانه کارشناسان آزمایشگاه مهندسی سازه در انجام آزمایشات قدردانی و سپاسگزاری می‌شود.

ترک‌خوردگی است. در طراحی سازه‌ها بر حسب نیرو، برای برآورد نیروی استاتیکی معادل (یا انجام محاسبات بر اساس روش شبه دینامیکی) نیاز به برآوردی از زمان تناوب مد نوسانی اول سازه حین وقوع زلزله می‌باشد. سازه در حین وقوع زلزله دچار ترک خوردگی شده و سختی آن نسبت به سازه ترک نخورده افت خواهد کرد. برای برآورد صحیح از نیروی زلزله و زمان تناوب سازه، آیین‌نامه‌ها، پیشنهاد استفاده از ضرایب کاهش سختی برای اجزای مختلف سازه را دارند. در آیین‌نامه طراحی ACI برای دال‌ها استفاده از ضریب ۰/۲۵ و برای دیوارها ضریب ۰/۷۰ برای کاهش سختی پیشنهاد شده است. این ضرایب مشابه ضرایب استفاده شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان است. همچنین در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای محاسبه زمان تناوب سازه، پیشنهاد شده که این ضرایب به میزان ۵۰٪ افزایش یابد. در حقیقت، ضریب ترک‌خوردگی برای دال‌ها معادل ۰/۳۷۵ و برای دیوارها برابر ۱/۰ است.

در تحلیل‌های انجام شده در محدوده خطی، اثر ضرایب ترک‌خوردگی بررسی شده است. برای دال‌ها ضرایب ترک خوردگی از مقدار ۲۵٪ تا ۱۰۰٪ و برای دیوارها از ۵۰٪ تا ۱۰۰٪، مطالعه شده است.

برای بررسی نتایج زمان تناوب محاسبه شده برای مد اول نوسان در حالتی که همه ضرایب ترک‌خوردگی دال و دیوار برابر ۱۰۰٪ بوده به‌عنوان واحد انتخاب شده است. با تغییر سختی دیوار و دال، زمان تناوب مد اول نوسانی محاسبه شده و نسبت به واحد مقایسه شده است.



شکل (۱۲): بررسی تغییرات زمان تناوب مد اول نوسانی با تغییر ضریب ترک خوردگی دال.

همان‌طور که دیده می‌شود بر خلاف سایر سیستمهای سازه‌ای، میزان تغییرات سختی دال به‌طور تقریب به همان اندازه که تغییرات سختی دیوار در جابجا کردن زمان تناوب مد اول

۷- مراجع

- [۱] توافقی جهرمی، علیرضا، بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمانهای پانلی بتنی با سیستم تونلی، پایان نامه دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۹۰
- [۲] ACI, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary, (ACI 318R-05)", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005.
- [۳] ASCE, "Minimum Design Load for Buildings and other Structures", ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, 2005.
- [۴] ATC, "Quantification of Building Seismic Performance Factor", Report No. ATC-63, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2009.
- [۵] Balkaya C, Kalkan E, "Estimation of Fundamental Periods of Shear-Wall Dominant Building Structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 32, No. 7, pp. 985-998, 2003.
- [۶] Balkaya C, Kalkan E, "Nonlinear Seismic Response Evaluation of Tunnel Form Building Structures", Computers & Structures. Vol. 81, pp. 153-165, 2003b.
- [۷] Balkaya C, Kalkan E, "Seismic Vulnerability, Behavior and Design of Tunnel Form Buildings", Engineering Structures. Vol. 26, No.14, pp. 2081-2099, 2004.
- [۸] Cornelissen H. A. W., Hordijk D. A., Reinhardt H. W, "Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normal Weight and Lightweight Concrete", Heron. Vol. 31, No. 2, pp. 45-56, 1986.
- [۹] Eshghi S., Tavafoghi A., "Estimating a Response Modification Factor (R) for Tunnel Form Concrete Building Structures", 14ECEC. Paper ID:704, 2010.
- [۱۰] Goel R.K, Chopra A.K, "Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 4, pp. 426-433, 1998.
- [۱۱] Hordijk, D.A, "Local Approach to Fatigue of Concrete", PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- [۱۲] Kalkan, E, Yuksel, B, "Pros and Cons of RC Tunnel Form (Box-type) Buildings", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 17, No. 3, pp 601-617, 2008.
- [۱۳] Lee L, Chang K, Chun Y, "Experimental Formula for the Fundamental Period of RC Buildings with Shear Wall Dominated Systems", Structural Design of Tall Buildings. Vol. 9, No. 4, pp. 295-307, 2000.
- [۱۴] Tavafoghi, A. and Eshghi, S. (2011), "Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using Applied Technology Council 63", The Structural Design of Tall and Special Buildings, DOI: 10.1002/tal.710, 2011.
- [۱۵] Tavafoghi A., Eshghi S., "Seismic Behavior of Tunnel Form Buildings", 14WCEE. Paper ID:14_05-03-0175, 2008.
- [۱۶] Thorenfeldt E., Tomaszewicz A., and Jensen J. J, "Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design", Symp. Utilization of High-Strength Concrete, Stavanger, Norway, 1987.
- [۱۷] TNO DIANA, "Finite Element Analysis User Manuals, Version 9.2", Delft, The Netherlands, 2007.
- [۱۸] Yuksel B, Kalkan E, "Behavior of Tunnel Form Buildings under Quasi-Static Cyclic Lateral Loading", Structural Engineering & Mechanics, Vol. 27, No. 1, 2007.

۸- زیر نویس

¹ Input-output Modal Identification

² Output only Modal Identification

³ Peak Picking