

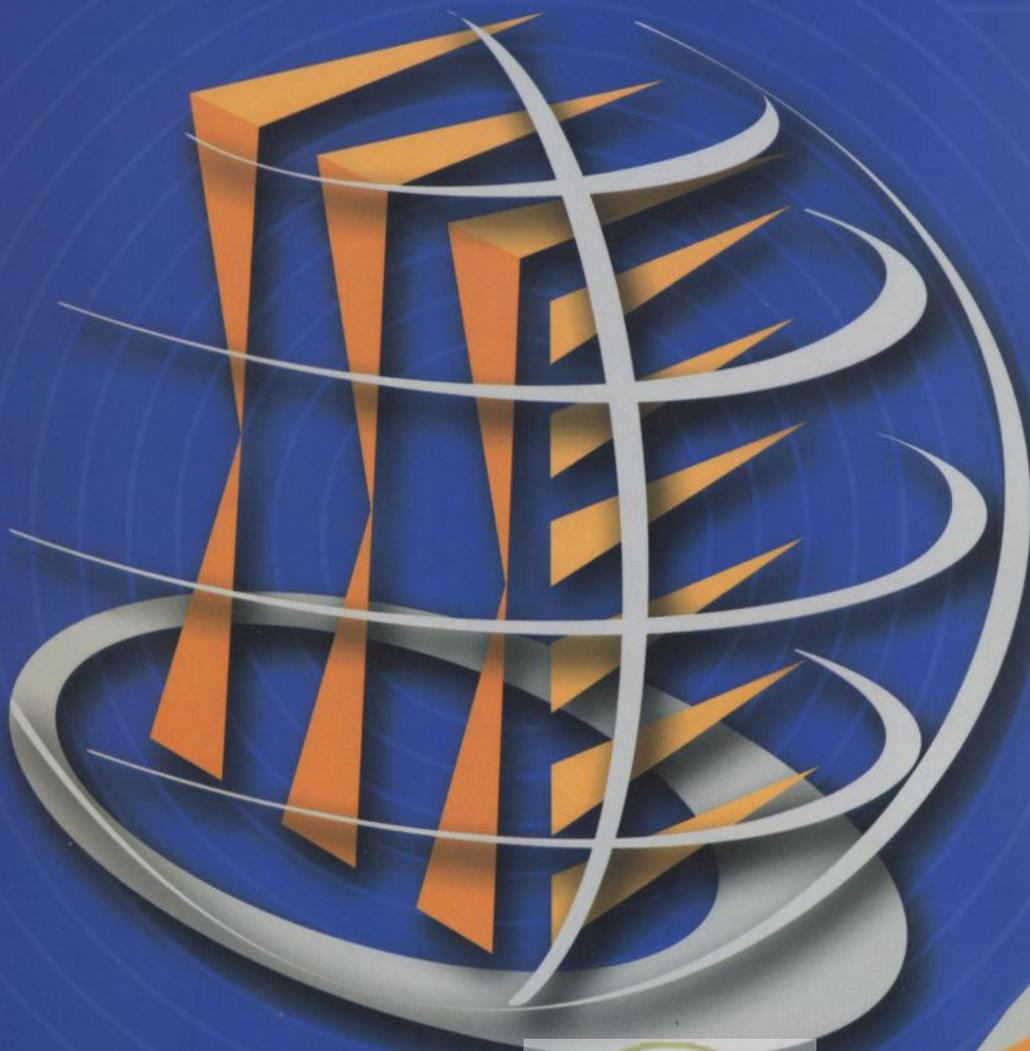


سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

مجموعه مقالات

همایش آشنایی با تکنولوژی‌های نوین بهسازی لرزه‌ای

نشریه شماره ۳۷۱



دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

Nezamfanni.ir

جمهوری اسلامی ایران
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

مجموعه مقالات همایش آشنایی با تکنولوژیهای نوین بهسازی لرزه‌ای

نشریه شماره ۳۷۱

معاونت امور فنی
دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

۱۳۸۵



انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور ۸۵/۰۰/۱۴۳

omoorepeyman.ir

فهرست برگه

همایش آشنایی با تکنولوژیهای نوین بهسازی لرزه‌ای (۱۳۸۵: تهران)

مجموعه مقالات همایش آشنایی با تکنولوژیهای نوین بهسازی لرزه‌ای / معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله. - تهران: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات، ۱۳۸۵.
ص: ۳۶۹. جدول، نمودار، مصور + یک دیسک فشرده (۴/۳) اینچ. - (سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ نشریه شماره ۳۷۱) انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور؛ ۱۳۸۵/۰۰/۱۴۳)

ISBN 964-425-878-9

بعضی مقالات به انگلیسی

زمان برگزاری: ۲۶ و ۲۷ دیماه ۱۳۸۵

کتابنامه

۱. بهگزینی سازه - کنگره‌ها. ۲. سازه - اثر زلزله - کنگره‌ها. ۳. ساختمانها - اثر زلزله - کنگره‌ها. ۴. مقاومت مصالح - کنگره‌ها. الف. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله. ب. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات. ج. عنوان. د. فروست.

۱۳۸۵ ش. ۳۷۱ / س ۲۴ / TA ۳۶۸

ISBN 964-425-878-9

شابک ۹۶۴-۴۲۵-۸۷۸-۹

مجموعه مقالات همایش آشنایی با تکنولوژیهای نوین بهسازی لرزه‌ای

ناشر: سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور اداری، مالی و منابع انسانی، مرکز مدارک علمی، موزه و انتشارات

چاپ اول، ۱۰۰۰ نسخه

قیمت: ۴۰۰۰۰ ریال

تاریخ انتشار: سال ۱۳۸۵

لیتوگرافی: قاسملو

چاپ و صحافی: نیکا

همه حقوق برای ناشر محفوظ است.



omoopeyman.ir

:

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته، مبادرت به تهیه این نشریه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، **از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی، مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:**

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
 - ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
 - ۳- در صورت امکان، متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
 - ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.
- کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، خیابان شیخ بهائی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

۱۹۹۱۷-۴۵۴۸۱ صندوق پستی

nezamfanni.ir



omoorepeyman.ir

:

-
-
-
-
-

()

o o o o o

o



o morepeyman.ir

:

-
-
-
-
-
-
-

ô ô
 ô ô ô ô ô ô

pdf

tec.mporg.ir :



o morepeyman.ir



omoorepeyman.ir

فهرست مقالات

مقایسه به کارگیری سیستمهای مدرن جاذب انرژی در بهسازی لرزه ای ساختمان اسکلت فولادی ۱۲ طبقه ۱
حمید سلطانی محمدی

استفاده از قالب فلزی روفیکس، قالب مهارخاک "داکیبل" و "میله" هلی فیکس "درمقاوم سازی ساختمان ها در ایران..... ۱۵
انوشه آشوری

مقاوم سازی ساختمان های موجود با افزودن سیستم های کنترل لرزه ای و استهلاک انرژی و با استفاده از روش های معمولی تقویت اعضا..... ۳۱
ولی شهبازی

FRICITION DAMPERS: SUITABLE FOR WIDE RANGE OF SEISMIC RETROFIT OF EXISTING STRUCTURES
۳۹.....

ابراهیمی

بهسازی لرزه های قابهای فولادی مهاربندی شده با استفاده از میراگر پائل برشی ۵۵
سیدمهدی زهرایی

استفاده از مهاربند اصطکاکی در بهسازی لرزه ای سازه های شریان های حیاتی و تاسیسات زیربنایی ۶۵
تیمور هنریخش

۷۵.....THE ITALIAN EXPERIENCE IN SEISMIC ISOLATION AND ENERGY DISSIPATION
INFANTI

کنترل کیفیت پوشش تونل ها با استفاده از تست های غیر مخرب ۹۱
مصطفی زمانیان

برآورد مقاومت فشاری بتن بر اساس نتایج آزمایش های غیر مخرب با استفاده از شبکه های عصبی ۱۰۱
علی اکبر مرتضی زاده



۱۰۹..... تکنیک های آزمایش غیرمخرب (NDT) برای سازه های بتنی بهسازی شده با FRP
مهدی- علی عباس زاده

۱۲۳ مقاومت سازی سازه های بتن آرمه با استفاده از مصالح پیش تنیده FRP به روش نصب در نزدیک سطح (NSM)
علی حاجی هاشمی

**INFLUENCE OF FABRIC OVERLAP ON THE ULTIMATE CAPACITY OF PIPES
REHABILITATED WITH FIBER-REINFORCED COMPOSITE**
۱۳۳

فرید طاهری

۱۴۵ روشهای نوین مقاوم سازی لرزه ای
حسن مقدم

۱۶۷ مطالعات بهسازی در مجتمع های صنعتی و تست های مربوطه با تاکید بر آزمایش های غیرمخرب
حسین رجایی

۱۷۵ آزمایشهای مهم و موثر غیرمخرب برای شناسایی سیستم ها و مصالح مجتمع های صنعتی
علیرضا خالو

۱۹۳ ارزیابی و طراحی سازه های فولادی مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای به کمک نرم افزار *REHAB*
مهندس احمد روزبهانی

۲۰۷ بهسازی لرزه ای زمین های سست با استفاده از روش ستون های سنگی
مصطفی زمانیان

۲۱۹ تهیه سامانه اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی
فریبرز سهرابی

۲۲۹ بررسی روش حذف طبقات فوقانی در بهسازی لرزه ای ساختمان های فولادی
فرزانه حامدی

۲۴۳ پارامترهای مؤثر در ارزیابی گزینه های بهسازی لرزه ای ساختمانها
بهنام آزموده



- ۲۵۷ کاربرد شمع - ستون لوله‌ای در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های کوتاه.....
انوش سهادت مهر
- ۲۶۷ مقایسه آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتنی موجود به روش JICA (ژاپن) و دستورالعمل‌های مقاوم‌سازی
عبدالرضا سروقدمقدم
- ۲۸۳ اتصال خورجینی خمشی با شکل‌پذیری معمولی.....
اردشیر دیلمی
- ۲۹۷ اتصال خورجینی خمشی با شکل‌پذیری ویژه.....
اردشیر دیلمی
- ۳۱۱ ارزیابی کاربرد سیستم پانلهای پیش ساخته سبک در تقویت قابهای خمشی فولادی موجود.....
امیرابریشم فروشان اصل
- ۳۱۹ آزمایش طرح بهسازی یک طرفه دیوارهای مصالح بنایی.....
حمیدرضا فرشچی
- ۳۳۱ استفاده از میانقاب‌های مصالح بنایی به عنوان روشی جدید برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی آسیب دیده.....
فرزاد پارسا
- ۳۴۳ روشهای نوین در مقاوم‌سازی لرزه‌ای پلها.....
شروین ملکی
- ۳۵۹ معرفی مهاربندی‌های مقاوم در برابر کمانش، بررسی رفتار لرزه‌ای و کاربرد آنها در مقاوم‌سازی بر اساس مطالعات آزمایشگاهی
محمد قاسم وتر





omoorepeyman.ir

مقایسه به کارگیری سیستمهای مدرن جاذب انرژی در بهسازی لرزه ای ساختمان اسکلت فولادی ۱۲ طبقه

امیر پیمان زندی، کارشناس ارشد راه و ساختمان، مدیر پروژه

حمید سلطانی محمدی، کارشناس ارشد زلزله، مهندس پروژه

Email: info@tazand.com, hsoltanim@yahoo.com مشاور طازند

چکیده

بهسازی ساختمانهای موجود در برابر زلزله با روشهایی متفاوت از روشهای مقاوم سازی سنتی صورت گیرد. استفاده از سیستمهای شکل پذیر یا میراگرهای انرژی رشد شایانی داشته اند. این سیستمها سبب می شوند عملیات اجرایی بهسازی از نظر حجم و زمان به حداقل برسد و علاوه بر کاهش هزینه های اجرایی، سبب می شوند لطمه کمتری به روند بهره برداری از ساختمان وارد شود.

در این مقاله بهسازی یک ساختمان اداری ۱۲ طبقه در مرکز تهران مطالعه شده است در مطالعات آسیب پذیری این ساختمان دارای ضعفهای شدید عملکردی در سطوح خطر مورد نظر ارزیابی شده است. ۴ گزینه برای سیستم لرزه بر ساختمان انتخاب و در زمینه های مختلف مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته اند. گزینه اول مهاربند برون محور (EBF)، گزینه دوم استفاده از دیوار برشی فولادی گزینه سوم به کارگیری میراگرهای ویسکوز و گزینه چهارم استفاده از مهاربندهای کمانش تاب (BRBF) را مطرح می نماید. هر چهار گزینه، سیستمهای مناسبی برای بهسازی لرزه ای ساختمان هستند. این سیستمها دارای شکل پذیری و اتلاف انرژی بالایی بوده و سختی و مقاومت کافی را در هنگام زلزله تأمین می کنند. این گزینه ها از نظر مسائل اجرایی، نظارت و کنترل و مسائل فنی مقایسه گردیده و مزایا و معایب هر یک تشریح شده است. مطالعات بهسازی طبق آئین نامه های بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (Fema356)، و آئین نامه لرزه ای AISC انجام شده است اطلاعات فنی مربوط به میراگیرهای ویسکوز و BRBF به همراه قیمت تهیه و نصب آنها در سازه از شرکت سازنده ایتالیایی اخذ گردیده است. تحلیل سازه به روش دینامیکی غیرخطی با استفاده شتاب نگاشت های ویژه ساختگاه و با استفاده از نرم افزار Ram-Perform صورت پذیرفته است. در پایان مقایسه فنی، اجرایی و اقتصادی این ۴ گزینه صورت پذیرفته و پیشنهادهایی ارائه گردیده است.

واژه های کلیدی: بهسازی لرزه ای، دیوار برشی فولادی، مهاربندی BRBF، مهاربندی برون محور، میراگرهای ویسکوز، تحلیل دینامیکی غیرخطی، طراحی براساس عملکرد.



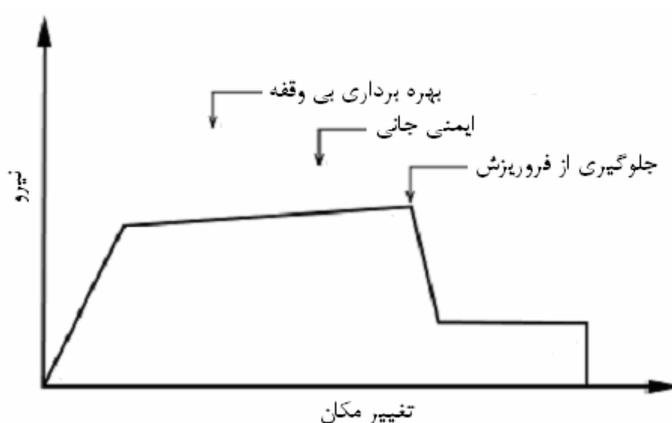
۱- مقدمه

طراحی ساختمانهای لرزه تاب طی سالهای اخیر پیشرفت چشمگیری داشته است. برخورد سنتی با طراحی ساختمانها مبتنی بر تأمین سختی و مقاومت کافی، جای خود را به برخورد مدرن که جذب و اتلاف انرژی در آن نقش تعیین کننده دارد داده است. روشهای نوین با به کارگیری جزئیات مناسب اتلاف کننده انرژی در سازه، مصالح مصرفی در سازه را به نحو قابل توجهی کاهش داده و علاوه بر توجیه اقتصادی مناسب، رفتار سازه و معیارهای فنی آن را بهبود می بخشد. جدول ۱ مقایسه‌ای از سیستمهای لرزه بر مورد استفاده در بهسازی لرزه‌ای را به نمایش می گذارد.

جدول ۱: مقایسه سیستمهای لرزه بر مورد استفاده در بهسازی لرزه‌ای [۵]

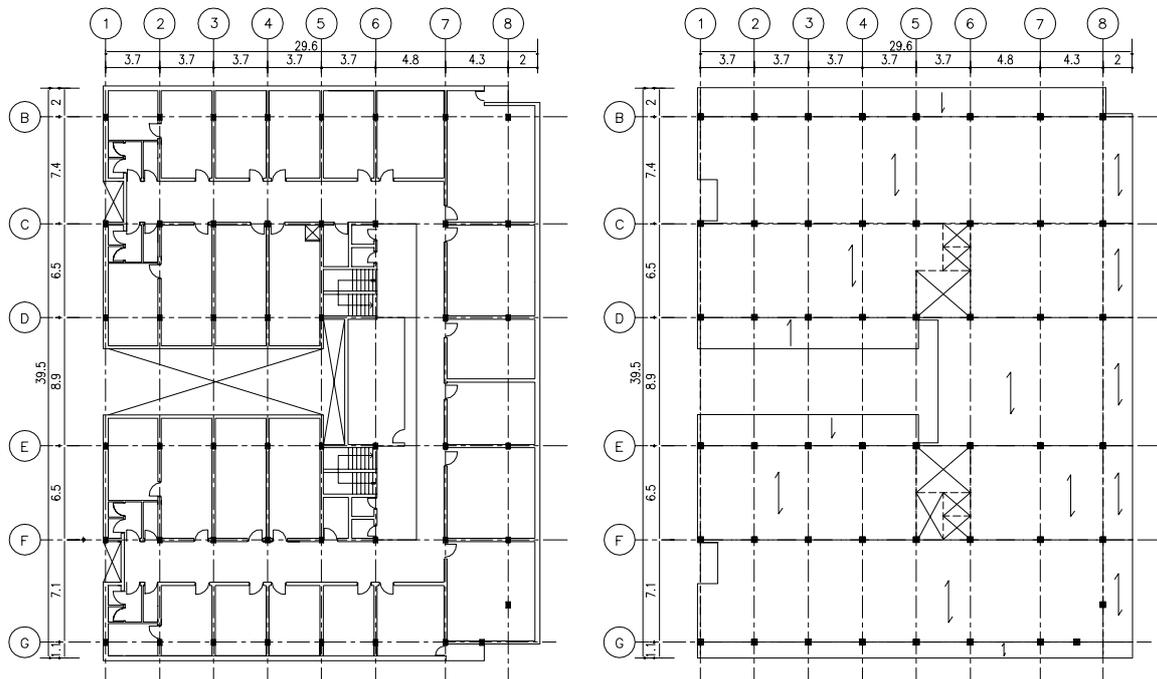
رده	گروه	نام سیستم	مقاومت	جذب انرژی ورودی	کاهش انرژی ورودی	دامنه کاربرد
سیستمهای متعارف	سیستمهای سخت	مهاربند CBF	خوب	متوسط	_____	همه ساختمانها (میان مرتبه و بلند مرتبه در ترکیب باقاب)
		دیواربرش بتنی معمولی	خوب	خوب	_____	
		دیوار برشی بتنی ویژه	خوب	عالی	_____	
		میانقابهای بنایی	ضعیف	ضعیف	_____	ساختمانهای کوتاه مرتبه
		میانقابهای مسلح	متوسط	متوسط	_____	
		مهاربند BRBF	عالی	عالی	_____	ساختمانهای میان مرتبه و بلندمرتبه
	دیوار برشی فلزی	عالی	عالی	_____		
	دیوار برشی کامپوزیت	عالی	عالی	_____		
	سیستمهای نیمه سخت	مهاربند EBF	خوب	خوب	_____	همه ساختمانها
		مهاربند ADAS	خوب	خوب	_____	
سیستمهای نرم	قاب خمشی معمولی فولادی و بتنی	متوسط	متوسط	_____	همه ساختمانها (میان مرتبه و بلند مرتبه در ترکیب با سیستم سخت)	
	قاب خمشی متوسط فولادی و بتنی	متوسط	خوب	_____		
	قاب خمشی ویژه فولادی یا بتنی	متوسط	عالی	_____		
سیستمهای کنترل غیرفعال و فعال	جداسازهای پایه	جداسازهای الاستومریک مسلح	_____	_____	عالی	ساختمانهای کوتاه مرتبه سخت
		جداسازهای دارای میرایی بالا	_____	_____	عالی	
	میراگرها	ویسکوز	_____	_____	عالی	تمام ساختمانها
		اصطکاکی	_____	_____	عالی	
		فلزی (هیسترتیک)	_____	_____	خوب	
		فلزی - پلی مری	_____	_____	عالی	
	جرم‌های تنظیم کننده	جرم های سخت (TMD)	_____	_____	_____	ساختمانهای بلندمرتبه
		جرم های موج (LMD)	_____	_____	_____	
	سیستمهای کنترل فعال	مهاربند فعال	_____	خوب	_____	انواع ساختمانهای ویژه
		جرم تنظیم کننده فعال (AMD)	_____	_____	خوب	
سختی و میرایی متغیر		_____	_____	_____		

به موازات پیشرفت سیستمهای لرزه بر، روشهای طراحی و تحلیل پیشرفت قابل ملاحظه‌ای داشته‌اند. این روشها رفتار مصالح و اعضا را با دقت بالایی مدل سازی می کنند و اثرات زلزله به صورت واقعی تری به سازه اعمال می شود. این روشها راه را برای بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود هموار نموده‌اند. بهسازی لرزه ای سازه ها با روشهای سنتی اغلب منجر به ارائه طرحهای غیراقتصادی و غیراجرایی می گردد، در حالی که با اعمال روشهای جدید از حجم عملیات اجرایی کاسته و طرحهای بهسازی از توجیه اقتصادی برخوردار می گردد این روشها در دستورالعمل و آئین نامه های موجود مانند FEMA356 , ATC40 مورد استفاده قرار گرفته‌اند در این حالت تحلیل سازه ها عمدتاً به روش غیر خطی انجام می شود که شامل تحلیل های استاتیکی بار افزون (Push Over) و تحلیل های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی (Nonlinear Time History) می باشد. پس از انجام تحلیل ها، کنترل اعضا با توجه به معیارهای پذیرش غیرخطی انجام می شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن مشخصات غیرخطی مصالح و هندسه، مدل سازه ای با الگوهای نیرویی قابل انتظار در زلزله، بارگذاری می شود. این بارگذاری به صورت مرحله به مرحله و افزایشی انجام می شود. با افزایش بارگذاری، رفتار سازه وارد محدوده غیرخطی می شود در این حالت منحنی برش پایه ساختمان نسبت به تغییر مکان نقطه کنترلی (معمولاً مرکز جرم تراز بام) یک نمودار غیرخطی است این منحنی نمایانگر ظرفیت سازه است و با منحنی طیف طرح زلزله که نمایانگر حداکثر نیروهای وارده در تراز طراحی زلزله با توجه به ویژگیهای ساختگاه است مقایسه و نقطه تقاطع نشان دهنده حداکثر برش پایه و تغییر مکان مورد انتظار تحت اثر زلزله طراحی می باشد. در این نقطه عملکرد اعضا بررسی و معیارهای پذیرش آنها کنترل می گردد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی با اعمال شتاب نگاشت های طراحی که متناسب با ساختگاه و تراز زلزله طرح انتخاب شده است در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در اعضا و اتصالات، عملکرد اعضا در پایان تاریخچه زمانی زلزله بررسی و معیار پذیرش آنها کنترل می گردد. شکل های ۱ و ۲ کلیات روشهای تحلیل و کنترل اعضا را نشان می دهند.



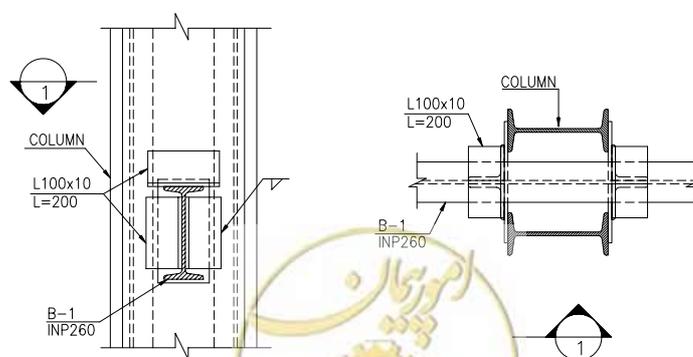
شکل ۱: معیار پذیرش اعضا بر اساس رفتار نیرو-تغییر مکان [۱۰]





شکل ۴: پلان معماری و سازه ای ساختمان [۵]

این ساختمان دارای اسکلت فلزی می باشد. قابهای باربر ثقیل در جهت عرضی ساختمان قرار دارند و تیرهای یکسره از مقطع تک از INP260 از داخل ستون دابل عبور کرده اند ساختمان در جهت طولی ساختمان فاقد کش می باشد در این راستا سقف تیرچه بلوک بین قابهای باربر قرار می گیرد. ساختمان فاقد سیستم باربر جانبی کار آمد می باشد. شکل ۵ بخشی از جزئیات سازه ای موجود ساختمان را نشان می دهد. سختی و مقاومت سازه برای تحمل نیروهای جانبی (مانند باد) به واسطه اتصالات نیمه گیردار تیر به ستون و میانقابهای بنایی تأمین شده است. در مرحله مطالعات آسیب پذیری، بررسیهای دقیقی روی رفتار سازه با اعمال تمام عوامل موثر موجود انجام شد و ضعفهای شدید عملکردی سازه در سطوح مختلف زلزله حتی زلزله های کوچک به اثبات رسید بنابراین ارائه طرح بهسازی برای این ساختمان مورد مطالعه قرار گرفت.



شکل ۵: جزئیات عمومی اتصالات [۵]

برای تعیین بارگذاری زلزله در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مطالعات تفصیلی تحلیل خطر ساختگاه انجام شده است و طیف طرح به دست آمده در جدول ۲ و شتاب نگاشتهای ویژه ساختگاه در جدول ۳ آمده‌اند.

جدول ۲: طیف مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیرخطی [۵]

روابط طیفی	بیشینه شتاب موثر (EPA)	سطح خطر زلزله	ردیف
$S_a=0.43+5.8T$ $S_a=1.16$ $S_a=0.6/T$	$T<0.125$ $0.125<T<0.6$ $T>0.5$	بزرگترین زلزله ممکن (DBE-1)	۱
$S_a=0.18+2.56T$ $S_a=0.5$ $S_a=0.25/T$	$T<0.125$ $0.125<T<0.5$ $T>0.5$	زلزله خفیف با دوره بازگشت ۷۵ ساله (DBE-2)	۲
$S_a=0.337+4.66T$ $S_a=0.92$ $S_a=0.46/T$	$T<0.125$ $0.125<T<0.5$ $T>0.5$	زلزله متوسط با دوره بازگشت ۲۰۰ ساله (DBE-3)	۳

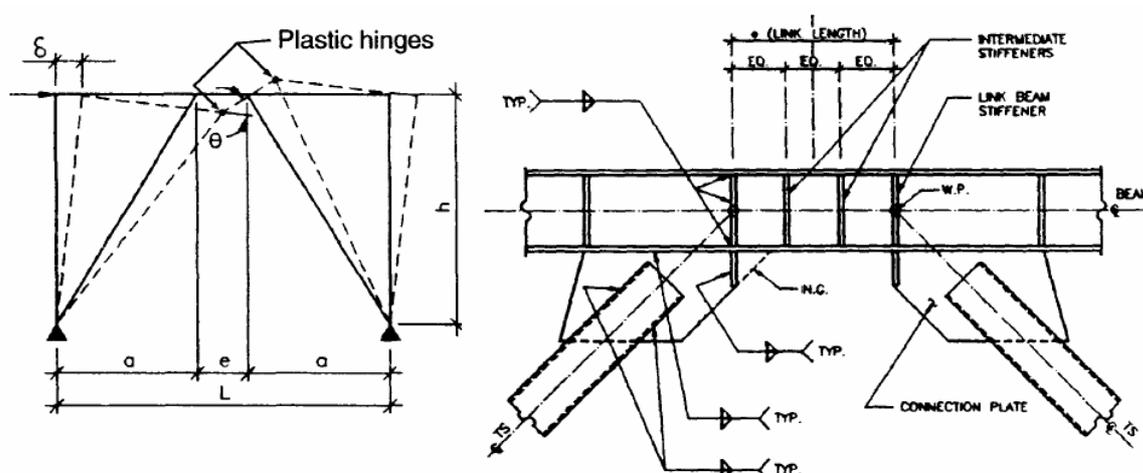
جدول ۳: شتاب نگاشتهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی [۵]

شتابنگاشت	ایستگاه ثبت موقعیت/تاریخ	بیشینه شتاب (g) قبل از مقیاس شدن	بیشینه شتاب پس از مقیاس شدن	
			(DBE-2)	(DBE-1)
LCN000-AT2	24 Luceme	0.785	0.24	0.56
LCN275-AT2	Landers- 1992	0.721	0.24	0.56
IZT090-AT2	Izmit	0.220	0.24	0.56
IZT180-AT2	Kocaeli- 1999	0.152	0.24	0.56
SSF115-AT2	San Francisco	0.056	0.24	0.56
SSF205-AT2	Loma Prieta- 1989	0.105	0.24	0.56

۳- سیستم‌های بهسازی مورد استفاده

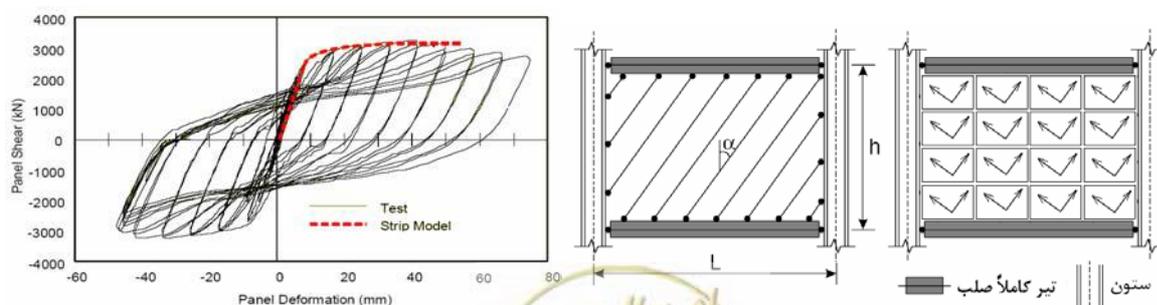
در طرح بهسازی از ۴ گزینه استفاده شده است. گزینه اول استفاده از مهاربندهای برون محور (EBF) می‌باشد. رفتار این سیستم مبتنی بر اتلاف انرژی در تیر همبند است که برای حصول به رفتار پلاستیک امکان کماتش‌های موضعی و شکست‌های ترد در طراحی از آن سلب شده است. با بررسی‌های آزمایشگاهی انجام شده طی سالهای گذشته، مشخص شده است رفتار مطلوب تیر همبند، جاری شدن این تیر در برش می‌باشد که با رعایت تناسبات هندسی سعی شده این رفتار برای تمام مهاربندهای طرح تضمین گردد. شکل ۶ رفتار و جزئیات سیستم EBF را نشان می‌دهد.





شکل ۶: رفتار و جزئیات مهاربندی برون محور [۱۱]

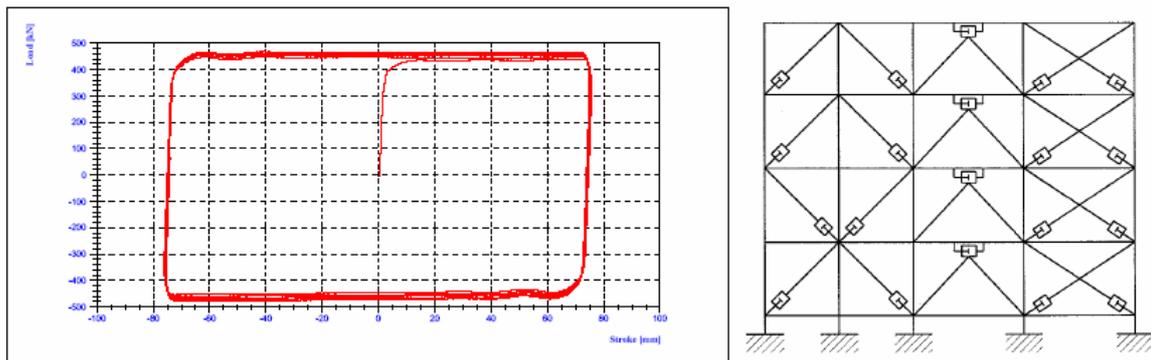
گزینه دوم استفاده از دیوار برشی فولادی در ساختمان می‌باشد. در این دیوارها ورقهای فولادی به صورت پانلهایی بزرگ بین تیرها و ستونها قرار گرفته و به آنها متصل می‌شوند. رفتار این سیستم مانند یک تیر ورق عظیم طره‌ای است. جان تیر ورق، پانلهای فولادی مورد استفاده در سیستم، بال این تیر ورقها، ستونهای ساختمان و سخت‌کننده‌های جان دیوار برشی طبقات هستند، با اعمال بار جانبی در راستای تنشهای قطری فشاری، باکمانش قطری ورق جان، نیروی قابل ملاحظه‌ای از این طریق انتقال نیافته و انتقال نیروها محدود به میدان کششی جان می‌شود. برای تحلیل دیوار برشی فولادی می‌توان از المانهای پوسته‌ای Anisotropic که دارای سختی کم در راستای کمانش ورقها هستند استفاده کرد. روش تحلیل دیوار برشی فولادی طبق آئین‌نامه لرزه‌ای AISC و Fema450، روش نواری^۱ می‌باشد که از فرمول‌بندی ساده‌ای برخوردار و قابلیت استفاده در تحلیلهای غیرخطی با نرم‌افزارهای موجود را دارد. در این روش جان دیوار برشی به صورت المانهای نواری در راستای میدان کششی مدل می‌شود. شکل ۷ رفتار و مدلسازی دیوار برشی فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۷: مدل پوسته Anisotropic و مدل نواری [۱۱] [۶] و مقایسه رفتار آزمایشگاهی با نتایج مدل نواری [۴]

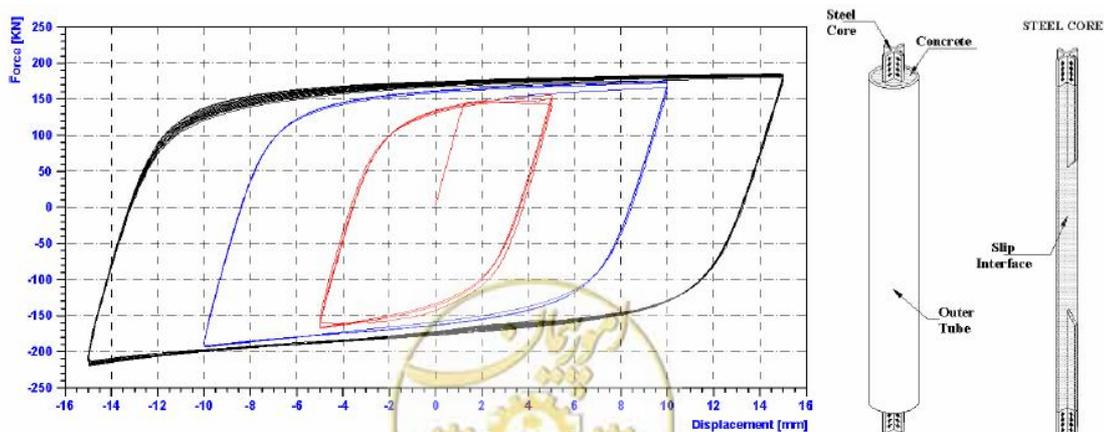
^۱ Strip Method

گزینه سوم به کارگیری میراگرهای ویسکوز در ساختمان می‌باشد. مکانیزم اتلاف انرژی در این سیستم، انرژی تلف شده در حین حرکت یک سیال لزج از یک مجرای باریک می‌باشد برخلاف میراگرهای ویسکوز کلاسی که در آنها در نیروی میراگر ارتباط مستقیم با سرعت آن دارد، میراگرهای ویسکوز لرزه‌ای دارای رابطه غیرخطی مطابق فرمول $F = CV^\alpha$ هستند که α یک عدد نزدیک به صفر ($\alpha < 0.2$) است. به این ترتیب نیروی میراگر در محدوده نسبتاً بزرگی از سرعت دارای مقداری نسبتاً ثابت از اتلاف انرژی است که باعث اتلاف مطلوب انرژی می‌شود. شکل ۸ رفتار و نحوه بکارگیری این میراگرها را نشان می‌دهند.



شکل ۸: رفتار نیرو-تغییر مکان میراگرهای ویسکوز و نحوه بکارگیری آنها در سازه [۱۲]

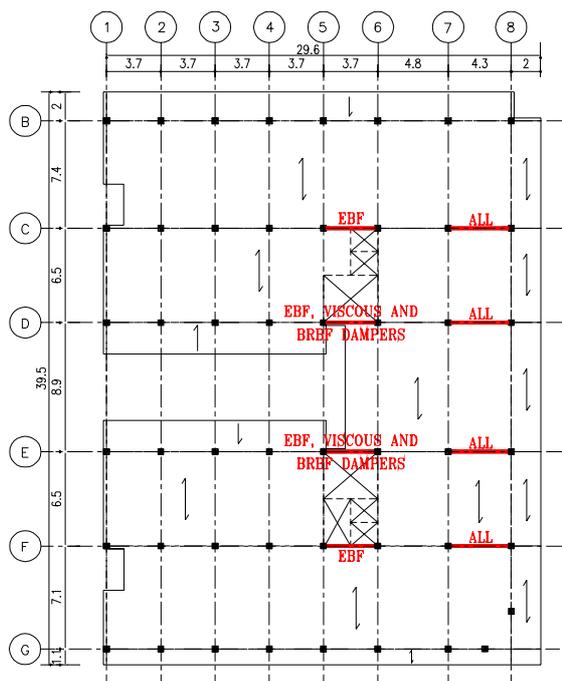
گزینه چهارم استفاده از مهاربندهای کمانش تاب (BRBF) می‌باشد. این مهاربندها همانند مهاربندهای هم محور در ساختمان نصب می‌شوند با اعمال جزئیات مناسب در اعضای مهاربندی از کمانش آنها جلوگیری می‌شود. به این ترتیب رفتار مهاربند در بارگذاری دوره‌ای زلزله به نحو قابل ملاحظه‌ای بهبود می‌یابد. اتلاف انرژی بسیار بالاتری نسبت به مهاربندهای هم محور متعارف تحت نیروهای یکسان قابل حصول می‌باشد. اعضای بادبندی از مقاطع ظرفی مانند تسمه هستند که در یک غلاف قرار گرفته‌اند. این جزئیات می‌تواند در تمام طول عضو به کار رود یا در بخشی از عضو اجرا و در بخشهای دیگر از مقاطع معمولی استفاده شود. جزئیات و رفتار این سیستم در شکل ۹ آمده است.



شکل ۹: رفتار و جزئیات مهاربندی BRBF [۱۲]

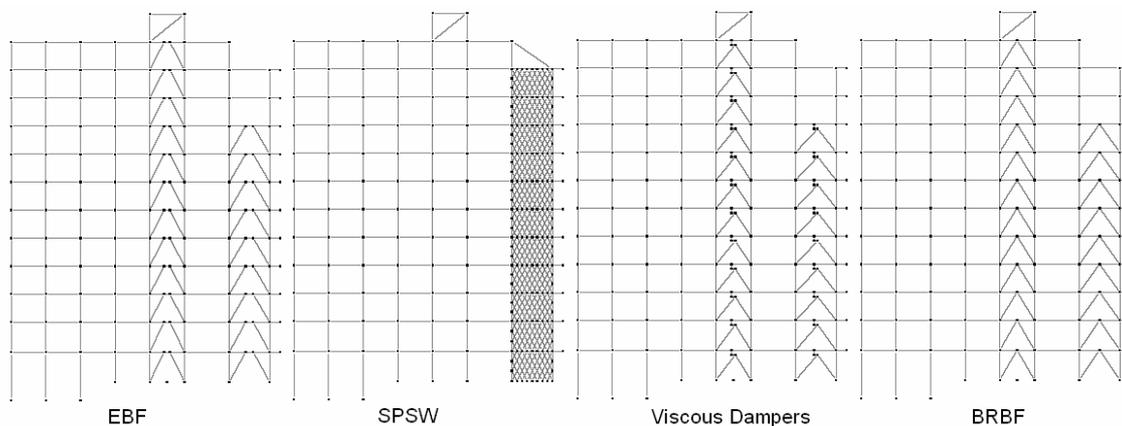
۴- ارزیابی سیستمها از نظر فنی و اقتصادی

سیستمهای معرفی شده در بخش قبل در طرح بهسازی ساختمان مورد بحث مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. شکل ۱۰ کاربرد این سیستمها در راستای عرضی را در پلان ساختمان نشان می‌دهد. دیوار برشی فولادی با توجه به سختی و مقاومت بالا در چهار دهانه، مهاربند برون محور در هشت دهانه و سیستمهای میراگر ویسکوز و مهاربندی BRBF در شش دهانه مورد استفاده واقع شده‌اند.

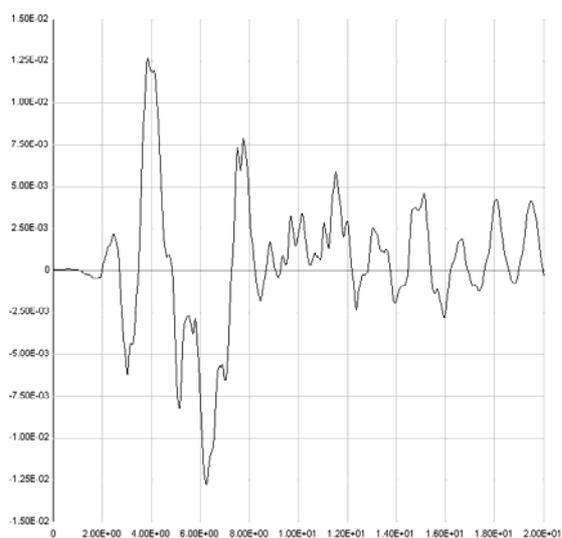


شکل ۱۰: کاربرد سیستمهای مختلف در راستای عرضی سازه [۵]

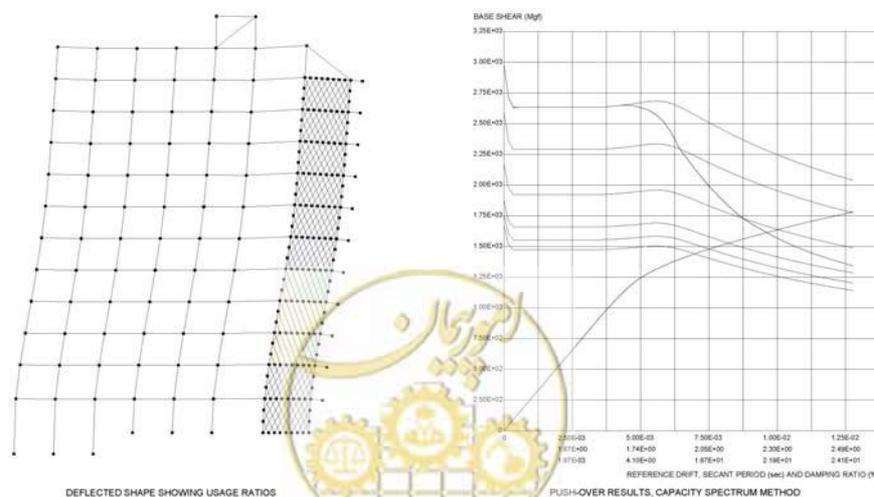
مدل سه بعدی از ساختمان در نرم‌افزار Ram- Perform 3d تهیه شده است. نمای مدلها در شکل ۱۱ آمده است. تحلیلهای استاتیکی غیرخطی (Push Over) و دینامیکی غیرخطی روی مدلها انجام شده است. برای سیستم میراگر ویسکوز با توجه به ماهیت رفتاری آن (ارتباط نیرو با سرعت) تنها تحلیل دینامیکی قابل انجام می‌باشد. نکته مشترک بین مدلها، بخشی از سازه است که در آن اتلاف انرژی صورت می‌گیرد. این بخش شامل تیرهای همبند سیستم مهاربند برون محور، پانلهای جان دیوار برشی فولادی، میراگرها در سیستم میراگر ویسکوز، و بادبندهای در سیستم مهاربندی BRBF می‌باشند. این اعضا طبق آئین‌نامه Fema356 کنترل شونده توسط تغییر مکان هستند و رفتار آنها به صورت رابطه غیرخطی نیرو- تغییر مکان مدل شده‌است این اجزا پس از تحلیل با معیارهای پذیرش اعضای کنترل شونده توسط تغییر مکان کنترل می‌شوند سایر اجزا مانند ستونها، فونداسیون و ... به صورت خطی مدل می‌شوند و کنترل شونده توسط تغییر نیرو هستند. جدول ۴ میرایی‌های موثر به دست آمده برای هر یک از گزینه‌ها در تحلیلهای مختلف را نشان می‌دهد که معرف میزان موثر بودن هر یک از این راه‌حلها در اتلاف انرژی زلزله است.



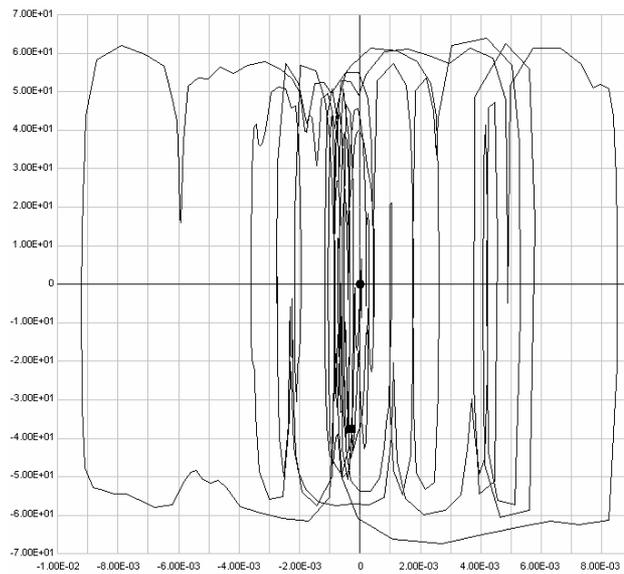
شکل ۱۱: نمای مدل سازه ای سیستمهای مختلف [۵]



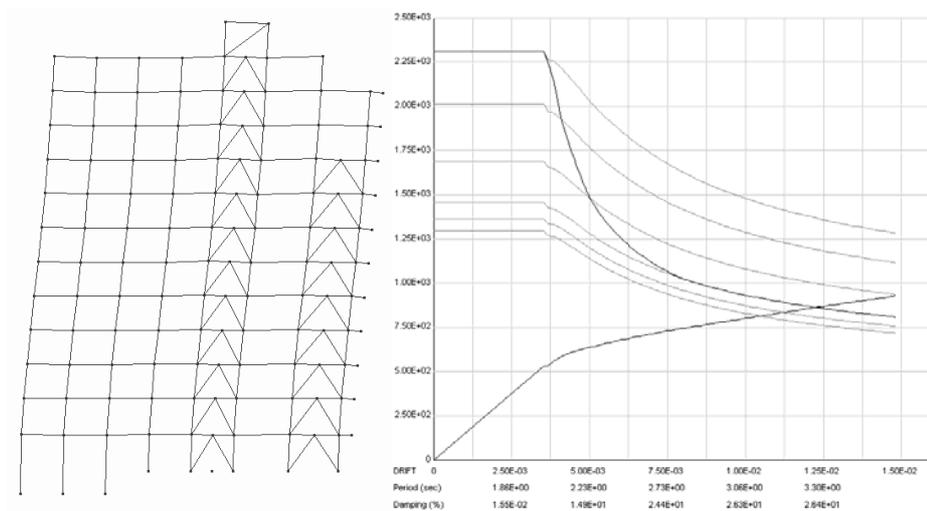
شکل ۱۲: منحنی تغییر مکان نسبی طبقه اول در مدل EBF تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی (رکورد Izmit) [۵]



شکل ۱۳: رفتار سیستم دیوار برشی فولادی تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی الگوی بارگذاری مودال [۵]



شکل ۱۴: رفتار نیرو-تغییر مکان یکی از میراگرهای ویسکوز طبقه اول تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی (رکورد Izmit) [۵]



شکل ۱۵: رفتار سیستم مهاربندی BRBF تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی الگوی بارگذاری مودال [۵]

جدول ۴- میرایی سیستمهای مختلف [۵]

مهاربند کمانش تاب (BRBF)	میراگرهای ویسکوز Viscous) (Dampers	دیوار برشی فولادی (SPSW)	مهار بند برون محور (EBF)	سیستم تحلیل
٪۲۹	—	٪۲۲	٪۲۶	استاتیکی غیر خطی الگوی مودال
٪۲۵	—	٪۱۸	٪۲۳	استاتیکی غیر خطی الگوی یکنواخت
٪۳۷	٪۴۱	٪۳۰	٪۳۵	دینامیکی غیر خطی رکورد Landers
٪۵۷	٪۶۴	٪۴۷	٪۵۰	دینامیکی غیر خطی رکورد Izmit
٪۴۹	٪۵۳	٪۴۱	٪۴۳	دینامیکی غیر خطی رکورد San Francisco

طبق نتایج حاصله میراگرهای ویسکوز به طور متوسط بیشترین میرایی را ایجاد کرده‌اند. این نتیجه به علت ماهیت رفتار میراگرهای ویسکوز می‌باشد که نسبت به گزینه‌های دیگر سختی کمتری دارد و نیروهای آن متناسب با سرعت نسبی حاصل از زلزله است و تحت اثر شتاب نگاشتهای شدیدتر نیروی بازدارنده و میرایی آنها به نحو موثری افزایش می‌یابد. در صورتی که سه گزینه دیگر دارای تناسب نیرو- تغییر مکان هستند و سختی بیشتری دارند که موجب می‌شود سیستم نیروی بیشتری را در زلزله تجربه کند. کمترین جذب انرژی مربوط به سیستم دیوار برشی فولادی است. علت پایین بودن میرایی این سیستم مقاومت بالای آن حتی با در نظر گرفتن حداقل ابعاد اجرایی می‌باشد (ضخامت ۶ میلیمتر و جنس ST33 برای پانلهای دیوار) به همین دلیل استفاده از این سیستم تنها در ساختمانهای بلند و سنگین و به تعداد کم توصیه می‌شود. شکل‌های ۱۲ الی ۱۵ نتایج تحلیل و طراحی نمونه را نشان می‌دهند.

به تناسب کاهش میرایی سیستمها نیروهای ناشی از زلزله افزایش می‌یابد و مقاطع سنگین‌تری برای تقویت ستون و فونداسیون مورد نیاز می‌باشد. در مرحله بعد مقایسه اقتصادی چهار گزینه انجام شده است. این هزینه‌ها برای مقایسه به سه قسمت تقسیم می‌شود. بخش اول هزینه‌های مربوط به اجزای میراکننده انرژی است. این هزینه برای میراگرهای ویسکوز و BRBF از سازنده ایتالیایی [۱۲] اخذ شده است. بخش دوم تقویت سازه موجود (ستون، فونداسیون و ...) براساس سیستم انتخابی است و بخش سوم هزینه‌های مشترک بین گزینه (مانند تقویت دیافراگمها، دیوارها، اجزای غیرسازه‌ای و هزینه‌های تأسیساتی) می‌باشد مقایسه هزینه‌های گزینه‌های مختلف برای بهسازی ساختمان در جهت عرضی در جدول ۵ آمده است.

جدول ۵- مقایسه هزینه‌های سیستمهای مختلف (میلیون ریال) [۵]

سیستم	هزینه سیستم میراکننده	هزینه تقویت سازه موجود	مجموع
مهارندهای برون محور (EBF)	۱۵۰۰	۵۰۰۰	۶۵۰۰
دیوار برشی فولادی (SPSW)	۱۰۰۰	۴۰۰۰	۵۰۰۰
میراگرهای ویسکوز (Viscous Dampers)	۷۰۰۰	۳۰۰۰	۱۰۰۰۰
مهارنده کمانش تاب (BRBF)	۲۵۰۰	۳۵۰۰	۶۰۰۰

نکات قابل ذکر در مورد مقایسه گزینه‌ها به شرح زیر هستند:

- هزینه تقویت سازه موجود در سیستم EBF از سایر گزینه‌ها بیشتر است علت این امر تعداد زیاد دهانه‌های این سیستم (۹ دهانه در مقایسه با ۶ و ۴ دهانه) نسبت به سیستمهای دیگر است. این سیستم به سبب حجم عملیات اجرایی و مسائل معماری روش مناسبی برای بهسازی این ساختمان نمی‌باشد.

- کمترین هزینه تقویت سازه مربوط به میراگرهای ویسکوز می‌باشد که علی‌رغم استفاده در ۶ دهانه در مقایسه با ۴ دهانه دیوار برشی فولادی، در این گزینه به سبب میرایی قابل توجه و کاهش نیروهای زلزله، حجم تقویت‌های کاهش موثری داشته است. لیکن قیمت بسیار بالای این میراگرها سبب شده است علی‌رغم سهولت اجرا، کاهش تقویت‌های سازه‌ای و رفتار بسیار مناسب فاقد توجه اقتصادی جهت انتخاب باشند.



- هر چند میراگرهای BRBF و ویسکوز از یک شرکت استعلام قیمت شده‌اند. میراگرهای BRBF بسیار ارزاتر از میراگرهای ویسکوز هستند. این سیستم از نظر سهولت اجرا همانند میراگرهای ویسکوز مناسب می‌باشد و معیارهای فنی را نیز تا حدود مشابهی تأمین می‌کند، ضمناً تکنولوژی ساخت آنها نسبتاً ساده است و در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی می‌توان رفتار آنها را بررسی کرد.
- انتخاب نهایی با مطالعه دقیق مزایا و معایب سیستمهای دیوار برشی فولادی و مهاربندهای کمانش تاب (BRBF) انجام می‌شود. مزایای دیوار برشی فولادی، تعداد دهانه‌های کمتر (۴ در مقایسه با ۶) و قیمت پایین‌تر می‌باشد همچنین اجرای سیستم به طور کامل در کشور انجام می‌شود لیکن حجم تقویت‌های سازه‌ای بسیار بالا است. بطوریکه در طبقات پایین از فولاد ST52 با ضخامت ۴۰ و ۵۰ میلیمتر استفاده می‌شود که به لحاظ وزن زیاد، حمل و نصب قطعات و اجرای اتصالات دشواریهای اجرایی زیادی در پی دارد. همچنین تهیه آنها احتمالاً از خارج از کشور می‌باشد و همانند میراگرهای ویسکوز هزینه‌های ارزی دارد. تنوع فولاد مصرفی با توجه به حساسیت رفتار سیستم، توجه خاصی را در مرحله نظارت بر اجرا طلب می‌کند. از سه تیپ فولاد ST52, ST37, ST33 در سیستم دیوار برشی فولادی استفاده شده است.
- استفاده از مهاربندهای BRBF هزینه بالاتری نسبت به دیوار برشی فولادی دارد و در دهانه‌های بیشتری اجرا می‌شود که سبب زیاد شدن جبهه‌های کاری می‌گردد. لیکن مزایای عمده‌ای نسبت به دیوار برشی فولادی دارد. حجم تقویت‌های ستونها در این طرح بسیار کمتر از طرح دیوار برشی فولادی می‌باشد. ورقهای مصرفی از جنس ST-37 می‌باشند و علاوه بر این وزن کمتری دارند و سهولت حمل و نصب قطعات در این طرح بهتر است. تقویت فونداسیون به خصوص آرماتوربندی در این طرح دارای حجم عملیاتی کمتر و سرعت اجرایی بالاتر است. تلورانسهای اجرایی برای عناصر مهاربندی بیشتر از پانلهای دیوار برشی فولادی است که مزیت عمده‌ای در اجرا تلقی می‌گردد. جزء میراگر در این طرح در یک کارخانه مجهز تولید و کنترل کیفیت می‌شود و رفتار مناسب آن در زلزله تضمین شده است. با توجهی به موانعی که اجرای طرح مقاوم‌سازی برای بهره‌برداری از ساختمان به وجود می‌آورد. سرعت و سهولت اجرا نقش تعیین کننده‌ای را دارا می‌باشد به طوریکه با کاهش زمان اجرا، هزینه‌های ناشی از مشکلات بهره‌برداری کاهش می‌یابد که می‌بایستی در هزینه‌های کلی پروژه منظور گردد.
- با توجه به نکات فوق طرح پیشنهادی برای بهسازی ساختمان مهاربندهای کمانش تاب BRBF در نظر گرفته شد. اضافه هزینه این سیستم نسبت به دیوار برشی فولادی با توجه رفتار مطلوب، سرعت و سهولت اجرا و کاهش هزینه‌های جانبی با بررسیهای دقیق به عمل آمده قابل توجیه می‌باشد.

۵- نتیجه گیری

در این مقاله استفاده از چهار گزینه مختلف در طرح بهسازی یک ساختمان فولادی ۱۲ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. همه این گزینه‌ها جزء سیستمهای مدرن جاذب انرژی به حساب می‌آیند و دارای رفتار مطلوبی در هنگام زلزله می‌باشند. استفاده از سیستمهای مدرن جاذب انرژی سبب می‌شود که نیروهای اعمالی به سازه کاهش و از حجم عملیات اجرایی به نحو مطلوبی کاسته شود.



مقایسه‌های به عمل آمده نشان دهنده تفاوت‌های قابل توجهی از نظر ارضا معیارهای فنی، اقتصادی و اجرایی می‌باشند. سیستم انتخابی یعنی مهاربندهای BRBF از میراگرهای ویسکوز بسیار ارزاتر است هر چند میراگرهای ویسکوز قوی‌ترین گزینه از نظر فنی می‌باشد. سیستم BRBF دارای جذب انرژی بالاتری نسبت به دیوار برشی فولادی و مهاربندهای برون محور به خصوص با توجه به هندسه و مشخصات ساختمان مورد مطالعه می‌باشد.

مراجع

- 1- Astaneh – Asl, A “Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls” , Steel Tips , Structural Steel Educational Council, 2001.
- 2- CISC, Limit States Design of Steel Structures, 1992.
- 3- AISC, ASD/LRFD Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2005 (Draft Copy).
- 4- FEMA 450 – NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, 2003.
- ۵- گزارش‌های طرح بهسازی ساختمان مرکزی دوم، مهندسین مشاور طازند، ۱۳۸۴.
- 6- Rezai M, Ventura C.E., Prion H. “Simplified and Detailed Finite Element Models of Steel Plate Shear Walls”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- ۷- صبوری، سعید، مقدمه ای بر دیوارهای برشی فولادی، نشر انگیزه، ۱۳۸۰.
- 8- FEMA 356 – Prestandard & Commentary for the Rehabilitation of Buildings, ASCE, 2000
- 9- Vian D, Bruneau M. “Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- 10- Naeim F. “Seismic Design Handbook”, 2000
- 11- Becker R., Ishler M. “Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames”, Steel Tips, Structural Steel Educational Council, 1996
- 12- FIP Industrials Products Brochure, 2004



استفاده از قالب فلزی روفیکس، قلاب مهارخاک " داکبیل " و میله " هلی فیکس " در مقاوم سازی ساختمان ها در ایران

مهندس انوشه آشوری
anooshehashoori@gmail.com

شرکت تکنوخلاق
www.techno-khallagh.com

چکیده:

در این مقاله چند روش برای مقاوم سازی ساختمان های موجود در ایران با استفاده از فن آوری های جدید معرفی می گردد. انتخاب این روش ها با در نظر گرفتن نکات زیر انجام گرفته است.

۱- سادگی در اجرا: با توجه به تعداد انبوه بناهای ضعیف در برابر زلزله، انتخاب روش های پیچیده به سختی خواهد توانست راه را برای مقاوم سازی در مدتی کوتاه هموار نماید. هشدارهای کارشناسان حاکی از آن است که وقوع زلزله در مناطق پرجمعیت می تواند چرخه زندگی را در سراسر کشور تحت تأثیر قرار دهد. با توجه به زلزله خیز بودن اغلب مناطق ایران، سرعت در مقاوم سازی ساختمان های موجود اولین شرط است. بنابراین روش های اجرایی در عین کارایی باید به اندازه ای ساده باشند که صاحبان ساختمان های ضعیف خود نیز قادر به انجام آن باشند. این نیاز مخصوصاً در مناطق روستایی که دسترسی به نیروی متخصص به سختی میسر است بیشتر می باشد.

۲- نیاز به حداقل هزینه: میزان ضعف در ساختمان های موجود ایران متفاوت است. با دسته بندی این بناها می توان مناسب ترین روش را برای افزایش مقاومت آنها برگزید. تنها وجه مشترک همه این روش ها، نیاز به حداقل هزینه برای اجرای آنها است زیرا اکثر اشخاصی که در این گونه بناها زندگی می کنند دارای بنیه مالی ضعیفی بوده و قادر به انجام روش های پرهزینه نمی باشند.

۳- کارایی: نکات فوق الذکر نباید به قیمت قربانی کردن کیفیت تمام شود. کلیه روش ها باید علاوه بر سادگی و ارزانی قادر باشند که هنگام وقوع زلزله، یا پایداری ساختمان را بصورت مطلوبی حفظ کنند و یا اینکه زمان کافی برای فرار ایمن ساکنین از داخل آن را فراهم سازند.

در این مقاله، توضیحاتی درباره قالب فلزی روفیکس، میله هلی فیکس و قلاب مهارداکبیل و روش های استفاده از آنها ارائه می شود لیکن بعلاوه محدود بودن فضا، این مقاله صرفاً در حد معرفی آنها بوده و اطلاعات بیشتر را می توان از دفتر مرکزی شرکت تکنوخلاق

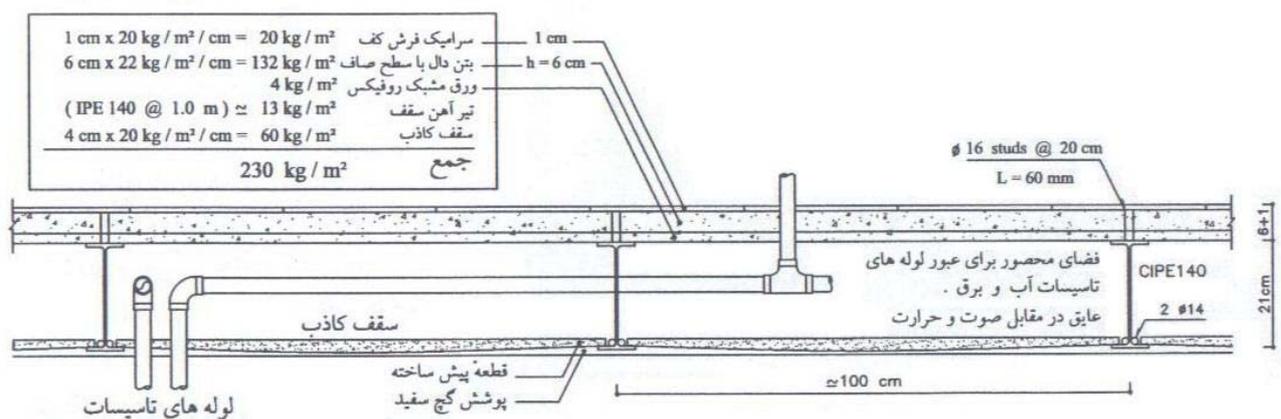


دریافت کرد. آدرس وبسایت‌های مربوطه نیز برای روش‌های فوق ارائه گشته و علاقمندان برای آشنایی بیشتر می‌توانند به آنها مراجعه نمایند.

واژه‌های کلیدی: روفیکس - هلی‌فیکس - داکبیل - مقاوم‌سازی - زلزله

مقدمه:

پس از معرفی قالب فلزی روفیکس در اولین جشنواره ساختمان و موفقیت آن در کسب نشان طلا، کاربرد این محصول ساختمانی در زمینه‌های مختلف ساخت و ساز، سبزی سعودی را طی کرده است (برای کسب آشنایی بیشتر با قالب روفیکس لطفاً از وبسایت شرکت تکنوخلای بازدید فرمایید). بیشترین کاربرد روفیکس در ایران در زمینه اجرای سقف‌های مرکب و دیوارهای یکپارچه بتنی بوده است. یکی از دلایل روی آوردن مهندسين به سمت این تکنولوژی و جایگزین کردن سقف‌های تیرچه بلوک با این روش علاوه بر سرعت و سهولت اجرا، کاهش چشمگیر وزن سقف‌ها و تأثیر آن در بهبود رفتار دینامیکی سازه در مقابل نیروهای ناشی از زلزله می‌باشد. در تحقیق مشترکی که توسط مرکز مطالعات زلزله تهران (CEST) و آژانس همکاری‌های بین‌المللی ژاپن (JICA) درباره وضعیت ساختمان‌های موجود در تهران در مقابل زلزله انجام شد [۱]، یکی از مهمترین عوامل مؤثر در تخریب اغلب ساختمان‌های موجود، وزن سنگین و غیرضروری سقف‌ها شناخته شد. مضافاً آنکه با افزایش تعداد طبقات و لذا افزایش ارتفاع ساختمان، نقش مخرب و فاجعه ساز سقف‌های سنگین بیش از پیش نمایان می‌گردد. در این تحقیق وزن سقف‌های تاق ضربی بین ۵۴۰ تا ۶۵۰ کیلوگرم در مترمربع اعلام شده است. وزن سقف‌های تیرچه بلوک نیز معمولاً بین ۵۰۰ تا ۶۵۰ کیلوگرم در مترمربع می‌باشد. وزن سقف مرکب بتنی (با احتساب وزن روفیکس) برابر با ۲۳۰ کیلوگرم در مترمربع است که در مقایسه با سقف‌های فوق‌الذکر بیش از ۶۰ درصد سبک تر می‌باشد.



شکل ۱: وزن اجزای مختلف سقف مرکب بتنی با روفیکس

- برای جلوگیری از وارد آمدن ضایعات مالی و جانی سنگین ناشی از زلزله می‌توان یکی از سه استراتژی زیر را پیش گرفت:
- ۱- کاهش جرم مرده سقف و افزایش توانایی دینامیکی سازه در برابر نیروهای ناشی از زلزله (تخریب و بازسازی موضعی و محدود)
 - ۲- مقاوم‌سازی ساختمان با حفظ وضعیت موجود از طریق:

الف - تقویت بخش های ضعیف آن

ب - فراهم ساختن زمان ایمن برای فرار ساکنین هنگام وقوع زلزله

۳- تخریب کامل ساختمان و ساخت بنایی جدید با رعایت کلیه آیین نامه های مربوطه

انتخاب بهترین روش تابع عوامل زیر می باشد:

۱- توانایی مالی

۲- میزان یارانه اعطایی از جانب سازمان های مربوطه

۳- امکان اسکان موقت ساکنین هنگام انجام عملیات اجرایی در ساختمان

۴- امکان پذیر بودن افزایش مقاومت ساختمان از دیدگاه فنی

بدیهی است که چهار عامل فوق نقشی تعیین کننده در انتخاب استراتژی صحیح خواهد داشت. اگرچه کاهش وزن سقف نقش مهمی در افزایش مقاومت سازه دارد لیکن نمی توان صرفاً با رفع این عیب انتظار داشت که خطر بروز فاجعه کلاً برطرف گردد زیرا بخش های دیگر مانند دیوارها، ستون ها و پی نیز باید از مقاومت کافی برخوردار باشند. با توجه به این مطلب که " هر سازه به اندازه ضعیف ترین بخش آن قوی است " ، باید پیش از انتخاب روش، بخش های مختلف ساختمان را به دقت بررسی کرد. بازدید و معاینه فنی از برخی از ساختمان های موجود نشان می دهد که ضعف در آنها به حدی است که انجام هر گونه مقاوم سازی کاری بیهوده بوده و صحیح ترین انتخاب، تخریب کامل و ساخت بنایی جدید با رعایت کلیه اصول مهندسی و آیین نامه های مربوط به زلزله می باشد. بررسی برخی دیگر از ساختمان ها حاکی از آن است که با وجود ضعف های قابل توجه می توان با تخریب موضعی و محدود بخش های ضعیف، با بازسازی آنها به مقاومت مطلوب دست یافت. در این گونه موارد، توانایی مالی، میزان دریافت کمک مالی و امکان اسکان موقت ساکنین می تواند در انتخاب روش صحیح مؤثر باشد. در ساختمان هایی که ضعف اغلب در محل اتصال بخش های مختلف سازه مشاهده می شود، می توان بدون انجام هرگونه عملیات تخریبی این ضعف ها را برطرف ساخت و مقاومت ساختمان را به میزان قابل قبولی افزایش داد. در مواردی که مقاوم سازی ساختمان به علل مختلف امکان پذیر نباشد، تنها راه چاره تأخیر در فروریزی سقف و یا اجزای آن و نهایتاً فراهم ساختن زمان کافی برای فرار ایمن ساکنین از داخل ساختمان می باشد. در این صورت باید دو نکته زیر را همواره در نظر داشت:

۱- انتخاب کم هزینه ترین روش

۲- عدم نیاز به اسکان موقت ساکنین

در این مقاله استفاده از روفیکس در اجرای روش های فوق تحت بررسی قرار می گیرد.

بخش اول: مقاوم سازی ساختمان های آجری تاق ضربی

۱- استفاده از روفیکس برای تبدیل تاق های "ضربی آجری" سنگین به " مرکب بتنی " سبک و تأثیر آن در

کاهش جرم مرده سقف و بهبود رفتار دینامیکی سازه در برابر زلزله (تخریب و بازسازی موضعی و محدود).

گذشته از ساختمان هایی که به علت ضعف غیر قابل اصلاح در ستون ها و پی ناگزیر به تخریب و بازسازی کامل آنها می باشیم، مواردی مشاهده می شوند که با کاهش جرم مرده سقف (با حفظ اسکلت، دیوارها و پی) بتوان رفتار دینامیکی ساختمان را در برابر

نیروهای زلزله بهبود بخشید. در این روش ابتدا آجرهای تاق ضربی کلیه طبقات برداشته می‌شوند. سپس قالب فلزی روفیکس، با رعایت نکاتی که کارخانه تولید کننده در دستورالعمل‌های اجرایی مربوطه اعلام کرده، بر روی تیرهای فرعی همه طبقات (بدون نیاز به شمع یا جک) نصب می‌شود. پس از اتصال برش گیرها به تیرها و قراردادن شبکه میلگرد بر روی روفیکس، کلیه طبقات بطور همزمان بتن‌ریزی می‌شوند. نصب سقف کاذب با استفاده از روفیکس نیز همانطوری که در دستورالعمل‌های اجرایی آمده (بدون نیاز به شبکه میلگرد و نبشی برای زیربندی) به سهولت انجام پذیر است. فضای خالی بوجود آمده بین دو لایه سقف محل مناسبی برای عبور لوله‌های تأسیات و سیم‌های برق، تلفن و آنتن می‌باشد. این روش جرم مرده سقف را بین ۲۷۰ تا ۴۰۰ کیلوگرم در مترمربع کاهش می‌دهد که به عبارتی، برای هر یکصد مترمربع بین ۲۷ تا ۴۰ تن می‌باشد. به عنوان مثال، با تبدیل یک ساختمان سه طبقه تاق ضربی به مساحت زیر بنای یک صد مترمربع، چیزی حدود ۱۲۰ تن از جرم سقف‌های آن کاسته می‌شود که بدون شک می‌توان اظهار داشت که اسکلت ساختمان به مراتب بهتر از گذشته قادر به پایداری در برابر نیروهای زلزله خواهد بود. یکی دیگر از امتیازات روفیکس یکپارچه ساختن سقف می‌باشد که از این طریق نگرانی فروافتادن اجزای مختلف مانند آجر روی ساکنین به کلی برطرف می‌گردد. در بازدیدی که از شهرستان بم پس از وقوع زلزله انجام شد، مشاهده گردید که بخش‌هایی از ساختمان که در آن از رابیتس (نوع ضعیف‌تری از روفیکس) استفاده شده بود، با وجود ریزش آجرها هنوز یکپارچگی و قوام خود را حفظ کرده بودند (لطفاً به تصاویر ضمیمه A مراجعه شود). شاید بتوان نقش روفیکس در جلوگیری از ریزش اجزای خرد شده را با مثال مشابهی موقع شکستن شیشه اتومبیل هنگام تصادف مقایسه کرد که علیرغم خرد شدن شیشه، به علت وجود لایه محافظ میانی، اجزای بشمار آن هنوز یکپارچگی خود را حفظ می‌کنند و احتمال جراحت ناشی از برخورد آن با سرنشینان به حداقل می‌رسد.

۲- نقش روفیکس در طولانی کردن "زمان فرار ایمن" در ساختمان‌های آجری تاق ضربی، بدون نیاز به

اسکان موقت ساکنین و باصرف حداقل هزینه.

همانطور که در بالا اشاره شد، در صورتی که امکانات مالی کافی برای بازسازی و یا برای سبک کردن سقف فراهم نباشد تنها راه چاره، اندیشیدن تدبیر برای طولانی کردن زمان فرار از داخل ساختمان خواهد بود. با فرض بر اینکه ستون‌ها، دیوارها و پی از مقاومت کافی برخوردار باشند، مهمترین خطری که ساکنین را هنگام فرار از داخل ساختمان تهدید می‌کند، ریزش اجزای مختلف سقف می‌باشد. در این صورت، دو اقدام زیر می‌تواند برای جلوگیری از افتادن آجر و دیگر مصالح سقف بسیار مؤثر باشد.

الف : جوش دادن میلگرد به بال‌های زیرین تیرهای فرعی و محدود کردن حرکت نسبی آنها هنگام وقوع زلزله

ب : نصب روفیکس به میلگردهای جوش شده به زیر تیرهای فرعی و پوشاندن آن با اندود گچ یا ملات سیمان

لذا، روفیکس علاوه بر یکپارچه‌سازی سطح زیرین سقف، نقش تور ایمنی را نیز در برابر ریزش آجر و دیگر مصالح سقف ایفا می‌نماید.

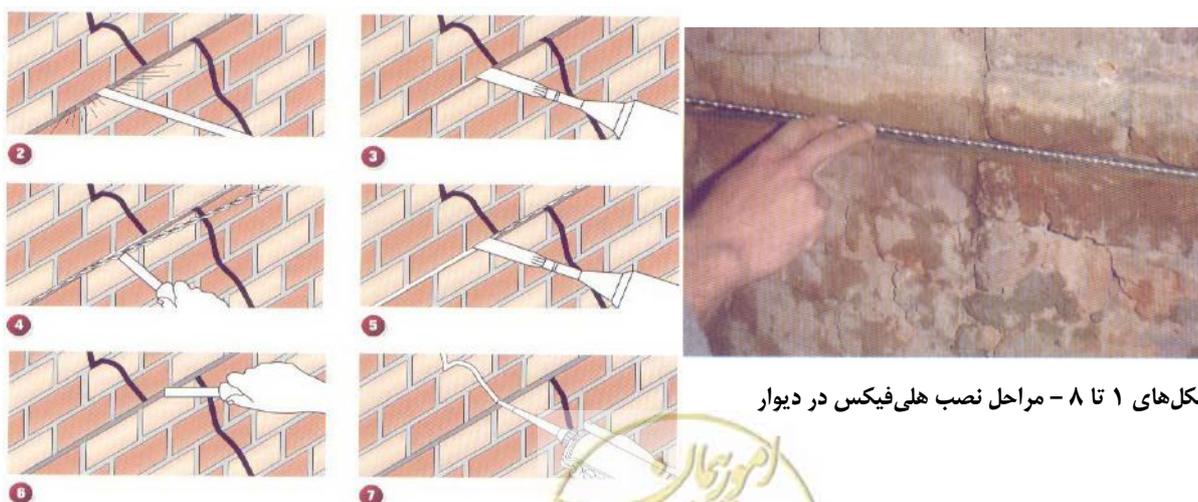
با استفاده از این روش، می‌توان به دو هدف فوق‌الذکر به شرح زیر دست یافت:

۱- حداقل هزینه: قیمت هر مترمربع روفیکس در حال حاضر برابر با ۳۳۵۰ تومان می‌باشد که با احتساب هزینه حمل از کارخانه و اجرت نصب حداکثر برابر با ۴۵۰۰ تومان تخمین زده می‌شود. اگر هزینه اجرای اندود گچ یا ملات سیمان را نیز حدود ۱۰۰۰ تومان و نصب میلگرد به زیر تیرهای فرعی ۵۰۰ تومان برآورد شود، جمع هزینه این روش برای هر مترمربع چیزی برابر با ۶۰۰۰ تومان خواهد بود.

۲- عدم نیاز به اسکان موقت ساکنین: تراشیدن گچ زیر سقف، نصب میلگرد و روفیکس به زیر تیرها و اجرای پوشش زیر آن می تواند مرحله به مرحله در قسمت های مختلف ساختمان بصورتی انجام شود که نیازی به تخلیه ساکنین نباشد. زحمت اجرای این روش در حد تعمیرات معمول در ساختمان ها است.

۳- مقاوم سازی دیوارهای آجری و جلوگیری از رشد ترک در دیوارها با استفاده از میله های " هلی فیکس "

یکی از روش های نوین در مقاوم سازی ساختمان های آجری، استفاده از میله های ماریچ " هلی فیکس " است (لطفاً از وبسایت www.helifix.co.uk دیدن فرمایید). محل نصب میله های هلی فیکس در داخل بندهای آجر دیوار می باشد. روش نصب به این صورت است که ابتدا بند بین آجرها را به اندازه کافی خالی کرده (شکل ۲)، سپس مقداری از ملات مخصوص را در داخل بند قرار می دهند (شکل ۳). پس از آن، میله هلی فیکس را در داخل بند فرو کرده (شکل های ۴، ۵ و ۸) و بندکشی را با ملات مخصوص کامل می کنند (شکل ۶). خاصیت این ملات آن است که درگیری میله هلی فیکس را بین آجرها به حداکثر می رساند و یکپارچگی دیوار را هنگام وارد آمدن نیروی زلزله و یا نیروهای ناشی از نشست پی فراهم می سازد. انبساط حجمی این ملات هنگام گیرش بصورتی است که فشار بیش از اندازه به آجرها وارد نمی کند. این روش اغلب به نام " Wall stitching " یا " دوختن دیوار " می تواند در دو حالت مورد استفاده قرار بگیرد. حالت اول موقعی است که دیوار در اثر نشست پی دچار ترک شده است. روش های متداول برای جلوگیری از ادامه رشد ترک در دیوار، تزریق بتن زیر پی در حال نشست است که نه تنها پرهزینه بوده بلکه در برخی از موارد نیازمند تخلیه موقت ساکنین هنگام اجرای عملیات می باشد. حالت دوم استفاده از هلی فیکس برای مقاوم سازی دیوارهای آجری است. آزمایش های بارگذاری در مراکز مختلف تحقیقاتی و در برخی از دانشگاه های انگلستان و اروپا نشان داده که استفاده از هلی فیکس تا چه حد در مقاوم سازی دیوارها مؤثر است. این تحقیقات همینطور نشان داده اند که تقویت و ترمیم پل های قدیمی و فرسوده نیز از این طریق کم هزینه تر می باشد.



شکل های ۱ تا ۸ - مراحل نصب هلی فیکس در دیوار

بخش دوم: مقاوم سازی ساختمان های روستایی ساخته شده با مصالح سنتی (خشتی و گلی)

طبق آمار جمع‌آوری شده، هنوز بسیاری از بناهای روستایی در ایران از نوع خشتی و گلی هستند. آثار زلزله‌های بزرگی که در سالیان گذشته در ایران روی داده نشان می‌دهد که بیشتر این خسارات و تلفات نیز مربوط به این نوع بناها می‌باشد. علل عمده بالا بودن این آمار به ترتیب عبارتند از:

- ۱- مقاومت مکانیکی پایین قطعات خشتی
 - ۲- جرم بیش از اندازه سقف‌ها و دیوارهای خشتی
 - ۳- عدم وجود پی مناسب
- علیرغم استفاده روزافزون از سیستم‌های مسلح در ساخت و ساز، پیش‌بینی می‌شود که روند استفاده از خشت در بسیاری از نقاط کشور، بخصوص در مناطق روستایی ادامه یابد. علل اصلی روی آوردن روستاییان به ساختن بناهای خشتی عبارتند از:
- ۱- خاک رس و همینطور کاه حاصل از کوبیدن خرمن در اغلب مناطق ایران به راحتی قابل دسترسی است.
 - ۲- ساخت آجرهای خشتی نسبتاً آسان است.
 - ۳- اجرای بناهای خشتی به روش سنتی در همه مناطق ایران جا افتاده و بیشتر متناسب با بودجه روستاییان است.
- لذا، برای جلوگیری از وقوع فاجعه در اثر زلزله باید دو اقدام زیر بطور همزمان در کشور برنامه‌ریزی شود:

الف: مقاوم‌سازی هرچه سریعتر بناهای خشتی موجود

ب: آموزش روستاییان برای ساختن بناهای خشتی مقاوم‌تر با بهره‌گیری از اطلاعات جدید و فن‌آوری‌های روز دنیا

برای انتخاب روش‌های مناسب در مقاوم‌سازی بناهای خشتی موجود باید اهداف زیر را همواره در نظر داشت:

۱- سهولت اجرا (روش‌ها باید به راحتی توسط روستاییان قابل اجرا باشند)

۲- دسترسی آسان به مصالح مورد نیاز

۳- هزینه کم متناسب با بودجه اقشار روستایی

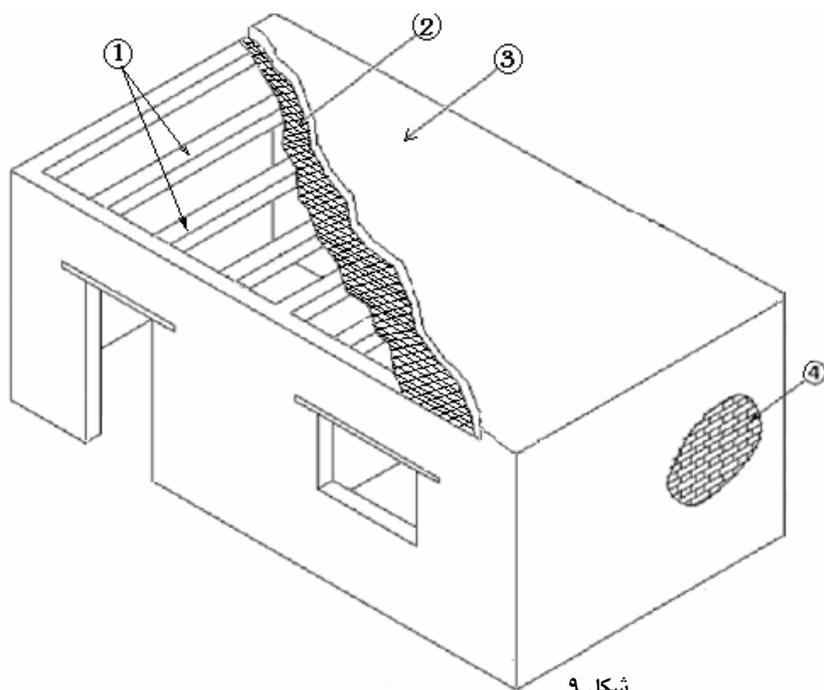
با توجه به مطالب فوق، روش‌های زیر برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های خشتی موجود پیشنهاد می‌گردد.

الف: مقاوم‌سازی بناهای خشتی موجود

۱- جایگزین کردن سقف‌های خشتی - گلی سنگین و ضعیف با لایه سبک و مقاوم بتنی با استفاده از روفیکس (کاهش جرم سقف)

سقف‌های خشتی و گلی معمولاً بسیار ضخیم و سنگین می‌باشند. این گونه سقف‌ها اغلب نیاز به تعمیرات و نگهداری مستمر دارند زیرا همه ساله در اثر ریزش باران و انبساط حجمی خشت و همینطور انقباض آن در اثر تبخیر رطوبت جذب شده زیر تابش خورشید، ترک‌های زیادی در سقف ظاهر می‌شوند. یکی از روش‌های متداول برای مرمت سقف، کشیدن یک لایه رُسی بر روی آن برای پُر کردن ترک‌ها است. مرمت سقف‌ها همواره بر ضخامت و در نتیجه بر جرم آنها می‌افزاید. با سنگین‌تر شدن سقف، خطر فروریزی آن هنگام زلزله افزایش می‌یابد. لذا کاهش وزن سقف و افزایش مقاومت آن در برابر نیروهای وارده می‌تواند نقش مهمی در جلوگیری از فروپاشی بنا هنگام زلزله ایفا نماید. یکی از روش‌های مؤثر در رفع این عیب استفاده از روفیکس است. مراحل اجرا به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- ابتدا کلیه مصالح خشتی و گلی سقف برداشته می شود. آنچه باقی می ماند، تیرهای چوبی سقف می باشد.
 - ۲- روفیکس بر روی تیرهای چوبی بوسیله میخ فولادی یا گالوانیزه نصب می شود.
 - ۳- شبکه مناسب میلگرد بر روی روفیکس قرار می گیرد.
 - ۴- یک لایه بتن به ضخامت ۵ سانتیمتر بر روی روفیکس ریخته می شود.
 - ۵- پس از گیرش بتن و خشک شدن آن، یک لایه عایق (مانند ایزوگام) بر روی سقف نصب می شود.
- به این ترتیب، وزن پوشش بتنی بر روی تیرهای چوبی سقف حدود ۱۲۰ کیلوگرم در مترمربع می باشد (در مقایسه با ۳۰۰ تا ۴۰۰ کیلوگرم سقف خشتی - گلی). مزایای سقف جایگزین با روفیکس در برابر سقف های گلی عبارتند از:
- ۱- کاهش جرم سقف به میزان ۶۰ تا ۷۰ درصد (کاهش ۱۸۰ تا ۲۸۰ کیلوگرم در مترمربع).
 - ۲- اتصال مطلوب لایه بتنی به تیرهای چوبی سقف (از طریق میخ کوبی روفیکس به تیرهای چوبی سقف).
 - ۳- افزایش استحکام سقف.
 - ۴- حداقل نیاز به تعمیرات و نگهداری

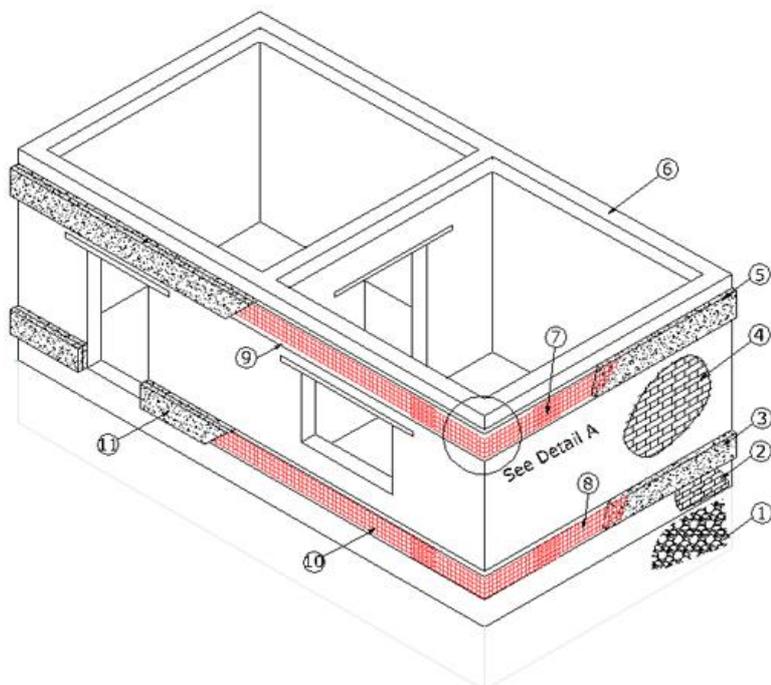


- ۱- تیرهای چوبی سقف
- ۲- قالب فلزی روفیکس
- ۳- پنج سانتیمتر لایه بتنی
- ۴- دیوار خشتی

۲- تقویت دیوارهای خشتی

اغلب دیوارهای خشتی از نوع دیوارهای باربر (یا حمال) هستند. این دیوارها به علت مقاومت کم خشت بسیار ضعیف می باشند. در برخی از موارد ضخامت دیوار به بیش از ۶۰ سانتیمتر می رسد. جرم زیاد دیوارهای خشتی یکی از عوامل اصلی تخریب آنها هنگام زلزله است. از آنجایی که نمی توان ضخامت دیوارهای خشتی موجود را کاهش داد لذا تنها راه چاره، تقویت آنها از طریق مهاربندی صحیح و مناسب می باشد.

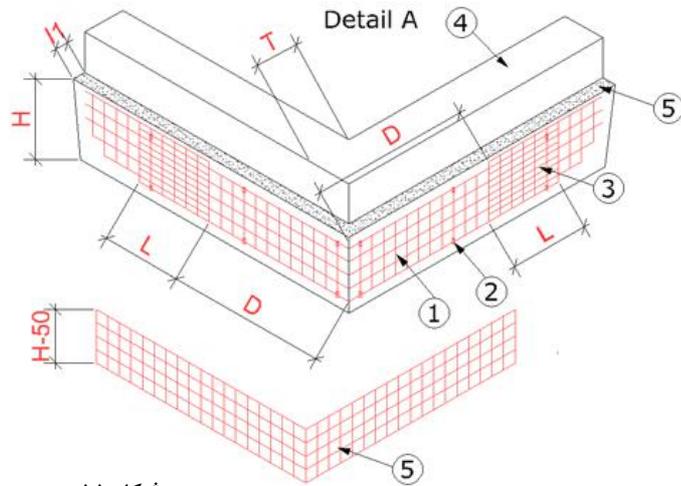
یکی از روش‌های مؤثر و کم هزینه استفاده از شبکه میلگرد یا روفیکس برای مهاربندی دیوارها است [۲]. برای مهاربندی نیازی نیست که همه سطوح دیوارها را مهاربندی کرد. تنها کافی است که دو نوار پوششی با شبکه میلگرد و یا روفیکس را یکی در محل بالاترین ردیف‌های آجر دیوار و دیگری را به پایین‌ترین ردیف‌ها نزدیک به پی مانند شکل ۱۰ نصب کرد. روفیکس می‌تواند توسط میخ‌های بلند فولادی یا گالوانیزه به بدنه دیوار نصب شود و سپس با یک لایه ملات سیمان به ضخامت حداقل سه سانتیمتر پوشیده شود. هم‌پوشانی ورق‌های روفیکس باید با فاصله کافی از لبه دیوارها انجام گیرد. میخ‌ها باید به صورت زاویه دار به دیوار کوبیده شوند تا از جدا شدن روفیکس از آن جلوگیری شود.



- ۱- پی
- ۲- پایه دیوار
- ۳- اندود روی روفیکس ردیف پایین
- ۴- دیوار خستی
- ۵- اندود روی روفیکس ردیف بالا
- ۶- کلاف چوب روی دیوار
- ۷- هم پوشانی قالب روفیکس دور از لبه ها
- ۸- روفیکس
- ۹- نوار روفیکس ردیف بالایی
- ۱۰- نوار روفیکس ردیف پایینی
- ۱۱- پوشش نهایی نوار تقویتی پایینی

شکل ۱۰

L	>=	500mm
ll	>=	30mm
T	>=	250mm
D	>=	T+600mm
H	=	860mm



شکل ۱۱



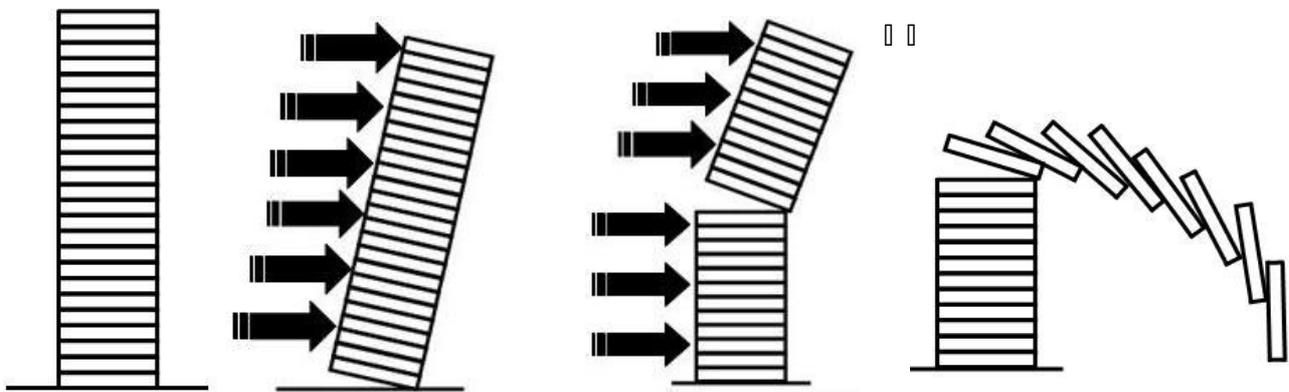
آزمایشات مختلف نشان داده‌اند که مهاربندی نواری دیوارهای خشتی به روش فوق تأثیر بسزایی در پایداری آنها در مقابل نیروهای زلزله دارد. تصویر مقابل یکی از این آزمایشات [۲] را برای دیوار خشتی به شکل U با مهاربندی و بدون آن نشان می‌دهد.

شکل ۱۲ - مقایسه تأثیر نیروی زلزله بر دیوارهای خشتی مسلح با نوار شبکه فلزی و دیوارهای مشابه غیر مسلح



۳- استفاده از قلاب مهار خاک "داکیبل" در جلوگیری از واژگون شدن دیوار خشتی و آجری موقع زلزله (تقویت اتصال دیوار به پی و به زمین زیر آن)

اغلب دیوارهای خشتی (وبرخی از دیوارهای آجری) به علت نداشتن پی مناسب و همینطور ملات ضعیف بین آجرها از استحکام ناچیزی برخوردار هستند. لذا، در هنگام وقوع زلزله خطر واژگون شدن اینگونه دیوارها به علت جرم زیادشان بسیار بالا می‌باشد. نتایج حاصله از تحقیقی که در دانشگاه کیوتوی ژاپن در باره مکانیزم فروریزی ساختمان‌های خشتی شهرستان بم انجام شد [۳]، حاکی از آن است که به علت جرم زیاد دیوارهای خشتی، گشتاور حاصله از نیروی زلزله بر اغلب این دیوارها عامل اصلی واژگونی و فروریزی آنها بوده است (شکل ۱۳).

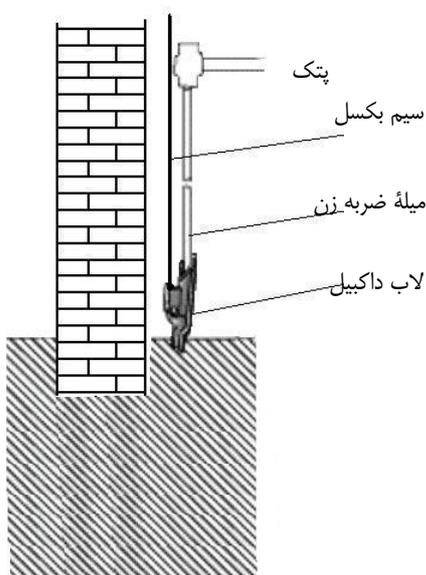


شکل ۱۳ دو حالت واژگونی دیوار خشتی در اثر نیروی زلزله

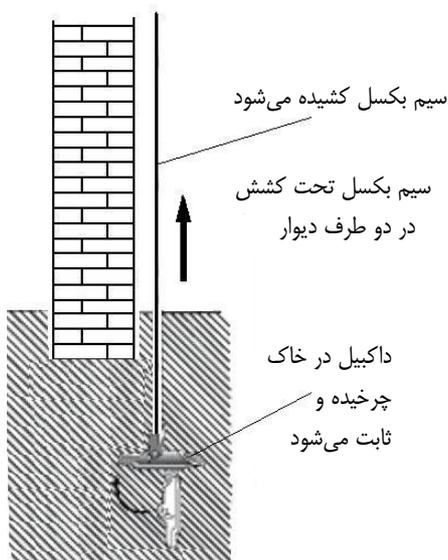
پیدا کردن روشی مناسب و کم‌هزینه برای برطرف کردن این ضعف آسان نیست. یکی از راه‌های مؤثر برای بهبود بخشیدن اتصال دیوار به زمین، استفاده از قلاب‌های مهار خاک "داکیبل" می‌باشد (لطفاً از وبسایت مربوطه به آدرس www.anchorsystems.com بازدید فرمایید). اگر چه متداول‌ترین کاربرد قلاب مهار خاک داکیبیل در تثبیت خاک می‌باشد (لطفاً به ضمیمه B رجوع شود)، لیکن در این مورد خاص می‌توان از آن برای مهار کردن دیوار به زمین زیر آن استفاده کرد. بهترین موقع برای نصب زمانی است که خشت سقف برای جایگزین شدن با روفیکس و پوشش بتنی برداشته شده و تیرهایی که کلاف روی دیوار را تشکیل می‌دهند در معرض دسترسی قرار گرفته‌اند. اگر دیوار فاقد کلاف‌بندی باشد، این زمان بهترین فرصت برای نصب کلاف چوبی است. لزوم وجود کلاف‌بندی برای آن است که بتوان نیروهای وارده از بام را بطور یکنواخت به روی دیوارها منتقل کرد تا از تمرکز نیرو بر روی آنها جلوگیری شود. روش نصب داکیبیل به شرح زیر می‌باشد.

۱- ابتدا یک قلاب داکیبیل که به گوشواره آن یک سر سیم بکسل با مقاومت کافی نصب شده، در کنار دیوار با پتک به زمین کوبیده می‌شود. عمق لازم برای فرو رفتن داکیبیل به داخل زمین توسط مهندس کارشناس خاک تعیین می‌شود (شکل ۱-۱۴).

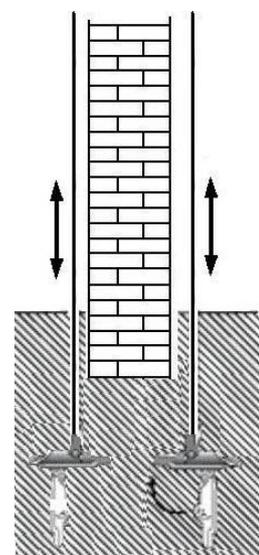
- ۲- با استفاده از یک جک (همانطور که در بروشور و در دفتر راهنمای داکبیل توضیح داده شده) قالب داکبیل از طریق کشیدن سیم بکسل در داخل خاک چرخیده و نهایتاً در آن تثبیت می‌گردد (شکل ۲-۱۴). (توضیح بیشتر در ضمیمه B).
- ۳- سیم بکسل از روی تیر چوبی کلاف روی دیوار عبور داده می‌شود.
- ۴- سر دیگر سیم بکسل از داخل حلقه اتصال گوشواره دومین قالب داکبیل گذشته و با استفاده از پتک، این قالب نیز در کنار دیوار و در سمت دیگر آن به زمین کوبیده شده و با استفاده از جک در خاک تثبیت می‌گردد.
- ۵- سیم بکسل کاملاً کشیده می‌شود و با استفاده از بست در جای خود ثابت می‌گردد (شکل ۳-۱۴).



شکل ۱-۱۴



شکل ۲-۱۴



شکل ۳-۱۴

امتیازات این روش به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- نصب داکبیل و انجام عملیات اجرایی نیازی به نیروی متخصص ندارد.
- ۲- ابزار مورد نیاز مانند پتک، سیم بکسل و بست به آسانی در بازار یافت می‌شوند.
- ۳- اتصال دیوار به زمین بدون توجه به کیفیت پی تأمین می‌گردد.
- ۴- با توجه به این نکته که خشت دارای مقاومت کششی ناچیزی می‌باشد، هنگام وقوع زلزله در اثر وارد آمدن مؤلفه عمودی نیرو به دیوار، همواره سیم بکسل یک طرف دیوار در کشش قرار می‌گیرد و از گسیخته شدن خشت در ناحیه کشش و نهایتاً از واژگون شدن دیوار جلوگیری می‌کند.



ب: آموزش روستاییان برای ساختن بناهای خشتی مقاوم‌تر با بهره‌گیری از اطلاعات جدید و فن‌آوری‌های روز دنیا

بسیاری از بناهای خشتی در ایران به علت عدم اطلاع سازندگان آنها از تازه‌های فن‌آوری در این زمینه، با روش‌های سنتی قدیمی ساخته می‌شوند. امروزه ساخت بناهای خشتی در دنیا پیشرفت چشمگیری داشته و راه کارهای آسان و مؤثری برای آن ارائه شده است. جمع‌آوری و انتقال این اطلاعات به روستاییان می‌تواند از طریق سازمان‌هایی مانند وزارت مسکن و جهاد سازندگی (همانطور که اطلاعات و فنون جدید کشاورزی از طریق وزارت جهاد کشاورزی به کشاورزان منتقل می‌شود) انجام گیرد. از این طریق بناهای خشتی که در آینده ساخته می‌شوند مقاوم‌تر خواهند بود، خطرات ناشی از زلزله کاهش خواهند یافت و بار مالی آن نیز بر دوش دولت کمتر خواهد شد (برخلاف شرایط کنونی که ابتدا ساخت و ساز با همه‌ی معایب آن انجام می‌گیرد و سپس انرژی و هزینه‌ی گزافی برای مقاوم‌سازی آن مصرف می‌شود). پرداختن به نکات مهم و یافته‌های تازه درباره‌ی ساخت صحیح بناهای خشتی از حجم تعیین شده برای این مقاله خارج می‌باشد. این اطلاعات در مجموعه‌ی دیگری ارائه شده که از طریق دفتر مرکزی شرکت تکنوخلای بزودی در دسترس علاقمندان قرار خواهد گرفت.

ضمیمه‌ی A: تصاویر بخش‌هایی از ساختمان ساخته شده با رابیتس (نوع ضعیف روفیکس) که در

زلزله بم یکپارچه باقی مانده‌اند.





(شکل ۱- B)



ضمیمه B: معرفی قلاب مهار خاک " داکبیل "

تعریف: قلاب مهار خاک داکبیل تشکیل شده از:

۱- بدنه اصلی قلاب که معمولاً از جنس چدن نشکن و یا فولاد ضد

زنگ می‌باشد (شکل ۱- B).

۲- گوشواره که از اغلب از همان جنس بدنه است و توسط یک پین فولادی که نقش لولا را دارد، به بدنه اصلی متصل شده است.

۳- میله پیچ " پیرو " که از جنس فولاد بوده و بخشی و یا همه طول آن دنده (رزوه) شده است و یک سر آن در داخل سوراخ گوشواره پیچ می‌شود. در برخی از موارد بجای میله پیرو، سیم بکسل به طول لازم به گوشواره بسته می‌شود. قلاب داکبیل در اندازه‌های مختلف (شکل ۲- B) برای مصارف گوناگون ساخته می‌شود.

داکبیل بیشتر برای تثبیت خاک‌های سست بکار می‌رود. (شکل ۲- B)

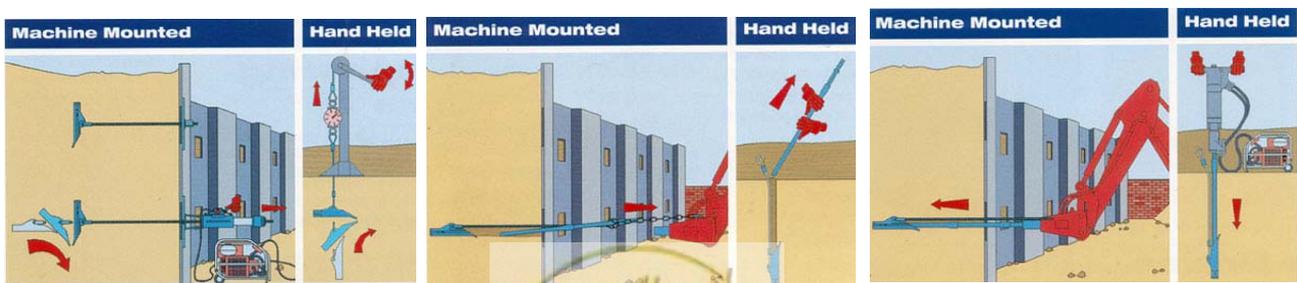


روش نصب : قلاب داکبیل توسط یک میله ضربه زن به داخل خاک کوبیده می‌شود. این کار با توجه به عمقی که باید داکبیل وارد خاک شود بوسیله پتک یا چکش تخریب (برقی ، بادی یا هیدرولیک) و یا با کمک ابزار سنگین مانند باب کت یا پیکور انجام می‌گردد (شکل ۳-۲) عمق مورد نیاز برای فرو رفتن داکبیل در خاک باید توسط مهندس کارشناس مقاومت خاک تعیین شود. پس از آنکه داکبیل به اندازه مورد نظر در داخل خاک فرو رفت، میله ضربه زن بیرون کشیده می‌شود سپس قلاب داکبیل بوسیله میله پیرو و یا سیم بکسل به سمت بیرون کشیده می‌شود. در اثر کشیدن میله یا سیم بکسل، قلاب داکبیل به علت شکل هندسی خاص خود، در داخل خاک به دور پین گوشواره می‌چرخد تا جایی که زاویه محور طولی آن با میله پیرو یا سیم بکسل تقریباً عمود می‌شود (شکل ۳-۲). کشیدن داکبیل همچنان ادامه می‌یابد ولی قلاب داکبیل به علت مقاومت خاک پس از اندکی حرکت به سمت بیرون متوقف می‌گردد. با ادامه کشش، خاکی که در جلوی قلاب داکبیل قرار گرفته بیشتر و بیشتر فشرده می‌شود تا جایی که تنش کششی درون میله پیرو یا سیم بکسل به اندازه‌ای که مهندس کارشناس خاک تعیین کرده می‌رسد. سپس با بستن وسایل مختلفی مانند یک صفحه و مهره فلزی به آن، در این حالت تثبیت می‌گردد.

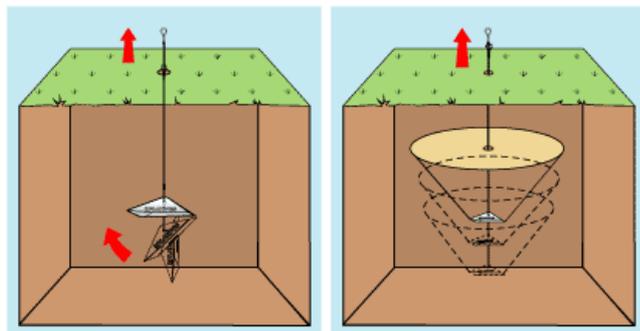


(شکل ۳-۲) کوبیدن داکبیل در زمین با پتک

(شکل ۳-۲) کشیدن قلاب داکبیل بصورت دستی و با استفاده از جک



(شکل ۳-۲) روش نصب قلاب داکبیل برای توده های خاکی سنگین تر با استفاده از پیکور و یا چکش تخریب دستی



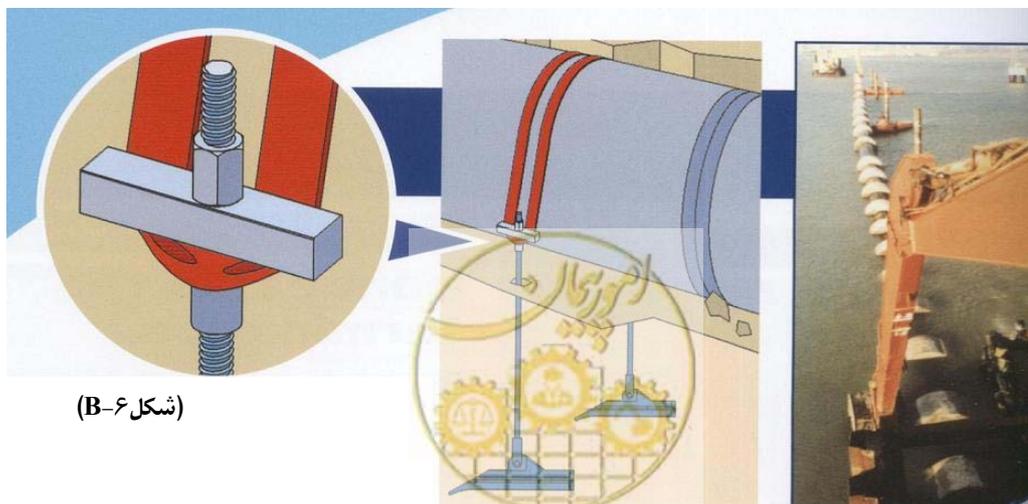
(شکل ۵- B)

مکانیزم: وقتی که قلاب مهار خاک داکبیل در داخل زمین نصب می شود و میله پیرو و میله بکسل بطرف بالا کشیده می شود، داکبیل دور محور پین گوشواره می چرخد و سطح بیشتری از قلاب در مقابل خاک بالای آن قرار می گیرد. با ادامه کشش، خاک فشرده تر شده و در مقابل نیروی کششی مقاومت می کند. اندازه و حجم خاکی که در بالای داکبیل مانع حرکت آن به سمت بالا می شود به شکل مخروطی ناقص می باشد (شکل ۵- B).

نیروی مقاومت خاک و ابعاد مخروط بستگی به عوامل زیر دارد:

- ۱- اندازه قلاب داکبیل
- ۲- عمقی که قلاب داکبیل در داخل زمین فرو رفته
- ۳- زاویه برشی خاک
- ۴- نیروی کششی وارده

لذا، وقتی که قلاب داکبیل در دو طرف دیوار خشتی به داخل زمین کوبیده می شود و سیم بکسلی که از روی تیرچوبی کلاف دیوار گذشته و آن دو را به یکدیگر متصل می کند به اندازه لازم "پیش کشیده یا پیش تنیده" می شود، اتصال دیوار به زمین (بدون توجه به مقاومت پی)، موجب افزایش پایداری بیشتر آن می گردد. قلاب مهار داکبیل در فواصل معین در طول دیوار به داخل زمین نصب می شود. دیواری که به این صورت به زمین مهار شده، هنگام وقوع زلزله به مراتب مقاومت بیشتری در برابر واژگونی از خود نشان می دهد. از این خاصیت داکبیل برای مهار کردن لوله های انتقال آب، گاز و نفت به زمین نیز استفاده می شود. بخصوص در مواردی که لوله ها (به ویژه لوله گاز) باید از بستر رودخانه بگذرد و یا روی کف دریا قرار بگیرد، یکی از روش های نسبتاً ساده و مقرون به صرفه مهار کردن آنها و جلوگیری از شناور شدنشان توسط قلاب های داکبیل می باشد (شکل ۶- B).



(شکل ۶- B)

مراجع:

- [۱] A. Naderzadeh and A.A. Moinfar. Earthquake resistance diagnosis and strengthening techniques for existing buildings in Tehran.
- [۲] Low-rise residential construction detailing to resist earthquakes. City University London.
- [۳] Afshin Kalantari+ Junji Kiyono – Collapse Mechanism of Adobe and Masonry Structures during the Bam Earthquake, Kyoto, Japan.



مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود با افزودن سیستم‌های کنترل لرزه‌ای و استهلاک انرژی و با استفاده از روش‌های معمولی تقویت اعضا

ولی شهبازی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله

v.shshbazi@iiees.ac.ir

افشین کلانتری

استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

a.kalantari@iiees.ac.ir

چکیده:

در حال حاضر ساختمان‌های بسیاری در کشور موجود هستند که به دلایل مختلف نیاز به اقدامات لازم برای بهسازی لرزه‌ای در آنها وجود دارد. و ضروریست که پیش از بروز هر گونه خسارت و آسیبی، سطح مقاومت ساختمان مشخص و برای احتراز از آن تمهیدات لازم پیش‌بینی گردد. در برخی موارد با توجه به ملاحظات اقتصادی تخریب و نوسازی سازه به بهسازی لرزه‌ای آن ترجیح داده می‌شود. از سوی دیگر در بسیاری موارد با توجه به نوع کاربری و عملکرد ساختمان، مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه حتی اگر تخریب و نوسازی آن از لحاظ اقتصادی با صرفه تر باشد تنها گزینه قابل انتخاب است. روش‌های مختلفی مانند تقویت اعضا ساختمان مانند ستون‌ها، پی‌ها، تیرها، اتصالات و ...، و همچنین استفاده از سیستم‌های کنترل لرزه‌ای در بهسازی لرزه‌ای به کار برده می‌شوند.

در این مقاله پس از تحلیل یک ساختمان موجود با استفاده از نرم افزار کد باز Open Sees، و تشخیص نیاز آن به مقاوم‌سازی، با بکارگیری یکی از روش‌های تقویت اعضا ساختمان به عنوان حالت اول و بهسازی لرزه‌ای سازه توسط نصب میراگر در طبقات ساختمان در حالت دوم و جداسازی لرزه‌ای در حالت سوم، پاسخ سازه در مقابل بار لرزه‌ای انتخاب شده به دست آمده و با هم مقایسه شده‌است.

در پایان، نتایج حاصل از هر روش و پاسخ‌های ساختمان اعم از تغییر مکان کلی، شتاب و برش پایه در اثر یک زلزله معین، به صورت مقایسه‌ای بررسی گردیده‌است.

کلمات کلیدی: مقاوم‌سازی، سیستم‌های کنترل لرزه‌ای، استهلاک انرژی، جداساز لرزه‌ای، Open Sees



مقدمه:

از آنجایی که در ساختمان‌های موجود معمولاً با مسئله‌ی بیش از حد بودن مقدار انرژی ورودی به سازه در اثر زلزله، یا مسئله جذب این انرژی روبرو می‌باشیم، برای مقابله با این مسئله و در نتیجه کاهش سطح ارتعاش در سازه یا کاهش مقدار انرژی ورودی به سازه در اثر زلزله، استفاده از تجهیزات جداساز لرزه‌ای یا تجهیزات جذب انرژی در این سازه‌ها بسیار مؤثر و مفید خواهد بود. استفاده گسترده از این تجهیزات و تکنولوژی‌های وابسته به آن در کشورهای مختلف جهت مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود مؤید این مسئله می‌باشد.

تحقیقات آزمایشگاهی زیادی در زمینه‌ی استفاده از تجهیزات مستهلک کننده‌ی انرژی و جداسازهای لرزه‌ای برای ساختمان‌های جدید و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود صورت گرفته است که جهت اطلاعات بیشتر می‌توان به مرجع [1]، رجوع کرد. بخش اول این مقاله شامل معرفی روش‌های مورد مطالعه در این تحقیق می‌باشد. روش تقویت اعضا و استفاده از تجهیزات جداساز لرزه‌ای و استهلاک انرژی در سازه‌ها در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است. بخش دوم شامل معرفی سازه‌ای جهت مقاوم‌سازی و روش تحلیلی به کار رفته می‌باشد. بخش بعدی این مقاله شامل نتایج حاصل از تحلیل سازه‌ی مذکور به روش دینامیکی غیرخطی در هر یک از حالات اولیه و موجود، مقاوم‌سازی شده با تقویت اعضا، مقاوم‌سازی شده با سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و استهلاک انرژی می‌باشد. بخش آخر نیز شامل تحلیل نتایج حاصل از هر حالت و نتیجه‌گیری می‌باشد. باتوجه به اینکه کار مطالعه در حال ادامه هست، نتایج تکمیلی شامل عملکرد روش‌های پیشنهادی در جذب انرژی و تاثیر آنها در کاهش خسارت وارده بر سازه‌ی تحت دو سطح بارگذاری، در زمان ارائه‌ی کار در سمینار ارائه خواهد گردید. همچنین در مورد کارایی نرم افزار Open Sees در این زمینه جمع‌بندی لازم صورت پذیرفته است.

۱- روش‌های مقاوم سازی:

۱-۱- روش تقویت اعضا:

از جمله روش‌هایی که تاکنون در مقاوم‌سازی سازه‌های موجود بسیار مورد استفاده قرار گرفته است، روش تقویت اعضای سازه بوده که به صورت‌های گوناگونی از جمله استفاده از پوشش‌های فولادی و بتنی و یا ترکیبی از آنها اجرا گردیده است. در این تحقیق تقویت اعضا با استفاده از پوشش بتنی استفاده شده است.

۱-۲- تجهیزات جدا ساز لرزه ای و استهلاک انرژی

به طور کلی روش‌های کنترل لرزه‌ای برحسب نوع عملکرد به سه گروه زیر تقسیم می‌شوند:



الف) جداسازی لرزه‌ای

ب) روش کنترل غیرفعال

ج) روش کنترل نیمه فعال

د) روش کنترل فعال

روش‌هایی که در اینجا مورد بحث قرار گرفته است، روش جداسازی لرزه‌ای و روش کنترل غیر فعال می‌باشد. در روش جداسازی با افزایش دوره‌ی تناوب طبیعی سازه و پیش‌بینی میراگرهایی در پی آن، پاسخ دینامیکی سازه را تقلیل می‌دهیم. در روش کنترل غیرفعال از میراگرهایی استفاده می‌شود که با مکانیزم‌های متفاوت درصدی از انرژی وارد به ساختمان را جذب و مستهلک می‌کنند. در حقیقت با افزودن این سیستم‌ها به سازه، انرژی وارد به سازه تحت اثر زلزله را به سوی این تجهیزات هدایت می‌کنیم تا این انرژی طی مکانیسم‌هایی در این تجهیزات مستهلک شود. بدین ترتیب از استهلاک انرژی توسط اعضای سازه‌ای و به تبع آن از تشکیل مفاصل پلاستیک و نهایتاً از گسیختگی اعضای سازه‌ای جلوگیری به عمل آورده‌ایم.

صحت این مفهوم با توجه به معادله (۱) که رابطه بین مقادیر انرژی ورودی به سازه و صورت‌های مختلف آن بعد از ورود به سازه را بیان می‌کند، به راحتی قابل درک می‌باشد.

$$E = E_K + E_S + E_h + E_d \quad (1)$$

که:

$$E = \text{مقدار کل انرژی وارد به سازه در اثر زلزله}$$

$$E_K = \text{مقدار جنبشی در سازه}$$

$$E_S = \text{انرژی حاصل از کرنش الاستیک در سازه}$$

$$E_h = \text{مقدار انرژی برگشت‌ناپذیر که بوسیله‌ی اعضای سازه به صورت تغییر شکل‌های پلاستیک در سازه استهلاک می‌شود.}$$

$$E_d = \text{مقدار انرژی که بوسیله‌ی تجهیزات نصب شده روی سازه (میراگرها)، استهلاک می‌شود.}$$

با توجه به رابطه‌ی بالا بدیهی است که هر چه مقدار انرژی مستهلک شده توسط میراگرها بیشتر باشد، از مقدار انرژی تلف شده توسط اعضای سازه‌ای به صورت تغییر شکل‌های پلاستیک کاسته شده و در نتیجه ایمنی سازه افزایش می‌یابد. سیستم‌های استهلاک انرژی در سازه به گروه‌های زیر تقسیم می‌شوند:

الف) میراگرهای فلزی - تسلیمی

ب) میراگرهای اصطکاکی

ج) میراگرهای ویسکو الاستیک

د) میراگرهای مایع ویسکوز

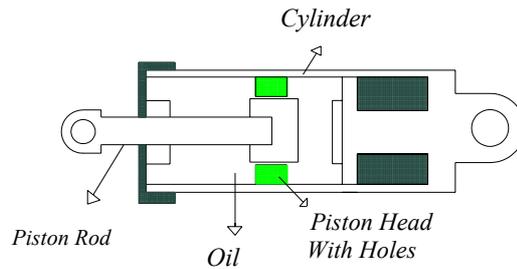
در این مقاله از یک نوع میراگر ویسکوز مایع در حالت اول و از جداسازی لرزه‌ای در حالت دوم جهت استهلاک انرژی ورودی به سازه و یا کاستن میزان انرژی ورودی به سازه استفاده شده‌است که مکانیسم آنها به صورت کلی شرح داده خواهد شد.

۱-۲-۱- میراگر مایع ویسکوز:

این میراگرها (شکل ۱) با استفاده از لزجت مایع در حال عبور از یک مجاری در داخل خود، در زمان ارتعاش قادر به ایجاد میرایی بالایی هستند و به موجب افزایش میرایی کل سازه در برابر ارتعاش و باعث اتلاف انرژی قابل توجهی می‌شوند. عملکرد این میراگر طوری است که اغلب در نتیجه‌ی سرعت ایجاد شده در این عضو، نیروی مقاومی در آنها ایجاد می‌شود. از جمله خصوصیات این میراگر وابستگی آنها به دما و فرکانس بارگذاری می‌باشد. این میراگرها قابلیت استهلاک انرژی را در هر شدت بارگذاری دارند و بسته



به شدت و فرکانس بار وارده میزان معینی انرژی تلف می‌کند. در مدل‌سازی این میراگرها معمولاً از تئوری خطی استفاده می‌شود در صورت ایجاد رفتار غیرخطی، بایستی این اثر را در محاسبات در نظر گرفت. (میراگر مورد استفاده دارای ضریب ثابت $C=4000$ (KN.s/m).



شکل (۱): میراگر مایع ویسکوز (Viscous fluid Damper)

۱-۲-۲- جداساز لرزه‌ای

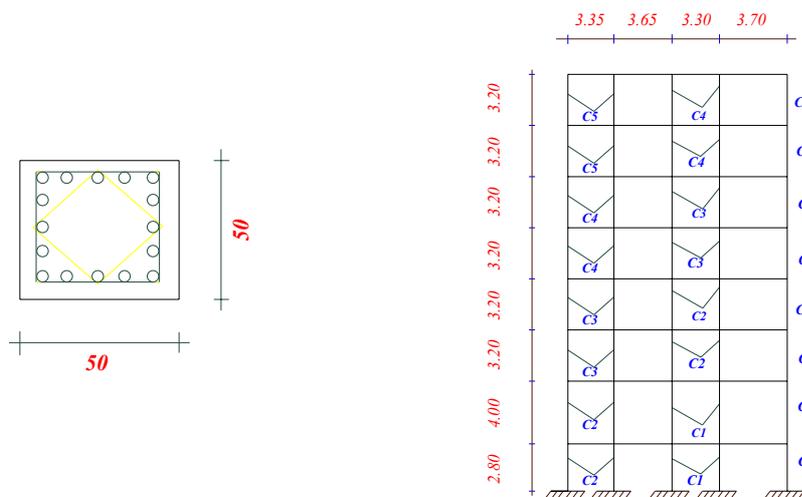
جداساز لرزه‌ای لاستیکی با رفتار غیرخطی با سختی $k_1=3584$ و $k_2=2000$ (KN/m)، در این تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است.

۲- معرفی سازه مورد بررسی:

سازه مورد مطالعه، سازه بتنی قاب خمشی ۸ طبقه ۴ دهانه بوده و در منطقه‌ای با سطح خطر زیاد قرار دارد. مشخصات ساختمان مذکور همراه با بارهای وارده به آن به اختصار در جدول ۱ آورده شده است.

جدول (۱): مقاطع ستونها

آرماتور Φ (mm)	ابعاد (cm)	تیپ مقطع
۱۶ Φ ۲۸	۵۰*۵۰	C1
۱۶ Φ ۲۵	۴۵*۴۵	C2
۱۶ Φ ۲۲	۴۰*۴۰	C3
۱۲ Φ ۲۰	۳۵*۳۵	C4
۱۲ Φ ۱۸	۳۰*۳۰	C5



شکل (۲): مقطع CI

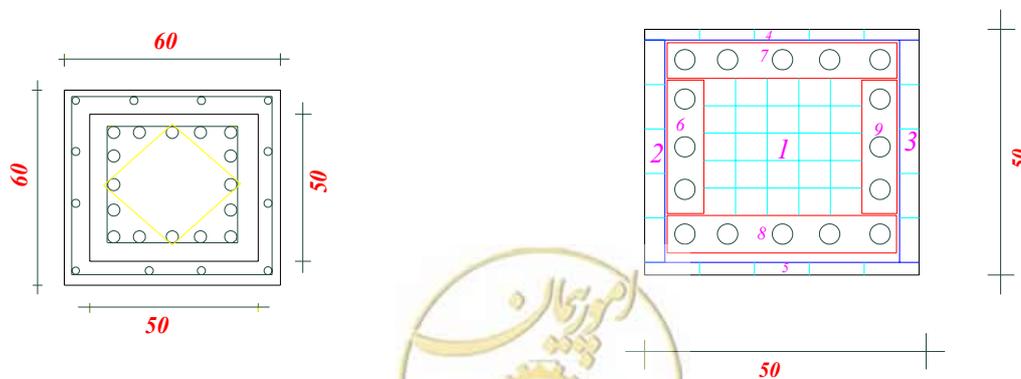
شکل (۳): ساختمان موجود

(ارتفاع مقطع تیرها ۴۵ سانتی متر و عرض آنها مشابه عرض ستون متصل به آنها می‌باشد).

روش تحلیل به کار رفته در محاسبه‌ی پاسخ سازه:

روشی که در اینجا جهت تحلیل سازه‌ی مورد نظر به کار رفته است، روش دینامیکی غیرخطی است.

در این تحلیل رکورد زلزله‌ی منجیل را به سازه‌ی مورد نظر اعمال کرده و با تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، پاسخ سازه در هر لحظه با استفاده از نرم افزار *Open Sees* [2]، محاسبه شده است. در این نرم‌افزار امکان مدل کردن اعضای سازه به صورت فایبر و همچنین مدل کردن سیستم‌های استهلاک انرژی نیز توسط پارامترها و مصالح ویژه‌ای که به آنها اختصاص داده شده است، امکان‌پذیر می‌باشد.

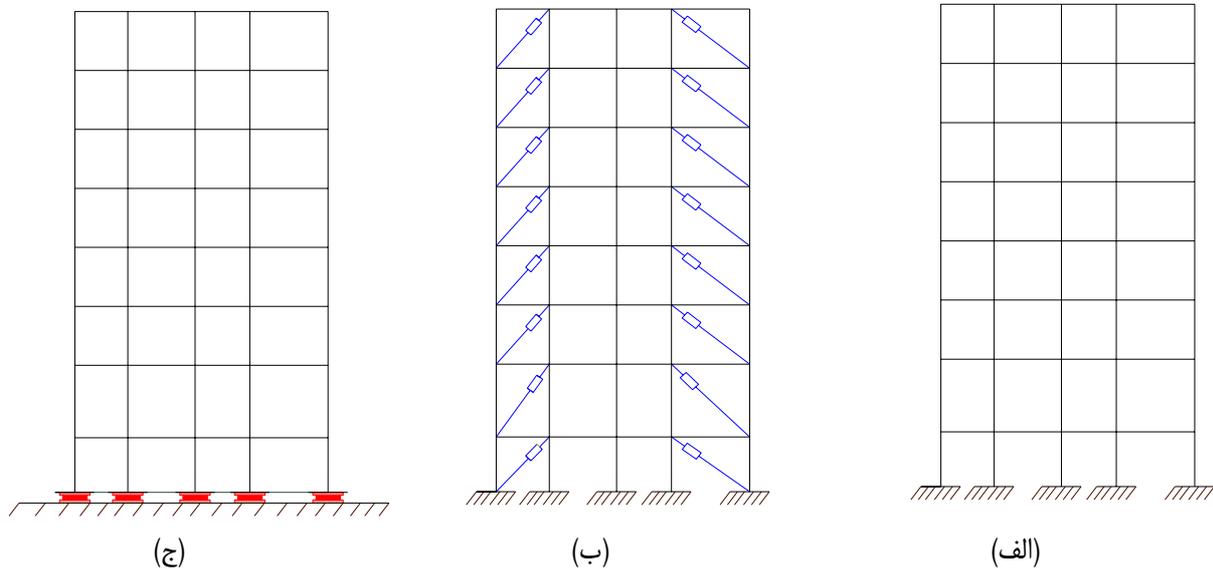


شکل (۴): نحوه‌ی مدل کردن مقطع در نرم افزار *Open Sees*

شکل (۵): مقطع مقاوم شده به صورت فایبر و مش بندی شده



۳- معرفی حالت‌های سازه‌ای جهت مقاوم‌سازی



شکل (۶): قاب مقاوم‌سازی شده با روش الف (تقویت اعضا، ب) نصب میراگر، ج) جداسازی لرزه‌ای

۴- نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی برای هر چهار حالت:

حالت اول: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی سازه موجود

حالت دوم: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی سازه‌ی مقاوم‌سازی شده با روش تقویت اعضا (*Jacketing*)

حالت سوم: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی سازه‌ی مقاوم‌سازی شده با استفاده از نصب میراگر در طبقات

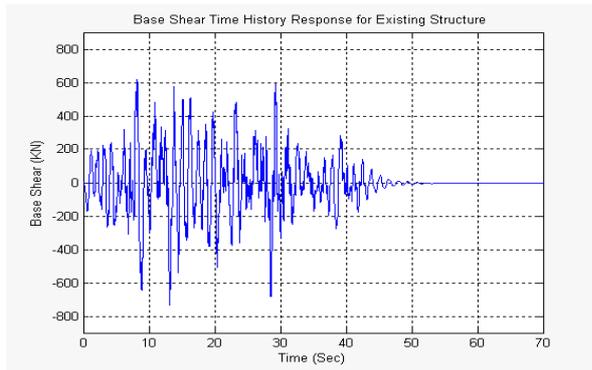
حالت چهارم: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی سازه‌ی مقاوم‌سازی شده با استفاده از سیستم جداساز لرزه‌ای

- پاسخهای تاریخچه‌ی زمانی سازه‌ی مذکور اعم از شتاب بام، برش پایه و تغییر مکان بام تحت زلزله‌ی منجیل در صفحه‌ی بعد

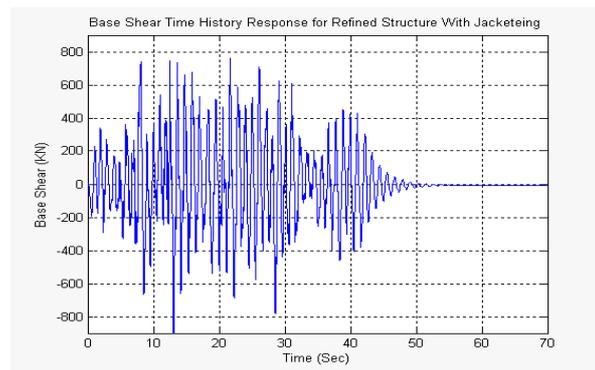
قابل مشاهده می‌باشند. شکلها طوری در کنار هم قرار گرفته‌اند که راحتی هر چهار حالت قابل مقایسه با همدیگر می‌باشند.

(همه‌ی واحدها یکسان و به KN (برش پایه) و m/sec (شتاب) و m (تغییر مکان) می‌باشند).

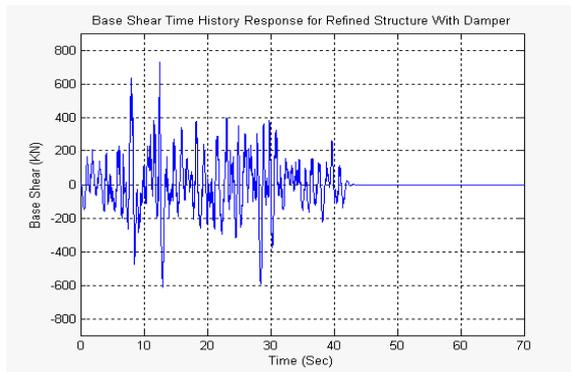




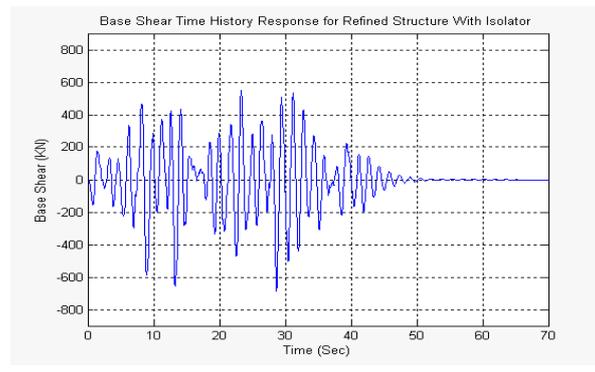
(الف)



(ب)

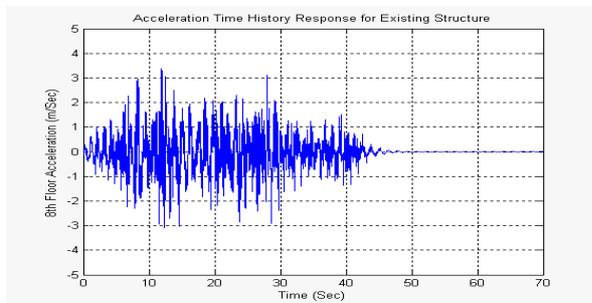


(ج)

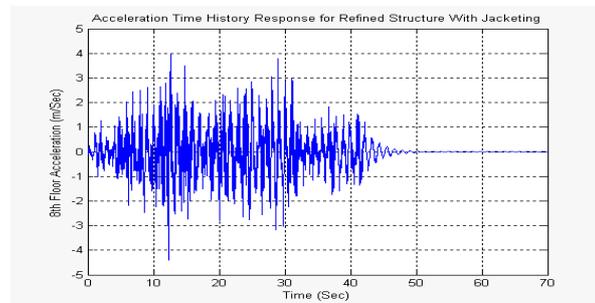


(د)

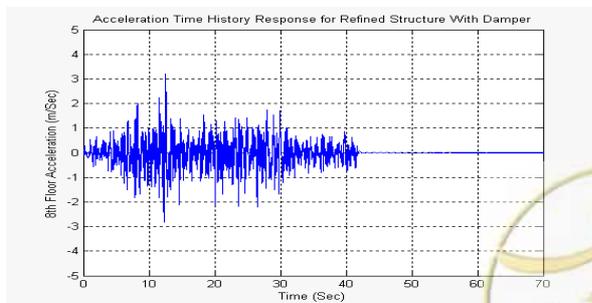
شکل (۷): مقایسه‌ی برش پایه در چهار وضعیت سازه (الف) ساختمان موجود، و مقاومت‌سازی شده با روش: (ب) تقویت اعضا، (ج) نصب میراگر، (د) جداسازی لرزه‌ای



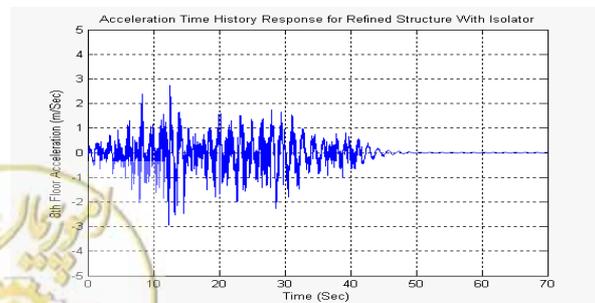
(الف)



(ب)



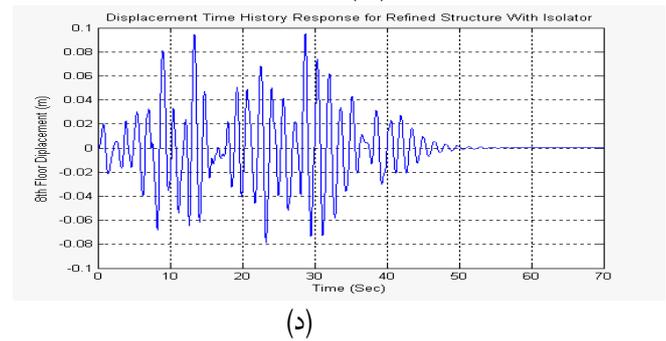
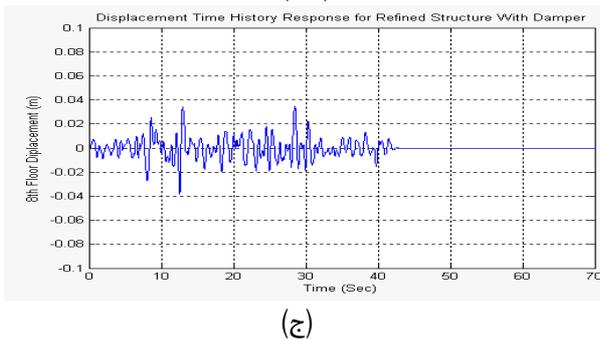
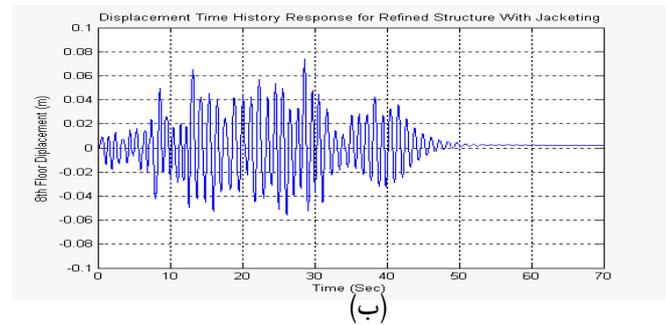
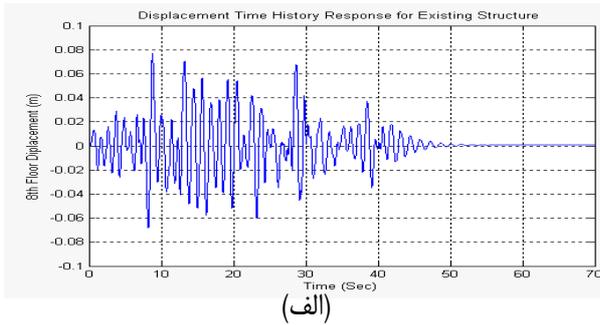
(ج)



(د)

شکل (۸): مقایسه‌ی شتاب طبقه‌ی هشتم در چهار وضعیت سازه (الف) ساختمان موجود، و مقاومت‌سازی شده با روش: (ب) تقویت اعضا،

(ج) نصب میراگر، (د) جداسازی لرزه‌ای



شکل (۹): مقایسه تغییر مکان طبقه‌ی هشتم در چهار وضعیت سازه الف) ساختمان موجود، و مقاوم‌سازی شده با روش: ب) تقویت اعضا، ج)

نصب میراگر، د) جداسازی لرزه‌ای

نتیجه‌گیری:

پاسخ‌های سازه در حالات چهارگانه نشان می‌دهد که تمهیدات صورت گرفته در هر یک از سه روش در کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه موثر بوده است. در این سه روش حالت مقاوم‌سازی با میراگر، نسبت به بقیه از امتیاز بیشتری برخوردار بوده است. محل قرارگیری میراگرها و تعداد این میراگرها در نتیجه‌ی حاصله از کاربرد آنها تاثیر بسزایی دارد. با توجه به شکل‌های بالا که مربوط به پاسخ سازه هستند، می‌توان به ارزش والای این تجهیزات در مقاوم‌سازی سازه‌های موجود، پی برد.

مراجع:

- 1- Passive Energy Dissipation in Structural Design and Retrofit. T.T. Soong and Dargush
 - 2-Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), (Silvia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves, et al.) Printed on 19 July, 200
- Web site: <http://opensees.berkeley.edu/>

۳- استفاده از سیستم‌های استهلاک انرژی در مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود. پروفیسور ناطقی الهی، مهدی کامروا.



Friction Dampers: Suitable for Wide Range of Seismic Retrofit of Existing Structures

Ebrahimian, H., and Tabeshpour, M. R.
Sharif University of Technology, Tehran, Iran

Abstract

In recent year numerous different dissipative systems have been proposed and some structures have been built or retrofitted with such devices. Most devices dissipate energy through hysteresis, friction or viscous damping. In all cases their behavior is highly non-linear. This paper deals with the use of friction damper as a passive dissipative device in order to seismic retrofit of existing structures design criteria and seismic analysis of a building. As an example a 3-story building is designed and retrofitted using friction damper. The structure is modeled using the finite element program Sap2000 and is analyzed using both non-linear static pushover analysis and non-linear time history analysis.

Key Words: Friction Damper, Retrofit, Existing Structure.

Introduction

Passive control systems have been successfully used for reducing the dynamic response of structures subjected to earthquakes or strong wind gusts. Friction dampers have often been employed as a component of these systems because they present high energy-dissipation potential at relatively low cost and are easy to install and maintain. In this research, a novel friction damper device (FDD), Mualla and Belev [1], which is economical, can be easily manufactured and quickly installed, is presented. It makes use of material that provides very stable performance over many cycles, resists adhesive wear well and does not damage the steel plate surfaces, thus allowing multiple use. This passive control device is designed to dissipate seismic input energy and protect buildings from structural and non-structural damage during moderate and severe earthquakes. The effectiveness of the damping system employing such FDDs in 3-story frame is evaluated numerically. Also, a new method for quick design of friction/yielding damping devices is proposed. Then a simplified method for construction of trilinear and bilinear pushover

capacity curves is introduced, in which only the pushover curve of the frame exclusive of damping device is must be determined. So, it make easy for practicing engineers to construct the capacity curve of the building inclusive of damping device and evaluate the performance point of the building by using nonlinear static analysis methods in FEMA 356 [2], or FEMA 440 [3], and also the works of Chopra et. al [4,5 and 6].

The damper main parts are the central (vertical) plate, two side (horizontal) plates and two circular friction pad discs placed in between the steel plates as shown in Fig. 1. The central plate has length h_a and is attached to the girder mid-span in a frame structure by a hinge. The hinge connection is meant to increase the amount of relative rotation between the central and side plates, which in turn enhances the energy dissipation in the system. The ends of the two side plates are connected to the members of inverted V-brace at a distance r from the FDD centre. The bracing makes use of pretensioned bars in order to avoid compression stresses and subsequent buckling. The bracing bars are pin-connected at both ends to the damper and to the column bases. The combination of two side plates and one central plate increases the frictional surface area and provides symmetry needed for obtaining plane action of the device.

Engineering Characteristics of the New Type of Friction Device

From among the various supplemental damping devices that are presently available, yielding and friction devices are unique characteristics as follow:

- They are generally force limited
- They are highly nonlinear
- Their Response behaviour is not velocity dependent

The damping system is investigated in a one-storey frame as shown in Fig. 2.

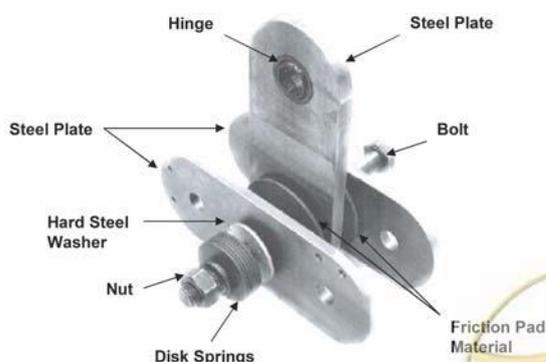


Fig. 1: Components of Friction Damping Device

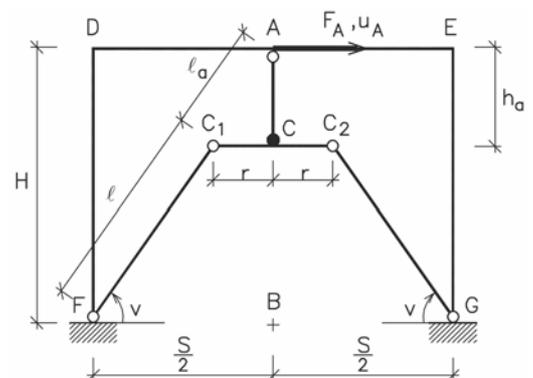


Fig. 2: Frame Upgraded with Friction Damping System

Important information about the behavior of the upgraded frame is obtained by loading the frame with a slowly increasing horizontal load F_A in point A. Using a geometric

linear structural theory, the antimetrical load F_A gives an antimetrical displacement u_A of point A, i.e. a horizontal displacement. The frictional moment M_f limits the moment M in the frictional hinge C. Giving a necessary cross-sectional area with factor of safety about 2 of the bar as:

$$A_b = \frac{M_f}{\sigma_y h_a \cos \nu} \quad (1)$$

where σ_y is the yield stress of the bar material. The hinges should not be the weak point in the damping system and especially not the frictional hinge.

The two phases of damper deformation are described below.

1. Sticking Phase:

The sliding (yield) displacement of the damping device will be obtained from the following formula:

$$D_{yd} = \frac{F_h l}{2EA_b \cos^2 \nu} = \frac{M_f l}{2h_a EA_b \cos^2 \nu} \quad (2)$$

2. Sliding Phase:

It can be shown that:

$$K_{bd} = \frac{2F_p}{l} \sin \nu \frac{1 - \left(1 - \frac{F_p}{EA_b}\right) \frac{l}{L} \sin^2 \nu}{\frac{h_a}{l} + \frac{F_p}{EA_b} \sin \nu} \quad (3)$$

Comparing this expression for the stiffness K_{bd} with the sticking phase expression shows that the stiffness in sliding phase typically is much smaller than in the sticking phase.

This type of friction damper which has a hysteretic behavior like yielding dampers is defined by a slip load, F_h , and an elastic stiffness, K_{bd} , and a ductility ratio $\mu_d = D_u / D_{yd}$. Neglecting the small horizontal stiffness of the damping system in the sliding phase, the energy dissipation per cycle in the frictional hinge can be written as:

$$E_D = K_{bd} D_u^2 = 0.25 K_{bd} D_{yd}^2 \quad (4)$$

Because K_{bd} is independent of M_f , the above equations allow introduction of an energy dissipation optimized equation of the following form:

$$D_{yd} = \frac{1}{2} D_u = \frac{M_f l}{2h_a EA_b \cos^2 \nu} \quad (5)$$

Therefore, we have:

$$A_b = \frac{M_f l}{h_a E D_u \cos^2 \nu} \quad (6)$$



The energy dissipation optimized area design defined by the above equation may correspond to bars of insufficient strength. If this is the case, the bar cross sectional area A_b has to be increased to a sufficient value as indicated before. This increase in brace area has nearly no influence on F_h , but decreases D_{yd} , i.e. E_D is increased but of course not as much as for an energy dissipation optimized design.

Relationship Between Friction Device Design Parameters and Damping Level

The equivalent viscous damping derived here is for a single SDOF oscillator that includes both the basic structural framing system and the supplemental damping system. The two systems act in parallel and can be described as a dual system. The basis structural frame has stiffness K_s and remains elastic. The force versus displacement characteristics of the various supplemental damping devices that are presently available differ but an approximation of all of them, particularly for yielding and friction devices, is to model them as elastic perfectly plastic system. Note that for mathematical convenience, the initial elastic stiffness of the energy dissipater is described as $SR \times K_s$ and that the slip load of the energy dissipater described as a fraction of the force in the frame, $FR \times P$, at a given response displacement. The damper properties in terms of the structure properties are defined as follows:

$$SR = \frac{K_{bd}}{K_s} = \text{the ratio of damper stiffness to total structure stiffness} \quad (7)$$

$$FR = \frac{F_h}{F_s} = \text{the ratio of damper yield force to total structure force} \quad (8)$$

These definitions can be used to calculate equivalent viscous damping using the formula

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{4\pi E_s} \quad (9)$$

Where,

β_{eff} = Hysteretic Damping Represent as Equivalent Viscous Damping

E_D = Energy Dissipated by Damper

E_s = Maximum Strain Energy

It can be followed that the energy dissipated per cycle is:

$$E_D = 4 \times FR \times F_s (D_u - D_{yd}) \quad (10)$$

$$E_D = 4 \times FR \times \frac{F_s^2}{K_s} \left(1 - \frac{FR}{SR} \right) \quad (11)$$



It follows that the maximum strain energy in the dual system is:

$$E_S = E_{S1} + E_{S2} = \frac{1}{2}(F_h D_{yd} + F_s D_u) = \frac{F_s^2}{2K_s} \left(1 + \frac{FR^2}{SR}\right) \quad (12)$$

The equivalent viscous damping is obtained by:

$$\beta = \frac{E_D}{4\pi E_S} = \frac{2}{\pi} \frac{FR \times (SR - FR)}{(SR + FR^2)},$$

$$\frac{FR}{SR} < 1 \quad (13)$$

This formulation facilitates estimating the equivalent viscous damping in a structure based on the various structure and damper parameters that have been described. It is well suited for making a first order estimate of the required damper properties for design. Because of the nonlinearity inherent in friction devices, it is necessary to perform a nonlinear analysis to verify that the desired response performance of both the structure and device are realized. The relation for β can be used to generate a family of curves as a function of FR and SR as shown in Figure 3. This figure shows some general trends: The higher the stiffness of the damper relative to the structure, SR, the higher the damping. Practically, it is difficult to achieve values of SR much greater than 1 and so damping of the order of 10% to 15% is a realistic target. For a realistic value of the stiffness ratio, SR, there is an optimum value of the brace strength to the elastic structure force. This increases causes increasing in stiffness. For systems with high value of SR ratio, like friction damper systems, the equivalent viscous damping is obtained by:

$$\beta = \frac{E_D}{4\pi E_S} = \frac{2}{\pi} \frac{FR \times \left(1 - \frac{FR}{SR}\right)}{\left(1 + \frac{FR^2}{SR}\right)} \cong \frac{2}{\pi} FR, \quad \frac{FR}{SR} < 1 \quad (14-1)$$

$$FR = \frac{F_h}{F_y} = \text{the ratio of damper yield force to structure yield force} \quad (14-2)$$



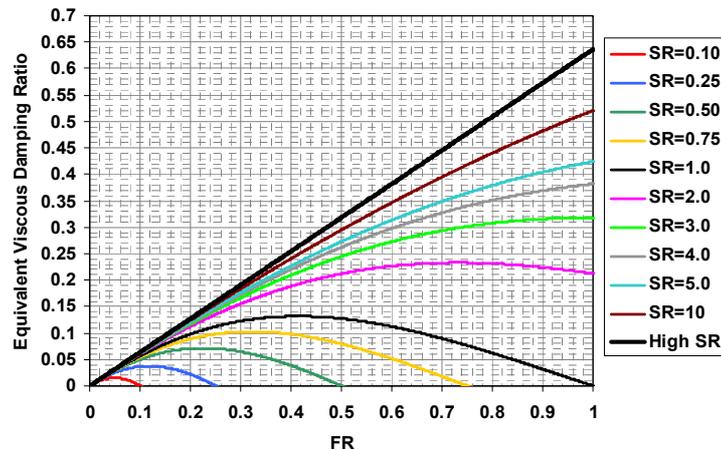


Fig. 3: Equivalent Viscous Damping for Dual System

It can be followed that the energy dissipated per cycle is:

$$E_D = 4 \times FR \times \frac{F_y^2}{K_s} \left(\mu_f - \frac{FR}{SR} \right) + 4 \times \frac{F_y^2}{K_s} (\mu_f - 1) \quad (15)$$

The equivalent viscous damping is obtained by:

$$\beta = \frac{E_D}{4\pi E_s} = \frac{2}{\pi} \frac{FR(\mu_f \times SR - FR) + SR \times (\mu_f - 1)}{(SR + FR^2)}, \frac{FR}{SR} < \mu \quad (16)$$

Required Steps for Initial Design of Friction Devices

The steps for quick estimation of damper properties (slip load and brace section) are described below:

Step 1) Choose desired equivalent additional damping level to be supplied by dissipators, β_{eff} say 15-20%.

Step 2) Calculate the corresponding Spectral Reduction due to damping using the following methods. Equivalent linearization procedures applied in practice normally require the use of spectral reduction factors to adjust an initial response spectrum to the appropriate level of effective damping, β_{eff} . These factors are a function of the effective damping and are termed damping coefficients, $B(\beta_{\text{eff}})$. They are used to adjust spectral acceleration ordinates as follows:

$$S_a(T, \beta_{\text{eff}}) = \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (17)$$

$$B = \frac{A_{5\%}}{A_{\beta_{\text{eff}}}} \quad (18)$$

ATC 40 proposed the value of Newmark and Hall for constant acceleration and velocity regions of median design spectrum as:

$$A_{a, \beta_{\text{eff}}} = 3.21 - 0.68 \ln \beta_{\text{eff}} (\text{in } \%) \Rightarrow B_s = \frac{2.12}{A_{a, \beta_{\text{eff}}}} \quad (19)$$

$$A_{v,\beta_{eff}} = 2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff} (\text{in } \%) \Rightarrow B_1 = \frac{1.65}{A_{v,\beta_{eff}}} \quad (20)$$

Note that if the ATC-40 equations are used, then the limits on the reduction should not be applied.

NEHRP 2000 proposed the value of Newmark and Hall for constant velocity regions of median design spectrum as:

$$A_{v,\beta_{eff}} = 2.31 - 0.41 \ln \beta_{eff} (\text{in } \%) \Rightarrow B_1 = \frac{1.65}{A_{v,\beta_{eff}}} \quad (21)$$

FEMA 356 proposed Table 1-6. FEMA utilizes two factors, one for the constant acceleration region of the response spectrum (B_s) and the other for the constant velocity region of the spectrum (B_1). The value for constant average acceleration region of the spectrum (low periods) are higher than those valid in the constant velocity region. This contradicts the fact that there is little or no reduction of displacement with increasing damping in very stiff structures. It also leads to the erroneous impression that damping systems are most effective when used on stiff structures.

When the damping ratio exceeds 50% of critical, the effect of damping in reducing displacements is ignored leading to very conservative estimates in highly damped buildings.

FEMA 440 proposed the following value with no limits:

$$B = \frac{4}{5.60 - \ln \beta_{eff} (\text{in } \%) } \quad (22)$$

This simple expression is very close to equations specified in both the NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures and the ATC-40 document.

Step 3) The effect of period shifting must be considered. Equivalent linearization procedures applied in practice normally require the use of period shift effect with spectral reduction factors to adjust the equivalent linear system as shown schematically in Fig 4.

Therefore we have:

$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_e, \xi_0)} = \frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_{ed}, \xi_0)} \times \frac{S_a(T_{ed}, \xi_0)}{S_a(T_e, \xi_0)} \quad (23)$$

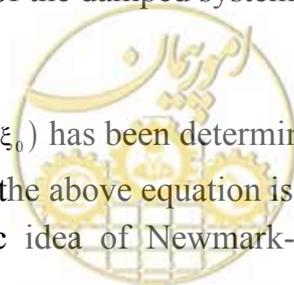
Where, T_e = Elastic period of the system without damping devices

T_{ed} = Equivalent Elastic period of the damped system

ξ_0 = 5% damping ratio = β_0

ξ_{eq} = β_{eff}

In step 2, the ratio $S_a(T, \xi_{eq})/S_a(T, \xi_0)$ has been determined for all range of periods, so the first term on the right hand side of the above equation is determined. The second term can be interpreted by using the basic idea of Newmark-Hall pseudo acceleration design spectrum as:



$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_0)}{S_a(T_e, \xi_0)} = \left(\frac{T_{ed}}{T_e}\right)^p \quad (24)$$

Where p is equal to,,

{	< 1	Transition from Solid to Flexible System
	$= 0$	Constant Acceleration Region
	$= -1$	Constant Velocity Region
	$= -2$	Constant Displacement Region
	< -2	Transition to Extremely Soft System

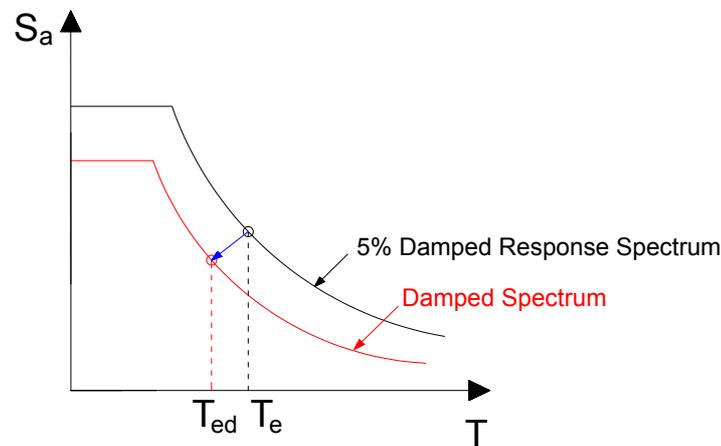


Fig 4: Period Shifting Effect in Spectral Reduction

From the above equation, it can be obtained that the value of index p is larger when the system period is larger and vice versa. Since the equivalent period T_{ed} is always longer than the initial period T_e , the shorter the period, the more significant the increase in spectral acceleration.

A structure without damping would be designed for a code prescribed lateral load equal to:

$$V_y = \frac{W \times S_a(T_e, 5\%)}{R_\mu} \quad (25)$$

For the same structure with equivalent viscous damping system, the actual yield strength will be:

$$V_{yd} = \frac{W \times S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{R_\mu} \quad (26)$$

From step 2 and step 3, it can be concluded that:

$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_e, \xi_0)} = \frac{V_{yd}}{V_y} = \frac{1}{B} \times \left(\frac{T_{ed}}{T_e}\right)^p \quad (27)$$



The damped system elastic period T_{ed} is related to the undamped system (5% damping) on the basis of the following equation:

$$\frac{T_{ed}}{T_e} \approx \left(\frac{I_e}{I_d}\right)^{1/2} \approx \left(\frac{h_e}{h_d}\right)^{3/2} \approx \left(\frac{z_e}{z_d}\right)^\eta \approx \left(\frac{V_y}{V_{yd}}\right)^\eta \quad (28)$$

Where I_e and I_d are respectively the moment of inertia of the beam and columns of the undamped and damped structures and h and z are section height and section plastic modulus of both structures. η can be taken about 0.45 to 0.65 for wide flange sections and 0.75 for rectangular and 0.66 for square sections. A value of about 0.5 seems to be appropriate.

So, we have:

$$\frac{V_{yd}}{V_y} = \frac{1}{B} \times \left(\frac{V_y}{V_{yd}}\right)^{\frac{p}{\eta}} \quad (29)$$

For constant acceleration region with $p=0$, we have:

$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_e, \xi_0)} = \frac{V_{yd}}{V_y} = \frac{1}{B} \quad (30)$$

And for constant velocity region with $p=-1$, we have:

$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_e, \xi_0)} = \frac{V_{yd}}{V_y} = \frac{1}{B^2} \quad (31)$$

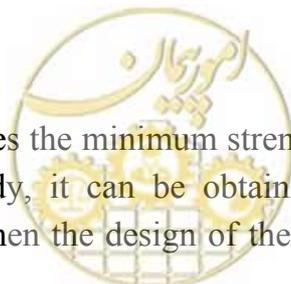
So, we can conclude that:

$$\frac{S_a(T_{ed}, \xi_{eq})}{S_a(T_e, \xi_0)} = \frac{V_{yd}}{V_y} = \begin{cases} \frac{1}{B} & T_e, T_{ed} < T_s \\ \frac{1}{B^2} & T_e, T_{ed} > T_s \end{cases} \quad (32)$$

It must be noted that for an equivalent damping level of about 15% to 20%, the spectral reduction will be about 66% to 72% in constant acceleration region and about 42% to 52% in constant velocity region. Therefore, as an approximation, the base shear will be reduced from $0.72V_b$ to $0.65V_b$ in constant acceleration region and from $0.52V_b$ to $0.42V_b$ in constant velocity region by using appropriate damper devices. It must be noted that according to NEHRP 2000, the minimum allowable base shear for design of seismic force resisting system is:

$$V_{\min} = \frac{V}{B} \geq 0.75V \quad (33)$$

The limit $0.75V$ typically dictates the minimum strength of a building with about 15% damping. From the previous study, it can be obtained that this level of base shear reduction is very conservative. When the design of the seismic force resisting system is



based on plastic analysis behavior, the required base shear strength is needed. So, we have:

$$V_y = V_{\min} \Omega_0 \frac{C_d}{R} \quad (34)$$

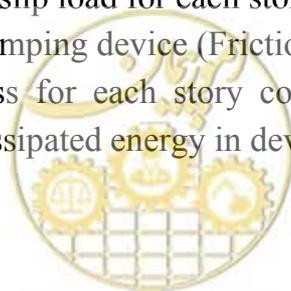
The ratio C_d/R is used because of inconsistency in the values of C_d and R . It is important to note that for special moment resisting frame buildings with $C_d=5.5$ and $R=8$, we have: $0.75 \times \frac{5.5}{8} = 0.52$.

Step 4) Calculate corresponding spectral reduction factors using Step 2 and 3. Hence determine equivalent static loads to be applied to structure. Apply these loads to the dual system consisting of frame and braces of damping device. (The stiffness of the damping system is considered here.)

The example special moment resisting frame in section 6, which meets the design criteria of NEHRP 2000, is designed for 0.75 design base shear. The frame exclusive of damping system does not meet the drift criteria and damping system must be added to meet the drift criteria. The pushover curve of the frame without damping device designed for $0.75V$ is shown in the next section. As indicated, the base shear strength ratio of the frame without damping device designed for $0.75V$ to the base frame is about 0.5. From the story shear strength of the frame and using Fig.3, the preliminary design of the friction devices consisting of slip load in each story and brace stiffness can be obtained. It must be noted that the brace stiffness can be determined after selecting an appropriate damping device.

A fast and reliable design methodology is presented in the above steps. After the preliminary design of frame with damping devices, the simplified pushover analysis is needed for verification of the design results. A summary of these steps are:

- Choose β_{eff} about 15-20%
- Calculate spectral reduction due to damping
- The effect of period shifting must be considered.
- Design the frame exclusive of damping devices
- Evaluate friction damper slip load for each story
- Choose an appropriate damping device (Friction Damper)
- Evaluate damper stiffness for each story considering that Braces must remain elastic with no Buckling and Dissipated energy in devices to be maximum



Initial Design of Friction Devices for example Frame

Frames with damping systems may be designed in accordance with NEHRP 2000 for a seismic base shear strength not less than $0.75V_{y,min}$ where $V_{y,min}$ is the seismic base shear strength of the frame without a damping system according to the NEHRP 2000 code. The 3 story SMRF has the period of 1.6151 sec and a seismic base shear of 76.94 kips. The frame exclusive of damping system does not meet the drift criteria. So, damping system must be added to meet the drift criteria.

Fig. 5 shows the pushover curve of the frame (base shear vs. top displacement) and also the pushover curve of each story (story shear vs. story drifts) of the frame with their idealized bilinear pushover curves from which the base shear strength and story shear strength can be obtained. The pushover curves of the frame are constructed using IDARC Ver. 5.5 software considering P-Δ effects.

The yield point of structure and each story are listed in table 1. By using the chart and the formulas in section 4, for A_b , and assuming the bar material $E = 29000 \text{ Ksi}$ and $F_y = 50 \text{ Ksi}$, we have design procedure indicated as follows. SR is in most of real cases equal or greater than 1.0. According to Fig.3, a value of FR equal to 0.30 seems to be sufficient to have an equivalent viscous damping of about 15% to 20%.

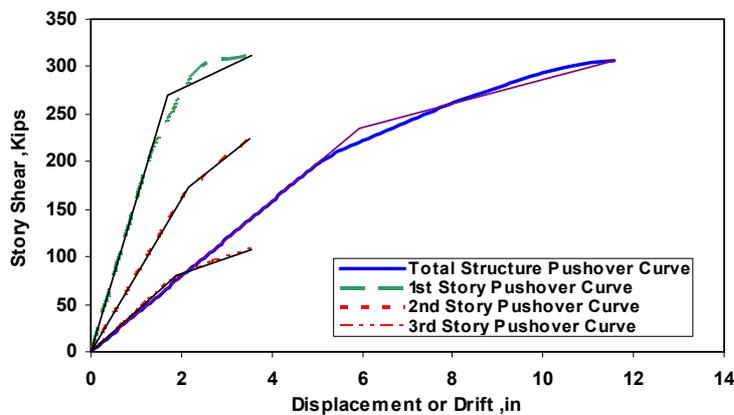


Fig.5: Pushover of each Story and Total Pushover Curve for 1st Mode Lateral Force Pattern with P-Δ Effect

Table 1: Story Shear Strength and Story Yield Drift

Parameter	1 st Story	2 nd Story	3 rd Story	Total Structure
δ_y (in)	1.6928	2.1655	1.892	5.925
V_y (Kips)	270.0774	173.194	80.4405	234.439



Table 2: Story Shear Strength and Damper Slip Loads

Parameter	1st Story	2nd Story	3rd Story	Total Structure
V_y (Kips)	270.08	173.19	80.44	234.44
$0.30V_y$ (Kips)	81.02	51.96	24.13	70.33

The slip load of dampers in each story will be as follow:

$$V_{d1} = F_{h1} = 70 \text{ Kips}$$

$$V_{d2} = F_{h2} = 50 \text{ Kips}$$

$$V_{d3} = F_{h3} = 25 \text{ Kips}$$

The SR ratio can be obtained by using the following Table 3:

Table 3: Story Shear Strength and Story Yield Drift

Parameter	1st Story	2nd Story	3rd Story	Total Structure
K_s	159.545	79.979	42.516	39.568
K_{bd}	232.22	171.32	85.07	
$SR = \frac{K_{bd}}{K_s}$	1.46	2.14	2.00	

Simplified Method for Construction of Pushover Curve for Building with Friction Devices

The following methodology is used to construct the pushover curve of buildings with friction devices. The slip load and brace area are determined previously and the total system will be modeled in SAP2000. Fig. 6 shows a schematic view of the 3 story frame building.

Consider the frame with damping devices in chevron type configuration subjected to a prescribed pattern of lateral load. As the lateral load increase, yielding of the damping devices occurs at a specified story. In this case, yielding of damping device occurs at 2nd story. As the lateral load increase further, all damping devices yield while the frame is still elastic. The various stages of the pushover idealized curve are presented by the points A, B and C as:

OA = The behaviour of the combined system prior to yielding of damping devices

$$K_t = K_f + K_d = \text{Global Stiffness of the Frame} + \text{Global Stiffness of the Devices}$$

AB = The behaviour of the system after yielding of damping devices

$K_t = K_f =$ Global Stiffness of the Frame + Global Stiffness of the Devices.

Calculations for construction of idealized trilinear curve for the pushover analysis of the building follow:

Slip Displacement of Damping Devices:

The sliding (yield) displacement of the damping device will be obtained from the following formula:

$$D_{yd} = \frac{F_h l}{2EA_b \cos^2 v}$$

$$D_{yd1} = \frac{70 \times 222.711}{2 \times 29000 \times 2.05 \times \cos^2 47.05} = 0.2824 \text{ in}$$

$$D_{yd2} = \frac{50 \times 219.21}{2 \times 29000 \times 1.45 \times \cos^2 46.29} = 0.2729 \text{ in}$$

$$D_{yd3} = \frac{25 \times 219.21}{2 \times 29000 \times 0.72 \times \cos^2 46.29} = 0.2748 \text{ in}$$

Displacement of Roof due to Slip Displacement

Consider that the frame with slipping/yielding devices is pushed by loads that are proportional to the first mode resulting in the displacement D_j . The displacement of the j-th floor can be related to the roof displacement by:

$$D_j = \phi_{ji} \times D_r \tag{35}$$

$$\Delta_j = (\phi_{ji} - \phi_{j-1,i}) \times D_r = \phi_{ji}^r \times D_r \tag{36}$$

When yielding of the damping device occurs at the j-th story:

$$\Delta_{yj} = \phi_{ji}^r \times D_{yr} \tag{37}$$

Therefore, the displacement of the roof when yielding of the damping devices occur at level j can be expressed by:

$$D_{yr} = \frac{\Delta_{yj}}{\phi_{ji}^r} \tag{38}$$

The displacement of the roof when all damping devices yield (point A), D_{yd} , can be defined as the maximum value of the displacement obtained by:

$$D_{yd} = \max_j \left(\frac{\Delta_{yj}}{\phi_{ji}^r} \right) \tag{39}$$

Therefore, in this case, since the yield displacement in this case is constant, it is obvious that the maximum ratio occurs at the story for which ϕ_{ji}^r is minimum, that is:

$$\phi_{j1}^r = \begin{Bmatrix} 0.323 \\ 0.390 \\ 0.287 \end{Bmatrix} \Rightarrow D_{yd} = \frac{0.2824}{0.287} = 0.984 \text{ in}$$



Base Shear due to Slip Displacement

Using the modal properties of the combined system, it can be shown that base shear of the building when all damping devices yields, $V_d + K_f D_{yd}$, is given by:

$$V_d + K_f D_{yd} = \omega_i^2 \frac{D_{yd}}{\Gamma_i} M_i^* \quad (40)$$

where, ω_i , Γ_i and M_i^* are the modal properties of the i-th mode for the building with damping devices. Therefore, for the first mode, we have:

$$V_d + K_f D_{yd} = \left(\frac{2\pi}{0.9318} \right)^2 \frac{0.984 \ 1362.22}{1.392 \ 386.1} = 113.40 \text{ kips}$$

Base Shear Strength of the Frame inclusive of Damping System

The base shear strength of the system, V , is equal to the sum of yield strength of the frame and the strength of the device when yielding of both occurs, that is:

$$V = V_{yf} + V_d \quad (41)$$

It must be noted that V_d as mentioned before, is contributed by the yielding damping device at the first story whereas the contribution of other damping devices to pushover curve is reflected in the initial branch of the trilinear pushover curve, branch OA. Accordingly: $V = 286.12 + 70 = 356.12 \text{ kips}$, and:

$$D_0 = \frac{1}{\omega_{if}^2} \Gamma_{if} \left(\frac{0.6V - V_d}{M_{if}^*} \right) \quad (42)$$

For the first mode, we have:

$$D_0 = \left(\frac{1.6151}{2\pi} \right)^2 \times 1.398 \times \left(\frac{0.6 \times 356.12 - 70}{1325.44} \right) \times 386.1 = 3.866 \text{ in}$$

The effective equivalent initial frequency of the structure will be:

$$\omega_{li} = \sqrt{\frac{0.6V/M_i^*}{D_0/\Gamma_i}} \quad (43)$$

$$\omega_{11} = \sqrt{\frac{0.6 \times 356.12 \times 386.1 / 1362.22}{3.866 / 1.392}} = 4.67 \text{ rad/sec}$$

$$T_{11} = 1.346 \text{ sec}$$

So, the yield displacement of equivalent bilinear system will be:

$$D_y = \frac{1}{\omega_{li}^2} \Gamma_i \frac{V}{M_i^*} \quad (44)$$

$$D_y = \left(\frac{1}{4.67} \right)^2 \times 1.392 \times \frac{356.12}{1362.22} \times 386.1 = 6.44 \text{ in}$$



The bilinear pushover capacity curve can be constructed according to the above calculations. Fig. 7 shows the pushover curve of the frame with and without damping devices together with the approximate pushover trilinear and bilinear curve according to the previous calculations. It must be noted the capacity diagram of the building are constructed neglecting the P-Δ effect.

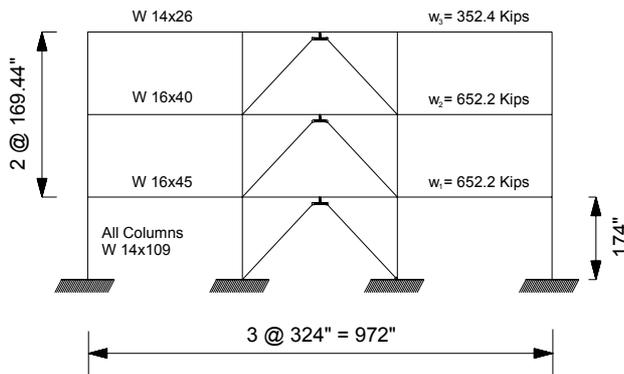


Fig. 6: 3-Story Frame with Damping Device

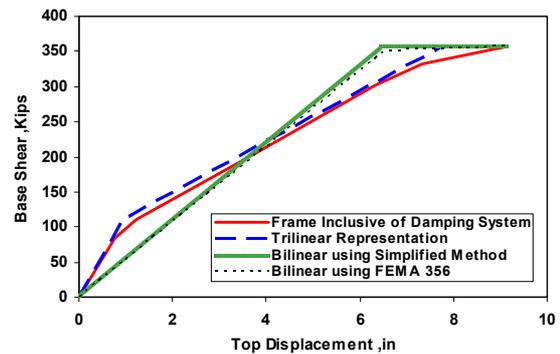


Fig. 7: Bilinear and Trilinear Representation of 3 Story Pushover Curve of the Building with Friction Damping System

Design of Building with Friction Devices

When equivalent linearization is used as a part of a nonlinear static procedure that models the nonlinear response of a building with a SDOF oscillator, the objective is to estimate the maximum displacement response of the nonlinear system with an “equivalent” linear system using an effective period, T_{eff} , and effective damping, β_{eff} . According to ATC-40, for a bilinear system, and presume that the yielding damping system has perfect bilinear hysteretic behavior, we have:

$$\beta_{eff} = \beta_0 \left(\frac{1}{1 + \frac{A_d}{A}} \right)^{\frac{1}{2}} + \frac{2}{\pi} \frac{q_H \times \left(\frac{A_y}{A} - \frac{1}{\mu_f} \right) + \frac{A_d}{A} \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)}{\left(1 + \frac{A_d}{A} \right)} \quad (45)$$

The effective period will be:

$$T_{eff} = 2\pi \left(\frac{d}{A + A_d} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (46)$$

Now we use the above procedure to find the performance point:

$$A_d = \frac{70}{1325.44} \times g = 0.053g, \quad A_y = \frac{286.12}{1325.44} \times g = 0.216g, \quad A = \frac{306.77}{1325.44} \times g = 0.23g$$

With reference to Fig. 7, we have:

$$\text{Effective Ductility of the structure with damping system: } \mu = \frac{9.156}{6.44} = 1.42$$

$$\text{Spectral Roof Displacement: } d = \frac{9.156}{1.392} = 6.58 \text{ in}$$

$$\text{Effective Period: } T_{eff} = 2\pi \left(\frac{6.58}{0.269 \times 386.1} \right)^{\frac{1}{2}} = 1.58 \text{ sec}$$

$$\text{Ductility Ratio of Frame: } \mu_f = \frac{d}{d_{yf}} = \frac{9.156}{7.76} = 1.18$$

$$\text{Ductility Ratio of Damper: } \mu_d = \frac{d}{d_{yd}} = \frac{9.156}{0.984} = 9.305$$

$$q_H = 0.67 \frac{T_S}{T_{11}} = 0.67 \frac{0.6}{1.346} = 0.3 < 0.5 \Rightarrow q_H = 0.50 \quad , \quad \beta_{eff} = 17.5\% \quad , \quad B = \frac{4}{5.60 - \ln \beta_{eff} (\text{in } \%)} = 1.461$$

Now, the response spectrum will reduce by the coefficient 1.461:

$$D = \left(\frac{1.58}{2\pi} \right)^2 \times 1.392 \times \frac{0.6}{1.58 \times 1.461} \times 386.1 = 8.83 \text{ in} \quad , \quad D_e = \left(\frac{1.346}{2\pi} \right)^2 \times 1.392 \times \frac{0.6}{1.346} \times 386.1 = 11 \text{ in}$$

So, the roof displacement equal to 9in seems to be the performance point of the system.

Conclusion

In this paper a conceptual view on retrofit design on existing buildings using an innovative friction damper (proposed by Mualla IH) is presented. A simple design procedure can be used in seismic design of friction dampers based on the structural desired performance. As an example a 3-story steel structure that its strength and stiffness is not sufficient for desired performance is considered. The simple performance based method presented in FEMA is used to determine the slip load and bracing stiffness.

References

- [1] Mualla IH, Belev B. Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation. *Engineering Structure* 2002;24:365-371.
- [2] FEMA 356 (2000) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [3] FEMA 440 (2005) Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [4] Goel RK, Chopra AK. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. *Earthquake Spectra* 2004;20(1):225-54.
- [5] Chopra AK, Goel RK. A modal pushover analysis procedure forestimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002;31:561-82.
- [6] Chopra AK, Goel RK, Chintanapakdee C. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra* 2004;20(3):757-78.
- [7] Applied Technology Council (ATC). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volumes 1 and 2. Report no. ATC-40, Redwood City (CA), 1996.
- [8] Mualla IH, Nielsen LO. A Friction Damping System Low order behavior and design. Department of Civil Engineering, DTU-bygning 118, 2002.

بهسازی لرزه‌ای قابهای فولادی مهاربندی شده با استفاده از میراگر پانل برشی

دکتر سید مهدی زهرایی

عضو هیات علمی دانشکده عمران دانشگاه تهران و مشاور ارشد شرکت مقاوم‌سازی پیشرفته پرمایون

دکتر افشین مصلحی تبار

مدیر فنی شرکت مقاوم‌سازی پیشرفته پرمایون

چکیده

سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید از یک طرف در لرزش‌های نسبتاً خفیف سختی مناسبی از خود نشان دهند، و از طرف دیگر باید قادر به استهلاک انرژی قابل توجهی در حین یک زلزله شدید باشند. در این مقاله سیستمی نسبتاً نوین که هر دوی شرایط فوق‌الذکر را تأمین می‌کند به روش اجزاء محدود غیر خطی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این سیستم انرژی ناشی از زلزله در اثر تغییرشکل‌های برشی غیر الاستیک در یک پانل برشی مستهلک می‌شود. پانل برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر در مسیر انتقال نیرو از مهاربندها به تیر طبقه عمل می‌کند. هدف از این مقاله یافتن عوامل کلیدی مؤثر بر عملکرد پانل برشی و تأثیر پانل برشی بر عملکرد لرزه‌ای قابهای فولادی مهاربندی شده می‌باشد. نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهند که در صورت انتخاب صحیح پانل‌های برشی، آن‌ها می‌توانند قابلیت استهلاک انرژی یک سازه را به طرز قابل توجهی افزایش دهند بدون آن که سختی سازه چندان کاهش پیدا کند.

- مقدمه

سازه‌های مقاوم در برابر زلزله باید از یک طرف در لرزش‌های نسبتاً خفیف سختی مناسبی از خود نشان دهند، و از طرف دیگر باید قادر به استهلاک انرژی قابل توجهی در حین یک زلزله شدید باشند. سیستم‌های قابی متعارف، یعنی، قابهای بادبندی شده همگرا و قابهای خمشی قادر به تأمین همزمان هر دوی این شرایط نیستند. قابهای بادبندی شده همگرا عمدتاً از سختی بالایی برخوردار بوده ولیکن به دلیل کم‌انرژی احتمالی بادبندها، شکل‌پذیری چندانی از خود نشان نمی‌دهند [1]. در مقابل، قابهای خمشی به واسطه امکان تغییرشکل غیرالاستیک خمشی در تیر، قادر به تأمین شکل‌پذیری قابل قبولی می‌باشند، ولیکن این نوع قابها معمولاً از سختی آنها محدود است. ترکیب مناسبی از این دو سیستم می‌تواند سختی و شکل‌پذیری مطلوب برای یک سازه را نتیجه دهد.

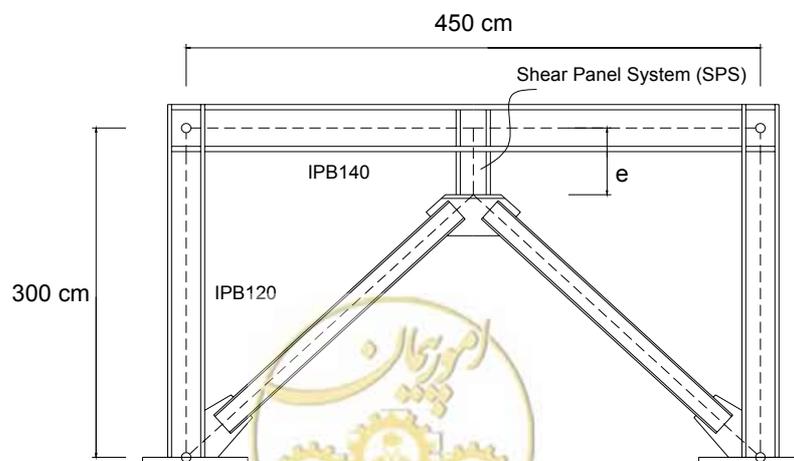
برای ارتقاء قابلیت استهلاک انرژی قابهای فولادی، سیستم قاب‌بادبندی شده واگرا که در آن بادبند با خروج از مرکزیت نسبت به گره تیر به ستون اجرا می‌شود، توسط Roeder and Popov [2] ارائه گردید. در صورتی که میزان خروج از مرکزیت به درستی

اتخاذ گردد، این قاب قابلیت استهلاک انرژی قابل توجهی از خود نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که این سیستم علی‌رغم توانایی بالا در استهلاک انرژی ناشی از زلزله، دارای نقاط ضعف اساسی می‌باشد. به عنوان نمونه، در این سیستم، انرژی به موجب تغییر شکل قابل توجه تیر رابط که خود بخشی از تیر طبقه می‌باشد مستهلک می‌گردد که این امر باعث خرابی عمده در تیر طبقه می‌گردد. تعمیر و بازسازی این خرابی بسیار هزینه بر و مشکل خواهد بود. به علاوه، از آنجا که تیر طبقه به عنوان عضو اصلی قاب از ممکن است دارای مقطع سنگین باشد، بادبندها و تمامی اتصالات مربوطه به نسبت باید قوی بوده تا بتوانند تیر رابط را فعال کنند. برای غلبه بر معضلات سیستم EBF، سیستم جدیدی توسط Aristazabal-Ochoa [۳] ابداع گردید. در این سیستم انرژی ورودی توسط یک رابط قابل تعویض معروف به زانویی مستهلک می‌گردد. در این سیستم، تمامی تغییرشکل‌های غیرالاستیک در عضو زانویی متمرکز شده و خرابی در اعضای اصلی قاب بوجد نمی‌آید. از آنجا که عضو زانویی قابل تعویض است، تعمیر قاب پس از یک زلزله شدید، بسیار آسان‌تر از سیستم EBF می‌باشد. تحقیقات مختلفی روی این سیستم انجام شده است تا از کماتش بادبندها ممانعت به عمل آید [4,5,6].

در این مقاله یکی از مؤثرترین روش‌ها در افزایش قابل ملاحظه شکل‌پذیری و قابلیت استهلاک انرژی مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این روش بادبندهای هشتی شکل به واسطه یک پانل برشی به تیر طبقه متصل می‌گردند. پانل برشی محل تمرکز تغییرشکل‌های غیر الاستیک شدید بوده و قابلیت تعویض پذیری دارد. سیستم پانل برشی (SPS) یکی از ساده‌ترین و ارزاترین سیستم میراگر است. ارتقاء عملکرد لرزه‌ای پل‌ها با استفاده از سیستم SPS توسط Zahrai and Bruneau [7] مورد بررسی قرار گرفت. هدف از این تحقیق بررسی عوامل مؤثر بر قاب بادبندی شده با پانل برشی می‌باشد. برای این منظور، تعدادی قاب یک طبقه-یک دهانه با استفاده از روش اجزاء محدود غیر خطی مورد تحلیل قرار می‌گیرند.

- مطالعه پارامتریک

مطالعه‌ای پارامتریک روی تعدادی قاب بادبندی شده با پانل برشی انجام شده است تا بدین وسیله رفتار تناوبی این سیستم مورد بررسی قرار گیرد. از شش قاب یک طبقه-یک دهانه مطابق با شکل ۱ استفاده شده است. قاب‌ها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که بتوان تأثیر عواملی همچون: نوع اتصال تیر به ستون، ابعاد مقطع پانل برشی، طول آن، لاغری بادبندها و وجود یا عدم وجود سخت‌کننده‌های عرضی جان پانل برشی را روی رفتار تناوبی این سیستم مورد بررسی قرار داد.



شکل ۱- مشخصات کلی قابها

- طراحی قابها

طراحی قابها بر اساس ظرفیت باربری پانل برشی انجام شده است. در هر یک از قابها، مشخصات مقطع پانل برشی پیش فرض شده است و سایر اعضای قاب شامل ستونها، تیر و بادبندها با توجه به ظرفیت برشی پانل، به تناسب طراحی شده‌اند. طراحی قابها بر اساس مقررات لرزه‌ای AISC [8] انجام شده است. مشخصات قابها در جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات نمونه‌ها

نمونه‌ها	نوع اتصال تیر به ستون	بادبندها	پانل برشی	e (cm)	سخت‌کننده جان پانل برشی
SPS1	صلب	2UNP100	IPE160	۳۷	یک جفت در وسط
SPS2	مفصلی	2UNP100	IPE160	۳۷	یک جفت در وسط
SPS3	مفصلی	2UNP100	IPE160	۲۷	یک جفت در وسط
SPS4	مفصلی	2UNP60	IPE160	۲۷	یک جفت در وسط
SPS5	مفصلی	2UNP80	IPE140	۲۷	یک جفت در وسط
SPS6	مفصلی	2UNP80	IPE140	۲۷	بدون سخت‌کننده

بر اساس مقررات لرزه‌ای AISC [۸] مقاومت برشی لازم پانل برشی، V_n ، نباید از مقاومت برشی طراحی آن، ϕV_n ، تجاوز کند، که:

$$V_n = \text{مقاومت برشی اسمی پانل، برابر با کمترین مقدار } V_p \text{ و } 2M_p / e$$

$$V_p = 0.60 F_y (d - 2t_f) t_w$$

$$\phi = 0.90$$

و e ، F_y ، d ، t_f و t_w به ترتیب طول پانل برشی از مرکز تیر، تنش تسلیم مصالح، عمق مقطع پانل، ضخامت بال و ضخامت جان پانل برشی می باشند.

مقاومت برشی طراحی پانل برشی قابها در جدول ۲ ذکر شده است.

جدول ۲- مقاومت برشی طراحی پانل‌های برشی

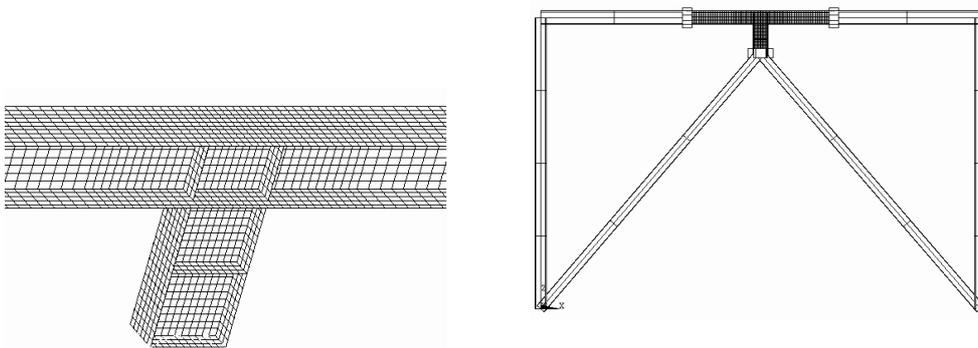
نمونه‌ها	(kN) V_p	(kN) $2M_p/e$	(kN) ϕV_n
SPS1	104.5	154.0	94.0
SPS2	104.5	154.0	94.0
SPS3	104.5	211.1	94.0
SPS4	104.5	211.1	94.0
SPS5	85.4	152.6	76.9
SPS6	85.4	152.6	76.9

- تحلیل اجزاء محدود

۴-۱- مدل‌سازی

مدل‌سازی قابها با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS [۹] با ملحوظ کردن خواص غیرخطی مصالح و هندسی انجام شده است. پانل برشی و بخشهایی از تیر در نزدیکی پانل که تغییرشکل غیرالاستیک در آن محتمل است با استفاده از اجزای چهارگره‌ای صفحه‌ای (المان SHELL43 در ANSYS) مدل شده‌اند. المان SHELL43 قابلیت پذیرش خصوصیات پلاستیک، تغییرشکل -

ها و کرنش‌های بزرگ را داراست. این المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در راستای محوره‌های x ، y و z و نیز سه درجه آزادی چرخشی حول محوره‌های x ، y و z می‌باشد. المان BEAM24 که المان تیر غیرالاستیک دو بعدی است، برای مدل کردن ستون‌ها و بادبندها و بخش‌های باقیمانده تیر به کار برده شده است. قسمتهایی از تیر که با استفاده از المان SHELL43 مدل شده‌اند به واسطه یک سری المانهای میانی صلب به المان BEAM24 متصل شده‌اند. شکل ۲ نمونه‌ای از مش بندی اجزاء محدود قاب‌ها را نشان می‌دهد. خصوصیات مصالح غیرخطی به تمامی اجزاء مدل تعمیم داده شده است هرچند که جاری شدگی در برخی نواحی محتمل نبوده است. مدل پلاستیسیته بر اساس معیار فون میسس و قانون سیلان مربوطه بنا نهاده شده است. فرضیات اساسی جهت ساده سازی خصوصیات مکانیکی فولاد عبارتند از: مدول الاستیسیته = 210 GPa ، نسبت پواسون = 0.3 ، تنش تسلیم = 240 MPa ، مقاومت کششی نهایی = 370 MPa و مدول مماسی = یک صدم مدول الاستیسیته.



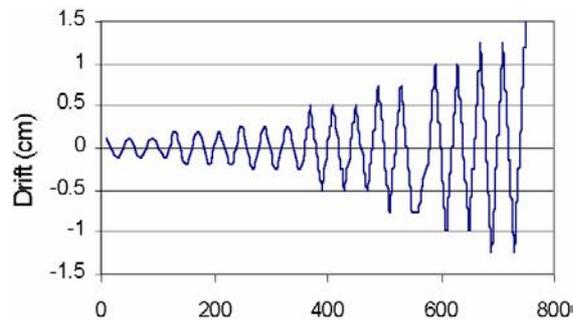
(ب)

(الف)

شکل ۲- نمونه‌ای از مش بندی اجزاء محدود قاب‌ها: (الف) مدل کلی؛
(ب) مش بندی پائل برشی و نواحی مجاور آن

۴-۲- روش بارگذاری و تحلیل

هر یک از قابها در تراز طبقه تحت تأثیر بارگذاری تناوبی مطابق با بارگذاری پیشنهادی مقررات لرزه‌ای AISC [۸] قرار گرفته اند (شکل ۳). برای لحاظ کردن قابلیت ناپایداری در اعضا، تحلیل غیرخطی تناوبی قابها با استفاده از روش Riks انجام شده است. در این روش، مودهای کمانشی بدست آمده از یک تحلیل کمانشی مستقل، به عنوان تغییرشکل اولیه به سازه اعمال می‌گردد. سپس، مدل تغییرشکل یافته مورد تحلیل تناوبی غیرخطی قرار می‌گیرد.



شکل ۳- بارگذاری تناوبی مطابق با پیشنهاد SAC-ATC 24



- نتایج تحلیل

۵-۱- پاسخ هیستریتیک قابها

همه قابها بجز قاب SPS4 تا دامنه معادل با پنج برابر تغییر مکان تسلیم بارگذاری شده‌اند. پردازش قاب SPS4 به دلیل وقوع کماتش در بادبند بسیار زمانبر شد و به همین دلیل بارگذاری متوقف شد. پاسخ هیستریتیک نیروی-جابجایی جانبی قابها در شکل ۴ نشان داده شده است. همانطور که در شکل مشاهده می‌گردد، هیچ افتی در ظرفیت باربری قابها به چشم نمی‌خورد.

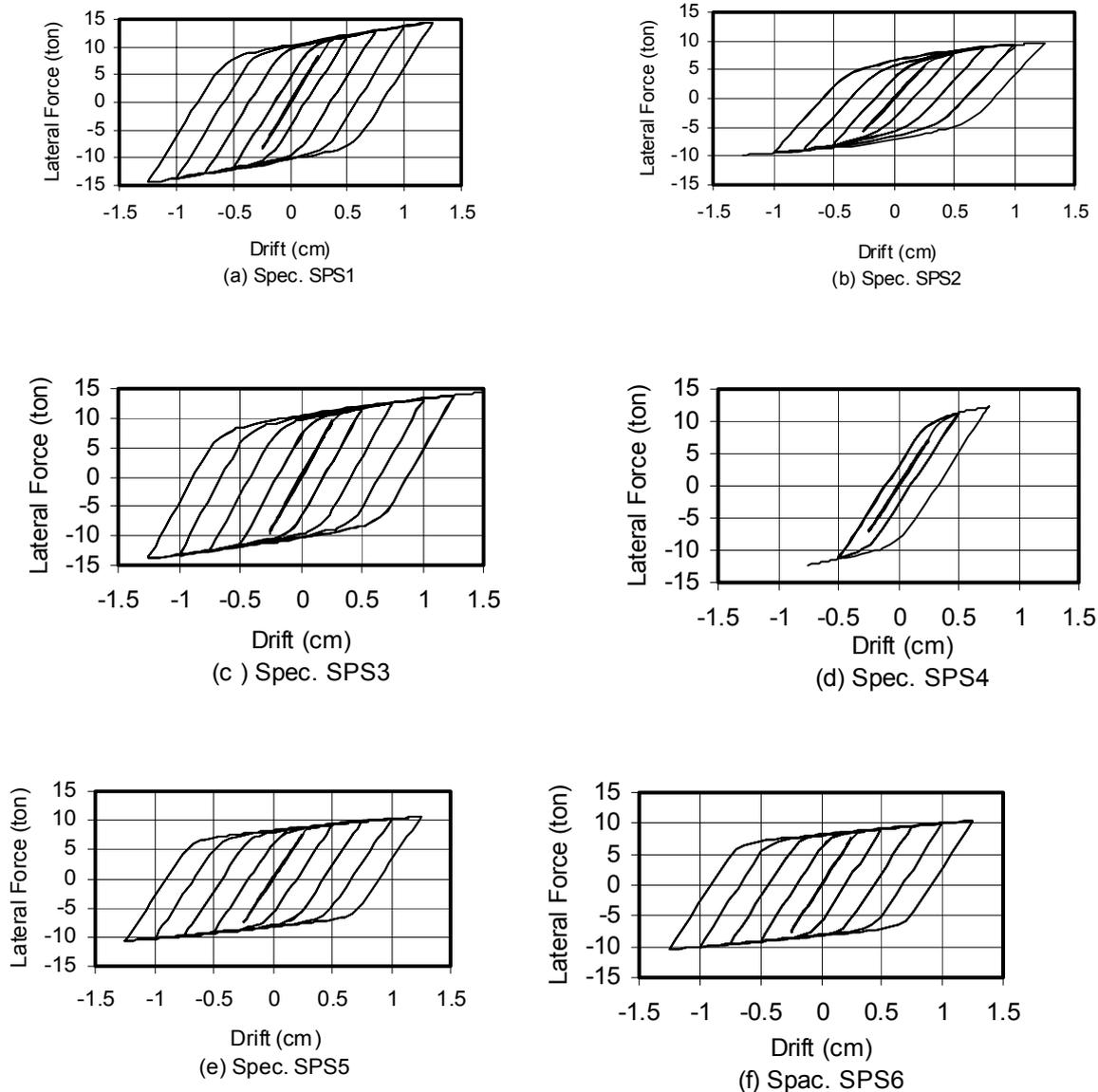
تأثیر نوع اتصال بر عملکرد تناوبی قابهای بادبندی شده با پانل برشی از مقایسه اشکال ۴ a و ۴ b قابل تشخیص است. نمونه‌های SPS1 و SPS2 در همه موارد به جزء نوع اتصال مشابه هستند. قاب SPS1 دارای اتصالات صلب تیر به ستون می‌باشد، در صورتی که این اتصالات در قاب SPS2 به صورت مفصلی هستند. اشکال ۴ a و ۴ b نشان می‌دهند که قاب SPS1 با اتصالات صلب به ظرفیت باربری بیشتری رسیده است. در واقع، پانل برشی قاب SPS1 در قیاس با قاب SPS2 دیرتر به تسلیم رسیده است. به علاوه، حلقه‌های هیستریتیک قاب SPS1 در محدوده پس از کماتش با شیب تندتری حرکت می‌کنند. این اختلافات به اندرکنش پانل برشی و قاب خمشی موجود در نمونه SPS1 بر می‌گردد. از آنجا که قاب خمشی در طول بارگذاری الاستیک باقی می‌ماند، سختی قاب خصوصاً زمانی که پانل برشی به تسلیم رسید، افزایش می‌یابد.

اما در صورتی که طول تیر رابط کوتاه‌تر انتخاب شود، می‌توان از اثرات منفی وجود اتصال مفصلی بین تیر و ستون کاست. به عنوان نمونه، قاب SPS3 اگرچه دارای اتصالات مفصلی می‌باشد، لیکن به دلیل داشتن تیر رابط کوتاه‌تر نسبت به قاب SPS1، رفتاری بسیار مشابه با قاب SPS1 دارد (اشکال ۴ a و ۴ c با یکدیگر مقایسه شوند). این مسئله نشان می‌دهد که با انتخاب سنجیده طول تیر رابط، می‌توان تا حدی زیادی، نیاز به اتصالات خمشی تیر به ستون را حداقل برای ساختمان‌های متعارف و کوتاه مرتبه کاهش داد. این نکته می‌تواند به عنوان یک مزیت برای قاب‌های مهاربندی شده با پانل برشی محسوب شود، به خصوص در کشور ما که اتصالات خمشی به نحوی نامطلوب اجرا می‌شوند.

عملکرد مطلوب‌تر نمونه SPS3 نسبت به نمونه مشابه خود، نمونه SPS2، که تنها اختلاف آن‌ها در طول تیر رابط می‌باشد، به دلیل مکانیزم رفتاری تیر رابط است. تیر رابط نمونه SPS3 دارای طول کمتری بوده و در نتیجه تقریباً به صورت برشی به تسلیم می‌رسد. حال آن که در تیر رابط نمونه SPS2 به دلیل طول زیاد، عامل خمش نیز بحرانی شده و از بازدهی تیر رابط کاسته می‌شود. وجود مهاربند لاغر باعث وقوع ناپایداری می‌شود و این امر تحلیل عددی را بسیار زمان‌بر می‌سازد. در قاب SPS4 که دارای مهاربندهای لاغر می‌باشد، به دلیل وقوع ناپایداری در مهاربندها و زمان بر شدن تحلیل، بارگذاری به طور کامل انجام نشده است (شکل ۴ d).

برای بررسی تأثیر سخت‌کننده جان در پانل برشی، نمونه SPS6 مشابه با نمونه SPS5 انتخاب شده است با این تفاوت که جان پانل برشی در نمونه SPS6 فاقد سخت‌کننده می‌باشد. با مقایسه رفتار هیستریتیک این دو قاب (اشکال ۴ e و ۴ f)، مشخص می‌شود دو قاب دارای عملکرد بسیار مشابهی بوده‌اند و در واقع ناپایداری چندانی در جان پانل برشی نمونه SPS6 اتفاق نیفتاده است.

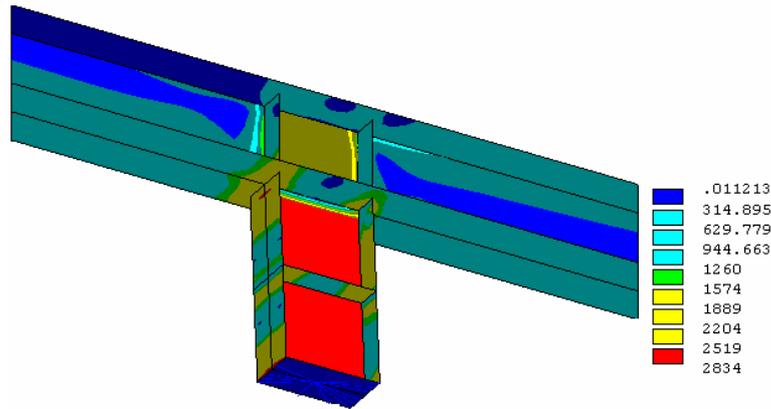




شکل ۴- پاسخ هیستریتیک نیرو-جابجایی جانبی قابها

همگی مدلها به جزمند SPS4، که تحلیل آن به دلیل کماتش بادبندها نیمه‌کاره ماند، دارای منحنی‌های هیستریتیک پایدار، حجیم و رشد یابنده هستند. این خصوصیات نشانگر عملکرد مناسب لرزه‌ای سیستم پانل برشی در مقابل بارهای لرزه‌ای می‌باشد. آزمایشات انجام شده توسط نگارندگان این مقاله در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن نیز عملکرد مناسب لرزه‌ای این سیستم را به وضوح نشان می‌دهند.

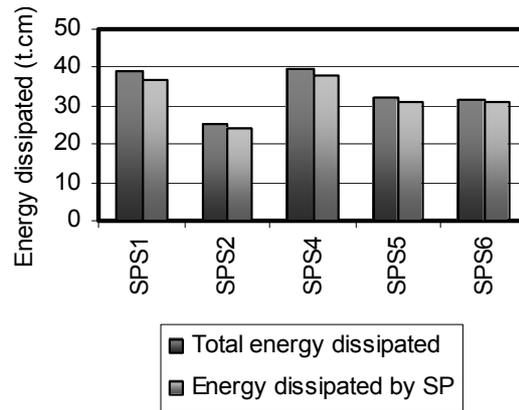
کانتور نوعی تنش معادل فون میسر مر بوط به نمونه‌ها نشان داده شده در شکل ۵، به خوبی بیانگر آن است که عمده تغییرشکل‌های غیرالاستیک در جان تیر رابط به وقوع پیوسته است. تغییرشکل برشی پلاستیک در جان تیر رابط حاکم بر رفتار قاب‌ها بوده است. شکل ۵ نشان می‌دهد که ناحیه چشمه جان تیر نیز به مرز تسلیم رسیده است و تا حدودی در افزایش قابلیت استهلاک سیستم نقش داشته است.



شکل ۵- کانتور نوعی تنش معادل فون میسز برای چهار نمونه اول

۵-۲- انرژی مستهلک شده

سهم پانل برشی در استهلاک انرژی کل در شکل ۶ نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که در همگی مدلها بیش از ۹۰٪ انرژی ورودی توسط پانل برشی مستهلک شده است. باقیمانده انرژی توسط ناحیه چشمه محل تلاقی پانل برشی و تیر مستهلک شده است.



شکل ۶- کانتور نوعی تنش معادل فون میسز برای چهار نمونه اول

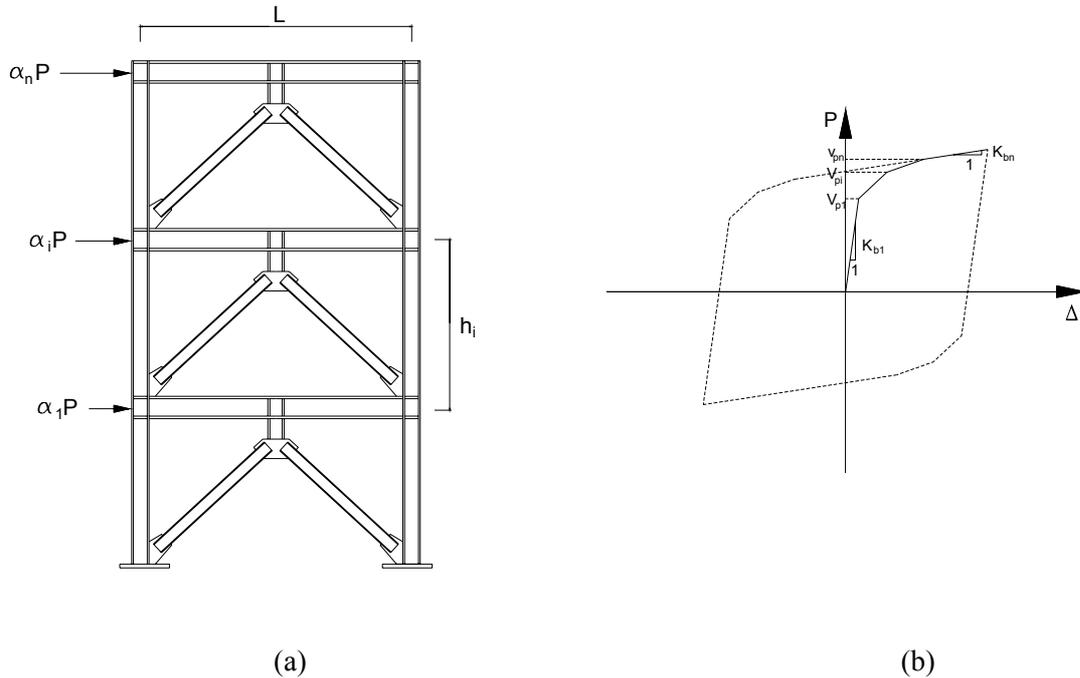
مطابق با مرجع [10]، انرژی مستهلک شده به طور خطی متناسب با سختی پلاستیک پانل برشی است، یعنی:

$$\frac{0.95d_{sp}t_{sp}G_s}{L_{sp}} \propto \text{انرژی مستهلک شده} \quad (۱)$$

که در آن d_{sp} ، t_{sp} و L_{sp} به ترتیب عمق مقطع، ضخامت جان و طول پانل برشی، و G_s مدول برشی مماسی می‌باشند.

۵-۳- مدل ریاضی قابهای بادبندی شده دارای پانل برشی

در اثر بارهای جانبی ضعیف، پانل برشی در محدوده الاستیک باقی مانده و سختی جانبی قاب عمدتاً توسط بادبندها تأمین می‌گردد. ولیکن، با افزایش بارهای جانبی، پانل برشی به تدریج وارد محدوده پلاستیک شده و نتیجتاً کاهش سختی جانبی قاب و نیز شکل پذیری بیشتر را به همراه خواهد داشت. در نتیجه، عملکرد یک قاب بادبندی شده با پانل برشی (شکل ۷ a) را می‌توان به صورت شکل ۷ b مدل کرد.



شکل ۷- قاب بادبندی شده با پانل برشی: (a) شکل کلی قاب؛ (b) پاسخ قاب در مقابل بارهای جانبی

پارامترهای در شکل b ی سختی قاب در مراحل مختلف را نشان می‌دهد برابر است با:

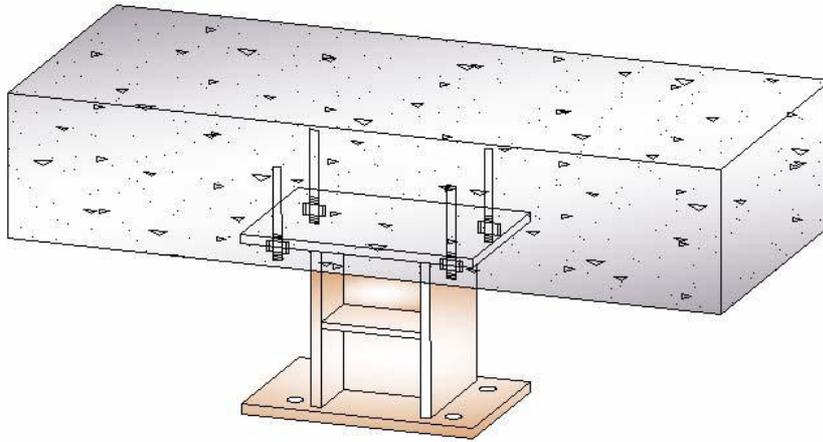
$$K_{bi} = 1 / \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} + 2 \left(\frac{h_i - e_i}{L} \right)^2 \frac{1}{E_i A_i / (L_b)_i} + 1 / \sum_{i=1}^n \frac{(L_{sp})_i}{0.95 (d_{sp})_i (t_{sp})_i (G_s)_i} \quad (2)$$

که i نشانگر شماره طبقه می‌باشد؛ E، A و L_b به ترتیب مدول الاستیسیته، سطح مقطع و طول بادبندها هستند. فرض می‌شود تسلیم پانلهای برشی زمانی رخ خواهد داد که برش موجود در آنها به حد مقاومت برشی پانل V_p برسد.

- کاربرد سیستم پانل برشی در تقویت سازه‌های موجود

سیستم پانل برشی علاوه بر داشتن مزایای شاخص از جمله قابلیت میرایی بالا و نیز کم‌هزینه بودن آن برای ساخت سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود چه به صورت بتنی و چه به صورت فولادی بسیار کارآمد است. شکل ۸ نحوه اجرا و کاربرد سیستم قاب بادبندی شده با پانل برشی را نشان می‌دهد.





شکل ۸- نصب پانل برشی در سازه موجود

- نتیجه گیری

این مقاله قصد دارد سیستمی بسیار کارآمد و اقتصادی برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با نام سیستم پانل برشی را معرفی کند. برای این منظور مطالعه‌ای عددی روی چند قاب بادبندی شده با پانل برشی انجام شده تا بتوان شناخت بیشتری نسبت به عملکرد این سیستم و عوامل مؤثر بر عملکرد آن بدست آورد. نکات مهم برداشت شده عبارتند از:

- ۱- قاب های بادبندی شده مجهز به سیستم پانل برشی همگی دارای رفتار هیسترتیک حجیم، پایدار و رشد یابنده بوده‌اند. این خصوصیات نشان دهنده رفتار لرزه‌ای مناسب سیستم پانل برشی است. این مسئله در آزمایشات انجام شده توسط نگارندگان مقاله نیز به وضوح دیده شده است.
- ۲- بیش از ۹۰٪ انرژی مستهلک شده به تغییرشکل غیرالاستیک پانل برشی برمی‌گردد.
- ۳- استفاده از قاب خمشی به همراه بادبندهای مجهز به پانل برشی به عنوان یک سیستم مختلط می‌تواند عملکرد تناوبی بسیار مناسبی برای یک سازه تأمین کند.
- ۴- با استفاده از پانل برشی کوتاهتر، تا حد زیادی نبود اتصالات تیر به ستون خمشی را جبران می‌کند.
- ۵- با لحاظ کردن محدودیت‌ها مربوط به جابجایی جانبی یک قاب، ظرفیت استهلاک انرژی آن قاب می‌تواند با افزایش عمق مقطع و ضخامت جان پانل برشی، یا با کاهش طول پانل، افزایش یابد. انرژی مستهلک شده توسط قاب بادبندی شده با پانل برشی به صورت خطی متناسب است با $d_{sp} t_{sp} / L_{sp}$.
- ۶- سیستم پانل برشی علاوه بر داشتن مزایای شاخص از جمله قابلیت میرایی بالا و نیز کم‌هزینه بودن آن برای ساخت سازه‌های جدید مقاوم در برابر زلزله، برای مقاوم‌سازی سازه‌های موجود بتنی و فولادی بسیار کارآمد است.



مراجع

- [1] Popov, E.P. (1980) "Seismic behavior of structural subassemblages", J. Struct. Div., ASCE, **106**(ST7), 1451-1474.
- [2] Roeder, C.W., and Popov, E.P. (1978). "Eccentrically braced steel frames for earthquakes", J. Struct. Div. ASCE, **104**(ST7), 391-411.
- [3] Aristizabal-Ochao, J.D. (1986). "Disposable knee bracing: improvement in seismic design of steel frames", J. Struct. Engng. ASCE, **112**(7), 1544-1552.
- [4] Balendra, T., Sam, M.T., and Liaw, C.Y. (1990). "Diagonal brace with ductile knee anchor for aseismic steel frame", Earthquake Engng. Struct. Dyn., **19**(6), 847-858.
- [5] Balendra, T., Sam, M.T., and Liaw, C.Y. (1991). "Design of earthquake-resistant steel frames with knee bracing", J. Construct. Steel Res., **18**(3), 193-208.
- [6] Sam, M.T., Balendra, T., and Liaw, C.Y. (1995). "Earthquake-resistant steel frames with energy dissipating knee elements", Engng. Struct., **17**(5), 334-343.
- [7] Zahrai, S.M. and Bruneau, M. (1999). "Cyclic testing of ductile end-diaphragms for slab-on-girder steel bridges", Journal of Structural Engineering, ASCE, **125** (9), pp. 987-996.
- [8] American Institute of Steel Construction (AISC) (1997). Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago.
- [9] ANSYS (Revision 5.4) (1992). User's Manual, Theory, Swanson Analysis Systems, Inc., Vol. IV.
- [10] Zahrai, S.M. & Moslehi Tabar, A.(2006). "Cyclic Behavior of Steel Braced Frames Using Shear Panel System", Asian Journal of Civil Engineering, 7(1).



استفاده از مهاربند اصطکاکی در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های شریان‌های حیاتی و تاسیسات زیربنایی

تیمور هنربخش

شرکت مهندسين مشاور سرزمين

بابک اسماعيلزاده حکیمی

مرکز توسعه فن‌آوری نیرو

hakooo@yahoo.com , besmailzadeh@nri.ac.ir

چکیده

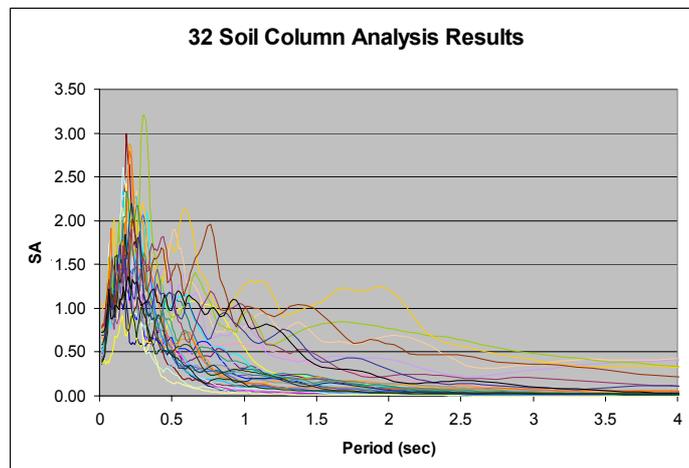
زلزله پدیده‌ای است با مشخصاتی به غایت پراکنده و غیرقابل پیش‌بینی. مطالعات انجام شده روی مشخصات محتمل حرکت زمین نشان داده‌اند که اگرچه کمیات آماری چون میانگین می‌توانند سیاست‌گذاری کلان کشور را جهت دهند لیکن ارزش خدمات برخی از شریان‌های حیاتی و مستحذات زیربنایی کشور بسیار بیش از آن مقداری است که خطرپذیری آنها بتواند در ظرف معیارهایی چون میانگین یا کمیتی کم و بیش محافظه‌کارانه‌تر پذیرفته گردد.

ساختمان‌های مدارس و بیمارستان‌ها و غیره در زمره چنین مستحذاتی می‌باشند. آنچه که در مورد چنین بناهایی می‌تواند به عنوان یک سیاست کلی مورد پیروی قرار گیرد، سیاست پرهیز از حرکات زمین و کاهش حساسیت سازه در مقابل زلزله می‌باشد. تکنولوژی‌هایی چون جدایش پایه (Base Isolation) می‌توانند تا حد زیادی از اعمال اثرات زلزله به سازه جلوگیری نمایند. افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی سازه به طور نامحدود می‌تواند سازه را در مقابل زبانه‌های بی‌اعتمادی ناشی از پراکندگی مشخصات زلزله ایمن سازد. تکنولوژی ادوات جذب انرژی و استفاده از آنها برای جذب انرژی اعمال شده توسط حرکت زمین به سازه می‌تواند تا حد زیادی از حساسیت سازه در مقابل حرکات زمین بکاهد. تکنولوژی مهاربند اصطکاکی یکی از قدرتمندترین روش‌هایی است که با تامین ظرفیت جذب انرژی نامحدود در مقاوم‌سازی سازه در مقابل زلزله می‌تواند کاربرد داشته باشد. این مهاربند با بهره‌گیری از خواص اهرمی و اصطکاک، میزان زیادی از انرژی اعمال شده توسط زلزله به سازه‌ها را جذب می‌نماید. این تکنولوژی که برای نخستین بار در کانادا در سالهای ۱۹۸۰ و ۱۹۹۰ توسعه یافت، در کشورمان مورد طراحی، ساخت و آزمون دوره‌ای قرار گرفته و نتایج قابل توجهی در مقاله حاضر مزایای استفاده از مهاربند اصطکاکی از دیدگاه‌های فنی و اقتصادی مورد بررسی قرار گرفته و یک مورد طرح بهسازی یک ساختمان مدرسه در تهران با استفاده از تکنولوژی فوق ارائه گردیده است.

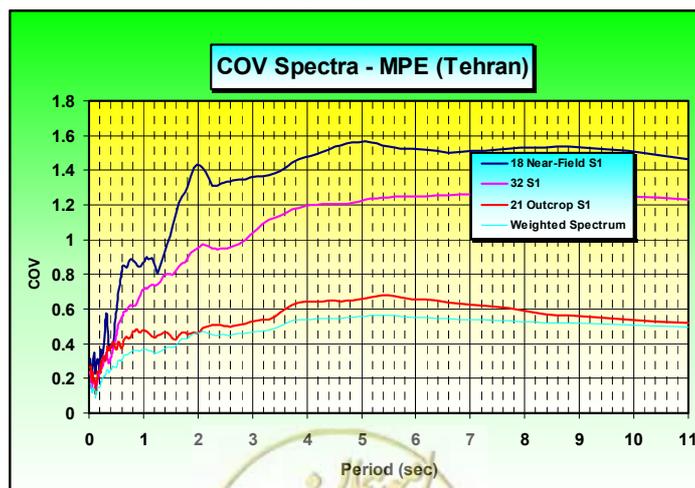
واژه‌های کلیدی: ادوات جذب انرژی، جذب انرژی، زلزله، انرژی

مقدمه

سوابق زمین‌لرزه‌های گذشته و آثار و عواقب آنها دشواری مدلسازی و شناخت و پیچیدگی‌های مترتب بر پدیده زمین‌لرزه و غیرقابل پیش‌بینی بودن کیفیت و کمیت آن را نشان داده‌اند. به لحاظ احتمالاتی این پیچیدگی و ضعف در شناخت و پیش‌بینی عواقب و آثار زمین‌لرزه‌ها می‌تواند به کمک پارامتر واریانس σ یا ضریب تغییرات COV پارامترهای حرکت زمین نشان داده شود. مطالعات تحلیل خطر انجام گرفته روی ساختمان‌های مختلف نشان می‌دهند که میزان ضریب تغییرات مقادیر طیفی می‌تواند از ۰/۲ تا حدود ۱/۵ متغیر باشد. چنین پراکندگی بالایی اگرچه مانع از استفاده از پارامترهای آماری چون میانگین بعنوان کمیت طراحی نمی‌گردد لیکن پراکندگی بالا به معنای خطرپذیری بالا برای سازه طراحی شده خواهد بود. باید توجه نمود که این پراکندگی‌ها در صورت ملاحظه اثراتی چون اثرات حرکات زمین نزدیک به منشأ یا زمین‌لرزه‌های چند تکانه و همین‌طور ملاحظه عدم شناخت دقیق از تکنیک محل ساختگاه و نوع و سازوکار گسل‌های محل می‌تواند ابعاد بزرگتری دربر داشته باشد. در شکل (۱-الف) طیف‌های پاسخ بدست آمده از تحلیل خطر زمین‌لرزه در یک ساختگاه در تهران نشان داده شده‌اند. میزان ضریب تغییرات مربوط به پریدهای مختلف در شکل (۱-ب) نشان داده شده‌اند.



الف : طیف‌های پاسخ آبرفت



ب : طیف ضریب تغییرات COV برای طیف‌های شکل (الف)
 شکل ۱: طیف‌های بدست آمده از تحلیل آبرفت ساختمانی در تهران

چنان‌که ملاحظه می‌گردد پراکندگی بالای طیف‌های پاسخ بدست آمده رویکرد طراحی لرزه‌ای سازه‌ها براساس معیارهای احتمالاتی را با تردید روبرو می‌سازد و ممکن است این پرسش پیش آید که آیا اساساً اعتماد نمودن به معیارهای برآمده از چنین پراکندگی‌های بالایی تا چه اندازه قابل توجیه است. واقعیت این است که قابلیت توجیه معیارهای طراحی اساساً مبتنی بر تجربه و نتایج حاصله از سعی و خطاهای طراحی در مقیاس‌های ملی و بین‌المللی است. این معیارها براساس میزان خطرپذیری لرزه‌ای قابل قبول جامعه در مقایسه با خطرپذیری ناشی از سایر حوادث در میان مدت و درازمدت تنظیم می‌گردند. زیرساخت‌ها و شریان‌های حیاتی بدلیل خدمت‌رسانی به جمع کثیری از افراد جامعه بخصوص در هنگام و پس از وقوع فجایع معمولاً با استفاده از معیارهای سخت‌گیرانه‌تری نسبت به ابنیه و مستحدمات متعارف طراحی می‌شوند و در این میان برخی از مستحدمات بنیادین بدلیل سروکار داشتن با ارزشمندترین سرمایه‌های ملی و یا محافظت از هویت یا عواطف افراد جامعه دارای چنان اهمیتی می‌باشند که معمولاً کمترین آسیب‌پذیری‌ها برای آنها در مقابل فجایعی چون زلزله در نظر گرفته می‌شود. مدارس از جمله این ابنیه می‌باشند که خرابی آنها ممکن است به از بین رفتن سرمایه‌های ملی و جریحه‌دار شدن احساسات افراد جامعه و بروز اختلال در ارکان جامعه منجر گردد. علیرغم آنکه معیارهای احتمالاتی کمابیش ابزارهایی را جهت طراحی هرچه مطمئن‌تر چنین زیر ساخت‌هایی با روش‌های متعارف در اختیار قرار می‌دهد، لیکن نباید هزینه‌های افزایش ایمنی سازه‌ای به روش‌های متعارف را از نظر دور داشت. کنترل خطرپذیری ناشی از وقوع زمین‌لرزه در سازه‌ها می‌تواند با استفاده از دو رویکرد "پرهیز" و "جذب نامحدود انرژی" به جای جذب انرژی محدود در اجزای سازه‌ای متعارف به نحو موثرتر و مطمئن‌تری انجام پذیرد. رویکرد "پرهیز" معطوف به استفاده از ابزارهای جدایش پایه جهت افزایش پریود موثر سازه و کاهش انرژی ورودی ناشی از زمین‌لرزه به سازه و رویکرد "جذب نامحدود انرژی" معطوف به استفاده از ادوات جذب انرژی در نقاط معینی از سازه با سازوکاری ویژه جهت جذب هرچه بیشتر انرژی منتقله از زمین به سازه می‌باشد. برخلاف المان‌های سازه‌ای متعارف که با جذب انرژی کرنشی محدود دچار خرابی و منحنی پسماند آنها دچار کاهش می‌گردد، منحنی پسماند ادوات جذب انرژی فوق‌الذکر نمی‌باید چندان به تعداد دوره‌های بارگذاری حساس بوده و دچار کاهش می‌گردند در غیر اینصورت مقوله ظرفیت جذب انرژی نامحدود موضوعیت خود را از دست داده و ادوات مورد نظر و اجزای سازه در پی توالی دوره‌های بارگذاری دچار خسران و خرابی خواهند شد.

ظرفیت جذب انرژی و توانایی سازه‌ها در تحمل دوره‌های بارگذاری ناشی از زمین‌لرزه‌ها نقش حیاتی در جلوگیری از ناپایداری و انهدام آنها در مواجهه با زمین‌لرزه دارند. تمرکز قابلیت جذب انرژی به کمک ادوات منصوب در نقاط خاصی از سازه‌ها موجب تمرکز تغییر شکل یا خرابی در نقاط از پیش تعیین شده‌ای در سازه و افزایش قدرت پیش‌بینی رفتار سازه تحت اثر زمین‌لرزه‌های آتی توسط مهندس طراح می‌گردد. میراگرهای لزج [1]، میراگر ADAS [2]، میراگر اصطکاکی [3,4]، میراگرهای الاستومری ویسکوالاستیک [5] از زمره چنین ادواتی می‌باشند. بنظر می‌رسد مضایق منعکس شده از منظر احتمالاتی پدیده زمین‌لرزه که پیش‌بینی عواقب ناشی از وقوع زلزله را (بدلیل پراکندگی بالا) با دشواری جدی روبرو می‌سازد، استفاده از روش‌های با قابلیت اعتماد بالا و ادوات با قابلیت جذب انرژی عملاً نامحدود را بخصوص در حیطه مستحدمات زیر بنایی که نیازمند آسیب‌پذیری پائین‌تر و ایمنی لرزه‌ای بالاتری نسبت به ابنیه متعارف می‌باشند ترغیب می‌سازد.

میراگر اصطکاکی پال

استفاده از پدیده اصطکاک بعنوان ترمز برای جذب مطمئن انرژی جنبشی در ماشین‌ها و ادوات راه‌کار رایجی است که بسیار توسط مهندسين مکانیک بکار رفته است. استفاده از میراگرهای پال که مبتنی بر سازوکار فوق هستند در سازه‌ها و ساختمان‌ها برای جذب انرژی جنبشی ناشی از زلزله توصیه گردیده‌اند [6]. میراگر پال آزمون‌های موفقیت‌آمیزی را روی میز لرزان در کانادا [3] و

1- Degradation

2- Viscous Dampers

ایالات متحده آمریکا [7] پشت سر گذاشته است. گسترش کاربرد این نوع میراگر ناشی از سادگی، سهولت و هزینه پایین اجرا بعلاوه عملکرد مناسب مورد انتظار آنها با توجه به آزمون‌ها و مبانی محاسباتی مربوطه می‌باشد.

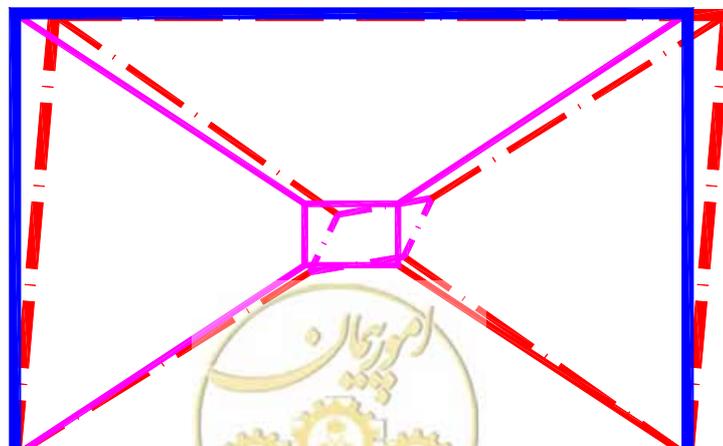
ساختار کلی میراگر پال متشکل از چندین ورق قرار گرفته روی یکدیگر و به هم فشرده به کمک پیچ‌های مقاومت بالا می‌باشد که اصطکاک میان ورق‌ها را موجب می‌گردد. برخلاف سازوکارهای میرایی ویسکوالاستیک جذب انرژی در میراگر پال به دمای محیط و تعداد دوره‌های بارگذاری حساس نبوده و منحنی پسماند آن اساساً مستطیل شکل و تقریباً مشابه رفتار پسماند ارتجاعی - خمیری آرمانی^۱ می‌باشد. بدلیل ظرفیت جذب انرژی بالا و پایداری حلقه‌های پسماند، سازوکار میراگر پال دورنمای رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری از سایر میراگرها را به نمایش می‌گذارد.

سازوکار میراگرهای اصطکاکی

سیستم مهاربند اصطکاکی با بهره‌گیری از شکل کلی میراگر پال و با استفاده از مصالح و امکانات آزمون دوره‌ای موجود در کشور توسعه یافته مورد آزمون و اصلاح واقع گردیده است. همانگونه که پیش از این بیان گردید میراگر پال بدلیل هزینه نسبتاً پایین و سهولت اجرایی از استقبال نسبتاً خوبی برخوردار بوده است. قابلیت اختفای این میراگرها در تیغه‌های داخلی یا دیوارهای خارجی ساختمان سازگاری آنها با محدودیت‌های معماری را موجب می‌گردد.

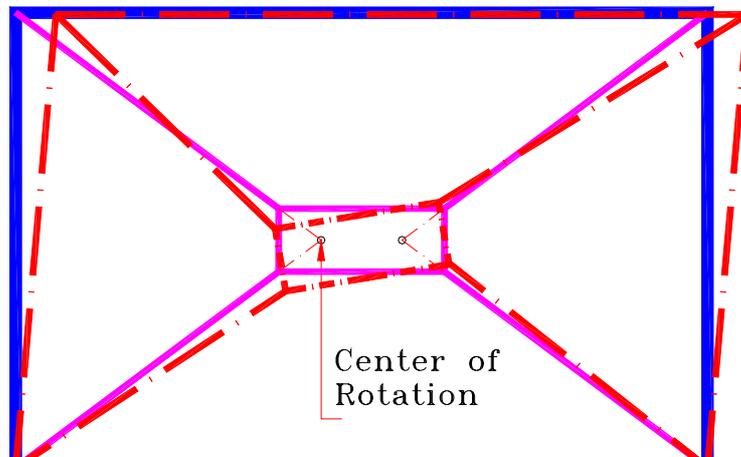
میراگرهای اصطکاکی اساساً متشکل از ورق‌های فولادی پیش فشرده به یکدیگر به کمک پیچ‌های پیش‌تنیده می‌باشند که در تغییر شکل‌های پیچشی موجب تبدیل انرژی جنبشی به گرما می‌گردد. استفاده از سازوکاری اهرمی در مهاربند اصطکاکی موجب تبدیل تغییر مکان‌های نسبتاً پایین قاب مهاربندی شده به تغییر شکل‌های موضعی بالا در محل نصب میراگر می‌گردد (شکل ۲- الف). یک نسبت تبدیل از مرتبه ۱۰ می‌تواند به آسانی با سازوکار اهرمی فوق بدست آید که بر کارایی این سیستم و سازوکار جذب انرژی آن می‌افزاید. قابلیت جذب انرژی میراگر اصطکاکی متأثر از ضریب شکل میراگر (نسبت طول به عرض) و نسبت آن با ضریب شکل قاب مهاربندی شده می‌باشد، بطوری که بیشینه میزان جذب انرژی در حالتی که ضریب شکل میراگر و قاب با یکدیگر برابر باشند، بدست می‌آید.

تشکیل ۲ مرکز آنی دوران در حالت نسبت شکل‌های متفاوت منبع ناپایداری لحظه‌ای سیستم (شکل ۲- ب) و کاهش قابلیت جذب انرژی آن می‌باشد.



الف: رفتار میراگر در قاب و تبدیل تغییر مکان‌های کوچک قاب به تغییر شکل‌های بزرگ موضعی

¹ - Ideal Elastoplastic Hysteresis Behaviour



ب: تشکیل مراکز آنی دوران
 شکل ۲: ساز و کار رفتار مهاربند اصطکاکی

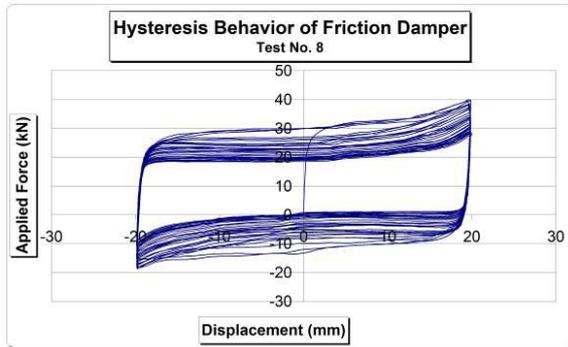
آزمون‌های انجام شده روی ۲۸ نمونه تحت ۵۰ بارگذاری دوره‌ای، عملکرد میراگر اصطکاکی و تاثیرپذیری آن از کیفیت سطوح تماس (سطح صاف، سطح زبر و اتصال ساندویچی^۱) در دامنه‌های تغییر مکانی ۱۰ و ۲۰ میلیمتر را نشان داده‌اند. این آزمون‌ها که در آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی شریف (شکل ۳) انجام پذیرفت نشان دادند که کلیه سطوح تماس به رفتار پسماندی اساساً ارتجاعی خمیری شکل منجر می‌گردند. وجه تمایز رفتار ناشی از سطوح مختلف میزان پایداری حلقه‌های پسماند بوده است که در مورد سیستم ساندویچی به رفتار آرمانی و حداقل کاهیدگی نزدیک گردید (شکل ۴). در مطالعات موردی که روی یک پروژه بهسازی لرزه‌ای مدرسه‌ای واقع در جنوب شهر تهران صورت پذیرفت از الگوی رفتار اتصال ساندویچی بدلیل ظرفیت جذب انرژی بالا استفاده گردید.



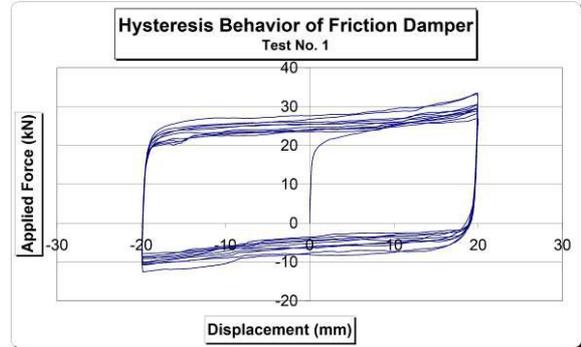
الف: آزمون میراگر اصطکاکی
 ب: آزمون قاب مهاربندی شده
 شکل ۳: آزمون دوره‌ای انجام شده روی مهاربند اصطکاکی در آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی شریف

۴- اتصال ساندویچی عبارت از اتصالی متشکل از دو یا چند ورق فولادی و لقمه میان آنها می‌باشد.

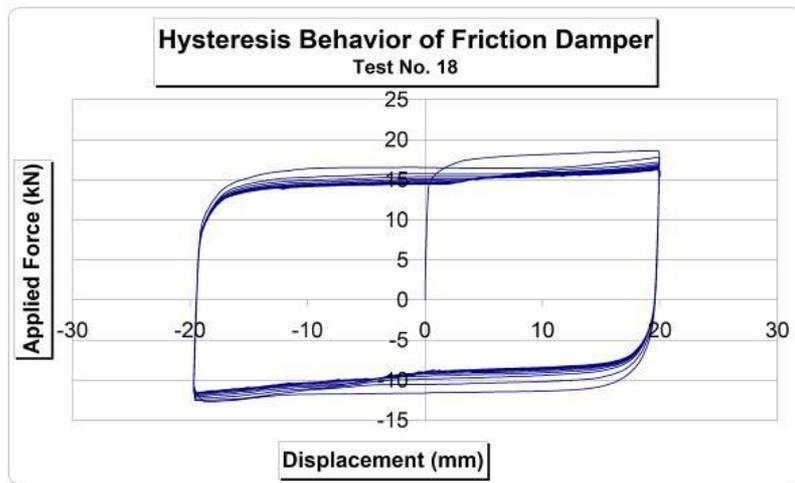




ب: سطوح تماس زیر (رفتار نامناسب)



الف: سطوح تماس هموار (رفتار نسبتاً مناسب)



ج: اتصال ساندویچی (رفتار مناسب)

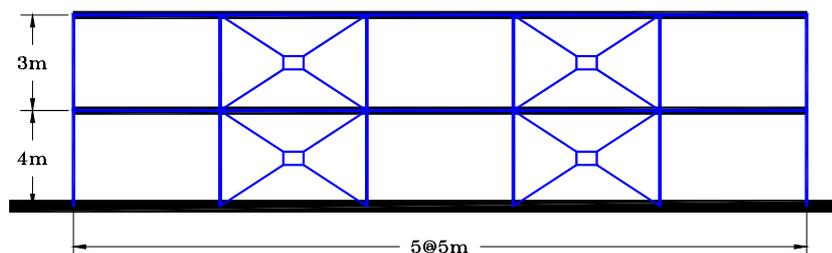
شکل ۴: منحنی پسماند بدست آمده از آزمون‌ها (آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی شریف)

مطالعات موردی

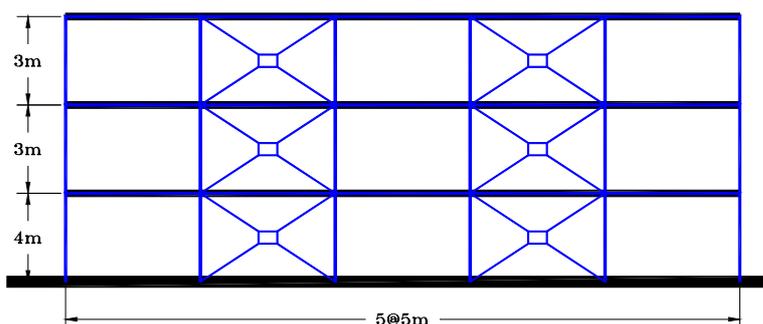
مطالعات حاضر عبارت است از بررسی رفتار لرزه‌ای ۲ سازه دو و سه طبقه مجهز به مهاربند اصطکاکی در مقابل زلزله. بدلیل تقارن پلان سازه‌ای و فرض صلبیت سقف‌ها، از تحلیل مدل دوبعدی سیستم سازه‌ای در مقابل اثر شتابنگاشت‌های یک طرفه جهت بررسی رفتار سازه‌های موردنظر استفاده گردید. نمای سازه‌ها در شکل (۵) نشان داده شده‌اند.

شکل و ابعاد سازه

سازه (A) متشکل از یک قاب دو طبقه فولادی با دهانه‌های ۵ متری در هر جهت می‌باشد. ارتفاع طبقات ۴ و ۳ متر و میزان جرم طبقات به ترتیب ۳۶۰ و ۳۲۰ تن برای طبقه اول و دوم می‌باشد. سازه (B) متشکل از یک قاب سه طبقه فولادی با ارتفاع طبقات ۴، ۳ و ۳ متر و جرم ۳۶۰، ۳۴۰ و ۳۴۰ تن به ترتیب برای طبقات اول و دوم و سوم می‌باشد. قاب‌ها با اتصالات ساده تیر به ستون و بدون هیچگونه مقاومت جانبی فرض شدند تا بررسی رفتار مهاربندهای اصطکاکی به تنهایی قابل انجام باشد.



الف : سازه A



ب : سازه B

شکل ۵: نمای سازه‌ها

روش تحلیل :

از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به کمک نرم‌افزار SAP2000 جهت بررسی رفتار سازه‌ها استفاده گردید. این روش بدلیل رفتار غیرخطی بارز ادوات جاذب انرژی انتخاب گردید. روش ویلسون - تن جهت تحلیل رفتار المان‌های^۱ خطی ارتجاعی - خمیری مورد استفاده قرار گرفت. المان‌های ارتجاعی - خمیری با سخت شدگی کرنشی یک درصد جهت مدلسازی رفتار اصطکاکی ورق‌های متصل به یکدیگر، با توجه به نتایج آزمون‌های دوره‌ای و میرایی ۵ درصد برای رفتار دینامیکی سازه‌ها و راهبرد مشروح در ذیل جهت انتخاب شتابنگاشت‌های طرح مورد استفاده قرار گرفت.

انتخاب شتابنگاشت‌ها

فرآیند انتخاب شتابنگاشت برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های مفروض در گذشته محل بحث و جدل‌های فراوانی بوده است [8]. هنوز توافق فراگیر در مورد چگونگی انتخاب شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌ها وجود ندارد. این به دلیل عدم امکان تطابق میانگین مشخصات تعداد معدودی از شتابنگاشت با مشخصات مندرج در طیف طرح ویژه ساختگاه که به طور ساختگی و بنا به ملاحظات اصلاح و صاف گردیده است می‌باشد. با این حال یک روش انتخاب با کلیات ذیل با توجه به ملاحظات توصیه شده توسط دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفت.

از تطابق میانگین طیف پاسخ شتابنگاشت‌های انتخاب شده با طیف طرح در محدوده پرید مورد نظر اطمینان حاصل شد. از انتخاب شتابنگاشت‌هایی با بیشترین محتوای انرژی در محدوده پریدی مورد نظر با عطف دقت به پرید موثر سازه با رفتار غیرخطی اطمینان حاصل گردید.

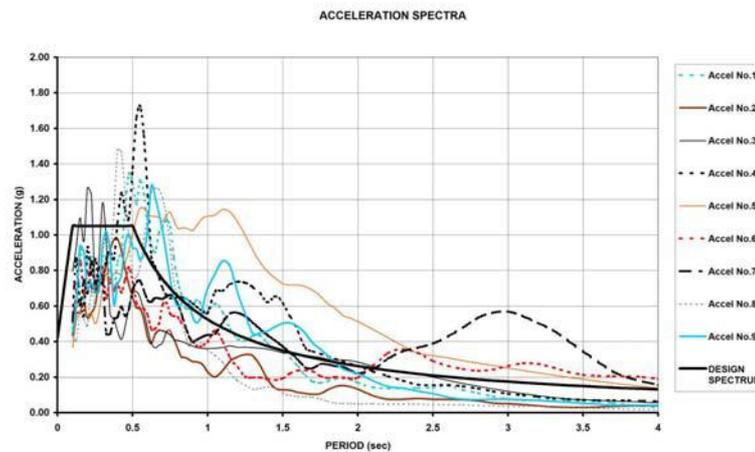
تحلیل حساسیت پاسخ غیرخطی سازه‌ها با توجه به خطای محتمل در محاسبه پرید موثر آنها با استفاده از مقیاس فرکانسی شتابنگاشت‌ها صورت پذیرفت. استفاده از شتابنگاشت‌های مصنوعی نیز بدین منظور قابل توصیه است هر چند که استفاده از شتابنگاشت مصنوعی ممکن است به پاسخ‌های غیرمنطقی در تحلیل غیرخطی سازه‌ها منجر گردد.

^۱ - Links

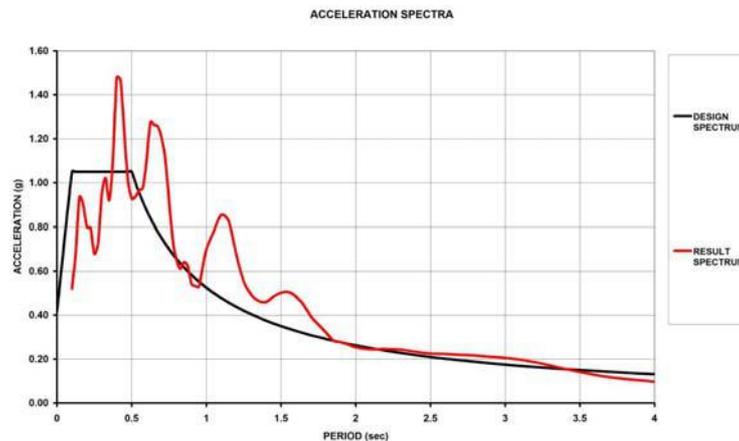
روشی که در نهایت در مطالعات حاضر مورد استفاده قرار گرفت مبتنی بر استفاده از ۹ شتابنگاشت براساس معیار ذیل برای انتخاب مقادیر طراحی می‌باشد.

$$\left. \begin{array}{l} \text{میانگین } (acc1 \text{ تا } acc7) \\ acc8 \\ acc9 \end{array} \right\} \text{مقادیر طراحی = بیشینه} \quad (1)$$

طیف پاسخ شتابنگاشت‌های $acc1$ تا $acc9$ در مقایسه با طیف طراحی در شکل (۶) نشان داده شده است. طیف طراحی مورد استفاده در مطالعات حاضر و مقایسه آن با طیف بدست آمده از رابطه (۱) در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل ۶: مقایسه طیف پاسخ شتابنگاشت‌های انتخاب شده با طیف طراحی



شکل ۷: مقایسه طیف طرح با طیف بدست آمده از رابطه ۱

دو سطح عملکرد تحت دو تراز خطر زمین‌لرزه به شرح ذیل در مطالعات حاضر در نظر گرفته شد.

- ۱- سطح عملکرد ایمنی جانی تحت زمین‌لرزه با احتمال ۵ درصد فراگذشت در ۱۰۰ سال
- ۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه تحت زمین‌لرزه با احتمال ۵۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال

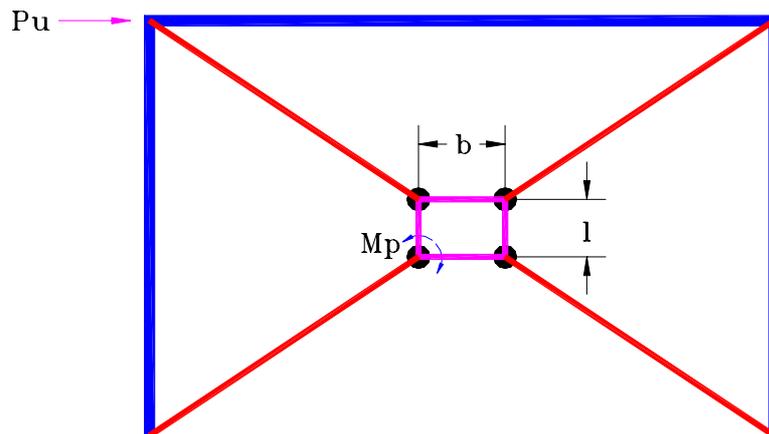
طراحی مقدماتی

طراحی مقدماتی میراگرهای اصطکاکی در مطالعات حاضر با استفاده از روش استاتیکی معادل با بکارگیری ضریب $R=12$ با توجه به عملکرد بسیار خوب ادوات فوق در آزمون‌های بارگذاری دوره‌ای صورت پذیرفت. رابطه (۲) جهت برآورد لنگر خمیری اتصالات

اصطکاکی با توجه به مقدار نیروی استاتیکی P_U مورد استفاده قرار گرفت (شکل ۸).

$$M_p = \frac{P_u b^2 l}{4(b^2 + l^2)} \quad (2)$$

در رابطه فوق P_U مقدار نیروی نهایی استاتیکی معادل بوده و سایر پارامترها در شکل (۸) نشان داده شده‌اند.



شکل ۸: پارامترهای مورد استفاده در رابطه (۲)

نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

تحلیل سازه‌ها با ملاحظه اثر $P-\Delta$ (تغییر شکل‌های بزرگ) و بدون آن صورت پذیرفت. بررسی‌ها حدود ۲۶ و ۳۲ درصد افزایش در تغییر مکان طبقات ناشی از اثر $P-\Delta$ در طبقات نخست و دوم را نشان دادند. بعلاوه کاهش حدود ۵ درصد در جذب انرژی میراگرها ناشی از اثر $P-\Delta$ ملاحظه شد.

شاخص خرابی در ارزیابی عملکرد میراگر اصطکاکی بدلیل ظرفیت جذب انرژی بالای آن محدود به تغییر شکل نسبی طبقات می‌باشد که کنترل کننده خرابی‌های غیرسازه‌ای می‌باشد. جهت کنترل عملکرد مناسب سازه مجهز به مهاربند اصطکاکی از محدودیت‌های ۳٪ و ۰/۵٪ برای شاخص گریز نسبی طبقات برای زمین‌لرزه‌های با ۵ درصد احتمال فراگذشت در ۱۰۰ سال و ۵۰ درصد احتمال فراگذشت در ۵۰ سال استفاده گردید. جهت ملاحظه احتمال بروز خطا در برآورد پرید سازه‌ها ± 20 درصد تغییر در پرید سازه اعمال و تحلیل‌ها تکرار گردید. نتایج، تغییر ۰/۵ درصد در گریز طبقات و ۵ درصد در نیاز جذب انرژی را نشان دادند.

طراحی سازه مدرسه نمونه

با استفاده از نتایجی که مطالعات پارامتریک فوق بدست آمد، بهسازی لرزه‌ای سازه یک مدرسه واقع در شهر ری استان تهران با استعانت از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی صورت پذیرفت.

میزان تغییر شکل طبقات با استفاده از ضریب افزایش حدود ۱/۳ جهت ملاحظه از $P-\Delta$ افزایش داده شد و مقدار تغییر شکل نسبی بدست آمده با ملاحظه ضریب فوق حدود ۴/۷ سانتیمتر یعنی حدود ۱/۳٪ ارتفاع طبقه بدست آمد.

با توجه به اتصال خورجینی سازه مدرسه مورد نظر تغییر شکل نسبی فوق کمی بیش از حد پذیرش خرابی جوش مطابق دستورالعمل بهسازی (حدود ۱/۲٪) می‌باشد که از لحاظ مهندسی قابل قبول است. البته باید توجه داشت که کلیه سیستم‌های شکل‌پذیر (با ضریب رفتار بالاتر از ۱۰) معمولاً از معیارهای خرابی معطوف به تغییر شکل سازه و محدودیت‌های مربوط به آن تبعیت می‌کنند. مزیت اساسی مهاربند اصطکاکی در مقایسه با سایر سیستم‌های سازه‌ای تامین شکل‌پذیری بسیار بالا با هزینه پایین و

عملیات اجرایی سبک‌تر است. بدیهی است که محدودیت‌های تغییر شکل که اثرات $P - \Delta$ و خرابی‌های غیرسازه‌ای را افزایش می‌دهد در سازه‌های شکل‌پذیر جدی‌تر از معیارهای خرابی سازه‌ای بوده و طرح را تحت تاثیر قرار می‌دهند.

نتیجه‌گیری و زمینه‌های مطالعاتی

سهولت طراحی، کاربرد و نصب بعلاوه هزینه نسبتاً پایین در برابر قابلیت اعتماد نسبتاً بالا، مهاربند اصطکاکی و دانش فنی بدست آمده در مطالعات حاضر را به عنوان یک گزینه قابل توجه در بهسازی لرزه‌ای و نوسازی ساختمان‌های کشور بخصوص سازه‌های شریان‌های حیاتی و زیرساخت‌ها مطرح می‌نماید.

به دلیل ظرفیت بسیار بالای جذب انرژی مهاربند اصطکاکی و منحنی پسماند نسبتاً پایدار آن، معیارهای مبتنی بر تغییر شکل سازه و اثرات $P - \Delta$ به عنوان شاخص‌های خرابی مطرح می‌باشند.

همخوانی نسبتاً خوبی میان نتایج حاصله از روش‌های استاتیکی معادل با فرض $R=12$ و نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی وجود دارد که استفاده از روشهای تحلیل و طراحی ساده شده را به جای روش‌های دقیق‌تر که صرف زمان و هزینه بالایی را اقتضا می‌نمایند، موجه می‌سازد.

جذب انرژی در مهاربند اصطکاکی معطوف به تغییر شکل بوده و با افزایش تغییر شکل سازه افزایش می‌یابد. استفاده از موارد ویسکوالاستیک در سازوکار مهاربند اصطکاکی برای ایجاد منبع میرایی ویسکوالاستیک که به پارامتر سرعت ارتباط دارد می‌تواند تا حد زیادی رفتار سازه را از لحاظ تغییر شکل‌ها و میزان و الگوی جذب انرژی اصلاح نماید.

مراجع

- [1] Constantinou, M.C.; Symons, M.P.; Tsopelas, P.; Taylor, D.P.; "Fluid Viscous Dampers in Applications of Seismic Energy Dissipation and Seismic Isolation", ATC - 17 - 1, ATC, 1993
- [2] Kelly, J.M.; Skinner, R.I.; Heine, A.J.; "Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake - Resistant Structures", Bull. N.Z. Nat. Soc. for Earthquake Eng., 5(3), 1972
- [3] Filiatrault, A.; Cherry, S.; "Performance Evaluation of Friction Damped Braced Steel Frames under Simulated Earthquake Loads", Earthquake Spectra, 3 (1), EERI, 1987
- [4] Filiatrault, A.; Cherry, S.; "A Simplified Design Procedure for Friction Damped Structures", Proc., 4USNCEE, Palm Springs, Calif., 1990
- [5] Mahmoodi, P.; Keel, G.J.; "Analysis and Design of Multi Layer Viscoelastic Dampers for Tall Structures", Proc., 7th ASCE str. Cong., San Francisco, Calif., 1989
- [6] Chandra, R.; Masand, M.; Naudi, S.K.; Tripathi, C.P.; Pall, R.; Pall, A.; "Friction - Damper for Seismic Control of La Gardenia Towers South City, Gurgaon, India", 12 WCEE, 2000.
- [7] Aiken, I.D.; Kelly, J.M.; Pall, A.S.; "Seismic Response of an Nine-Story Steel Frame with Friction Damped Cross-Bracing", Report No. UCB/EERC - 88/17, EERC, Univ. of California Berkeley, 1988
- [8] Farzad Naeim.; "Design Ground Motion Criteria for Seismic-Isolated California Hospitals", A Report to the County of Los Angeles, 1993
- [9] Esmailzadeh Hakimi, B., Honarbakhsh, T., Rahnvard, A., "Seismic Design of Structures using friction Damper Bracings", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2004

THE ITALIAN EXPERIENCE IN SEISMIC ISOLATION AND ENERGY DISSIPATION

Samuele Infanti¹, Maria Gabriella Castellano²

¹ Manager, Research & Development Dept., FIP Industriale, Selvazzano Dentro, Italy

Email: infanti.fip@fip-group.it

² Research Engineer, Research & Development Dept., FIP Industriale, Selvazzano Dentro, Italy

Email: castellano.fip@fip-group.it

SUMMARY

Seismic isolation and energy dissipation devices have been used in Italy since the seventies for the seismic protection of different structures, and in particular bridges and viaducts. The first application of seismic isolation in Italy was in the Somplago Viaduct of the Udine-Tarvisio Highway, who was subjected to the 1976 Friuli earthquake while under construction. Its very good behavior, despite the vicinity to the epicenter, induced a quick development of technologies for passive control and of related applications in bridges and viaducts. Applications in buildings started only a few years later, but did not have the same development than those in bridges; they still are not so numerous as in other countries, but the trend is now changing due to the new Italian seismic code. Since the end of the eighties the Italian seismic devices are applied in other countries too, from all European seismic-prone countries to Bangladesh, from USA to Turkey, from South-America to Azerbaijan, from South Korea to Taiwan. In the last five years seismic devices started to be used for the seismic protection of cultural heritage buildings. Some of the seismic devices developed in Italy are described in this paper, with pertinent examples of structures where they have been applied, in Italy and all over the world. Particular attention is focused in the energy dissipation devices, such as steel hysteretic dampers and fluid viscous dampers that are very often a fundamental component of the seismic isolation systems. Some of the outstanding projects in which Italian seismic

devices have been used are the Rion-Antirion Bridge in Greece, the Basilica of San Francesco in Assisi, Italy, the Taipei 101 skyscraper in Taipei, Taiwan, the Bangabandhu Bridge over the Jamuna river in Bangladesh, the Chirag I Offshore Platform in Azerbaijan, the Marquam Bridge in Oregon, USA, the new shelter of Akrotiri antiquities in Greece, the Caracas-Tuy Medio Railway in Venezuela, the Seohae Bridge in South-Korea, etc.

INTRODUCTION

The passive control of structures to reduce the effects of earthquakes on structures through seismic isolation and/or energy dissipation has come of age in the last 30 years [Buckle, 2000; Skinner et al., 1993; Song and Dargush, 1997], as an alternative to conventional seismic design methods (capacity design) based on the ductile response of structural elements – which accept even serious damage to the structure provided it does not collapse. The aforesaid passive control technique makes possible the avoidance of any damage to the structure.

Seismic isolation, often combined with energy dissipation, is mainly applied to bridges, buildings, certain industrial plants such as nuclear power plants and, more recently, to liquefied natural gas tanks. The applications were started in the 1970s in New Zealand (both bridges and buildings), South Africa (nuclear power plant with French design) and Italy (mainly bridges) followed some years later by the United States and Japan (mainly buildings). Nowadays, they can be found in almost all of the seismically active countries in the world. Field observations/measurements in recent earthquakes (California, Japan and Turkey) have confirmed the advantages of this technique, which had been previously shown by a large number of numerical and experimental studies. The first application of seismic isolation in Italy was in the 1970s in the Somplago Viaduct on the Udine-Tarvisio motorway; this was also the first use of seismic isolation in a bridge structure in Europe. The isolation system was very simple, consisting in a combination of elastomeric buffers on an abutment and sliders on top of all the piers (Figure 1), but effective. In effects, the viaduct while still under construction was subjected to the 1976 Friuli earthquake, whose epicenter was only few kilometers away, without suffering any damage, while other viaducts/bridges in the same area, designed with a conventional approach, were damaged. This convinced the managers of the Italian motorways that seismic isolation was worthy of further study and use; consequently, in the following 10 years new seismic devices were developed and applied in hundreds of bridges, so that Italy soon became the country with the largest number of seismically isolated bridges. The isolation systems developed in Italy for use in bridges were those offering large amounts of energy dissipation through strong non-linear behavior. In

effect, in the overall evaluation of a bridge seismic protection, the main goal is to reduce seismic forces as well as deck movements, providing a solution to the need for minimizing expansion joints and bearings' stroke as well as costs thereof. Therefore, in order to reduce both stroke and force, a solution has been found in high damping devices (more than 30% of equivalent viscous damping) and in particular, strongly non-linear devices such as those based on the yielding of metals, exhibiting an elastic-plastic behavior that can limit the forces transmitted to piers, or non-linear viscous dampers.

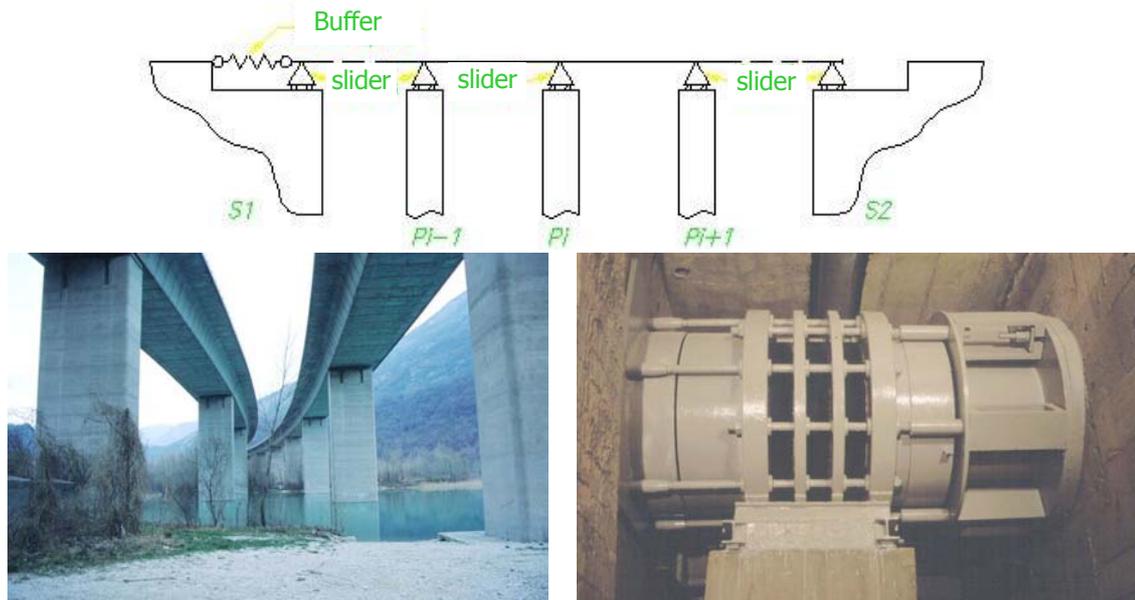


Figure 1 –The isolation system of the Somplago Viaduct, the first isolated bridge in Europe.

The applications to buildings in Italy started only a few years after those in bridges, at the beginning of the 1980s, but they increased very slowly, mainly due to lack of a specific code and very long design approval procedures, so that now the completed isolated buildings are about 30. Seismic isolation and energy dissipation devices are now becoming more commonly used even in buildings, after the new Italian seismic code, including specific chapters about seismic isolation of buildings and bridges, was published in 2003 [Dolce and Santarsiero, 2004].

In the following, the most widely used Italian isolation/dissipation devices are described, with some examples of their use all over the world.

ELASTOMERIC isolators

Elastomeric isolators, often made with high damping compound (high damping rubber bearings) or with a central lead core (lead rubber bearings) in order to increase their energy dissipation capacity, are designed, manufactured and applied in Italy as well as in

other seismic countries. The elastomeric isolators, owing to their limited vertical load and damping capacity, are more suitable for building applications or small to medium span bridges, or bridges whose decks are made up of many pre-cast girders. In particular in bridge applications, viscous dampers can be installed in parallel to elastomeric isolators to increase the energy dissipation capacity of the isolation system and thus reduce displacements [Infanti et al. 2003]. Recent applications of Italian high damping rubber bearings are for example the Hospital of Udine (Figure 2), the first seismically isolated hospital in Italy, the “Espirito Santo” Hospital in Lisbon, Portugal (Figure 2), whose isolators are also aimed at reducing vertical vibrations due to subway, and the retrofit of two small apartment buildings in Solarino, in which elastomeric isolators are combined with free sliding pot bearings, a combination that is becoming frequent in base isolation projects in Italy, in particular retrofit projects. One of the buildings in Solarino was subjected to snap-back tests; preliminary results are reported in [Oliveto et al., 2004]. A recent application of Italian lead rubber bearings outside Italy is the new shelter of Akrotiri antiquities, in the island of Santorini in Greece.



Figure 2 – Elastomeric isolators installed in the Hospitals of Udine (left) and Lisbon (right).

steel hysteretic dampers

These devices are constructed using various shapes of metallic elements made of high ductility steel. For the most part, they are based on flexural yielding, even though torsional devices were the first steel hysteretic dampers actually applied in the world (South Rangitikei viaduct, New Zealand [Skinner et al, 1993]) and recently repropesed in Italy [Castellano et al., 2000; Dusi et al., 2000]. Amongst the many different shapes of steel hysteretic dissipating elements developed in Italy, the most widely used are: 1) C-shaped or crescent moon elements; 2) tapered pin or double-tapered pin elements; 3) X-shaped or butterfly elements (Figure 3), similar to the ADAS elements, i.e. Added Damping and Stiffness, applied in USA mainly within braces in framed buildings, while

in Italy they are usually applied at abutments in bridges; 4) U-shaped strips; 5) E-shaped elements. Once the type of element and its correct size are selected according to design displacement, the steel dissipating elements are so arranged as to achieve the required function (uni-directional or multi-directional) depending on where they are to be installed. The required maximum force, elastic and post-elastic stiffness of a steel hysteretic damper are obtained by setting the proper number of dissipating elements in parallel. This gives the advantage of redundancy: i.e., any defect in one or more elements does not put a seismic device out of service. Steel hysteretic dampers are often combined with sliding bearings to create a seismic isolation system, particularly in bridges. This technique has become known as “the Italian approach to seismic isolation” because it was developed by all Italian manufacturers of seismic devices, and was applied in hundreds of bridges, first in Italy, then all over the world, since the 1980s.

Crescent moon steel hysteretic dampers

Intrinsically, crescent moon steel hysteretic elements have uni-directional behavior (Figure 4 right), but can be arranged in different ways to create dampers with multidirectional behavior (e.g. Figure 4 left). An outstanding application of this type of dampers has been the retrofit of the approaches of the Granville Bridge in Vancouver, Canada, where 157 dampers were installed both in longitudinal and transverse directions, with horizontal forces ranging from 130 to 220 kN and design displacements of ± 152 mm (Figure 5, left).

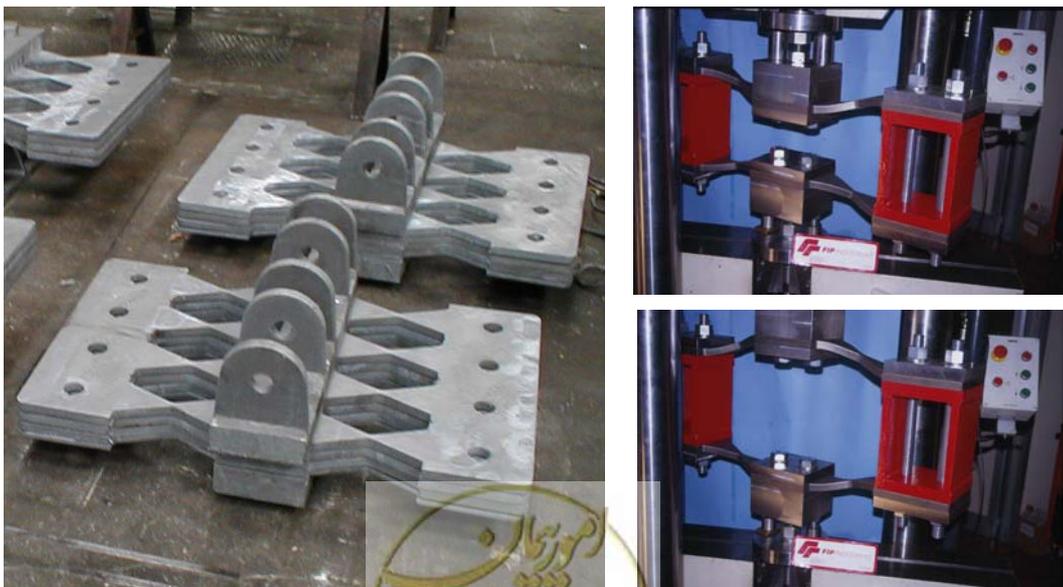


Figure 3 - X-shaped steel hysteretic dampers for a bridge in Albania undergoing assembly (left) and testing of their components (right).

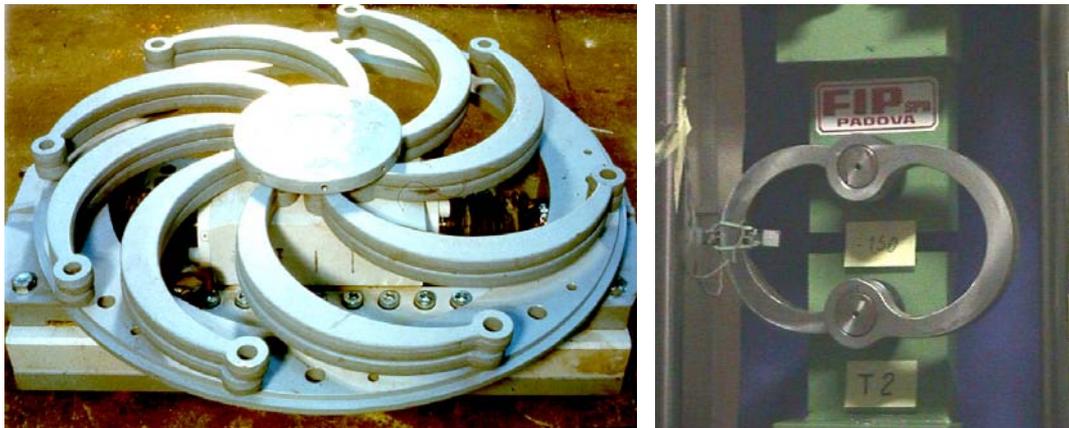


Figure 4 - A multi-directional steel hysteretic damper with crescent moon elements during assembly (left) and two crescent moon elements under testing (right).

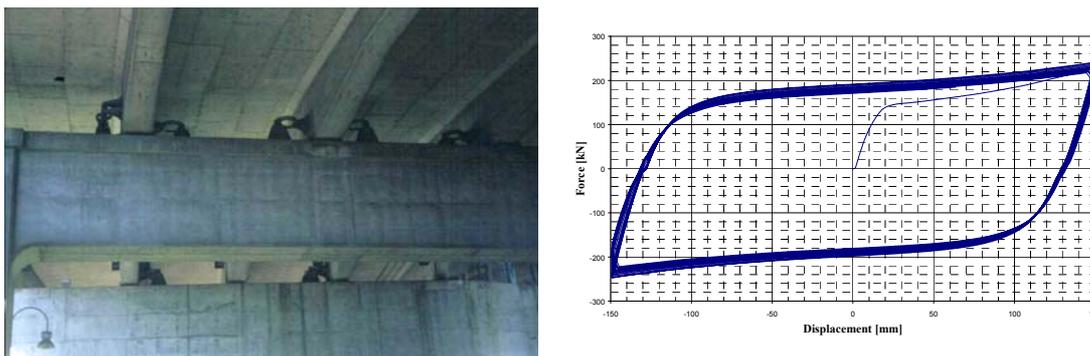


Figure 5 –Steel hysteretic dampers with crescent moon elements as installed in the Granville Bridge (left) and a typical force vs. displacement experimental curve of this type of damper (right).

Tapered pin steel hysteretic dampers

Tapered pin steel hysteretic dissipating elements can be of two types: single, i.e. a cantilever type element (Figure 6) or double, equivalent to two single pins in series (Figure 7). Their main advantage resides in their intrinsic multi-directional behavior (in the horizontal direction, of course). Figures 6 and 7 show examples of hysteretic loops of tapered pin dissipating elements. Shaking table tests have been carried out on a full-scale tapered pin element to fully validate its seismic behavior [Castellano et al., 2001]. The largest tapered pin steel hysteretic dampers ever built (maximum force 4100 kN, maximum displacement ± 110 mm) will be installed in 2005 in some viaducts of the Caracas-Tuy Medio Railway [Pérez et al., 2001a]. A main example of application of double tapered pin steel hysteretic dampers can be found on the Bangabandhu (Jamuna) Bridge in Bangladesh where the units shown in Figure 8 were extensively used

[Castellano and Cestarollo, 1999]. Tapered pin steel hysteretic dampers were also installed in two high-rise buildings in Naples, Italy, between suspended floors and lateral concrete towers [Ciampi, 1991].

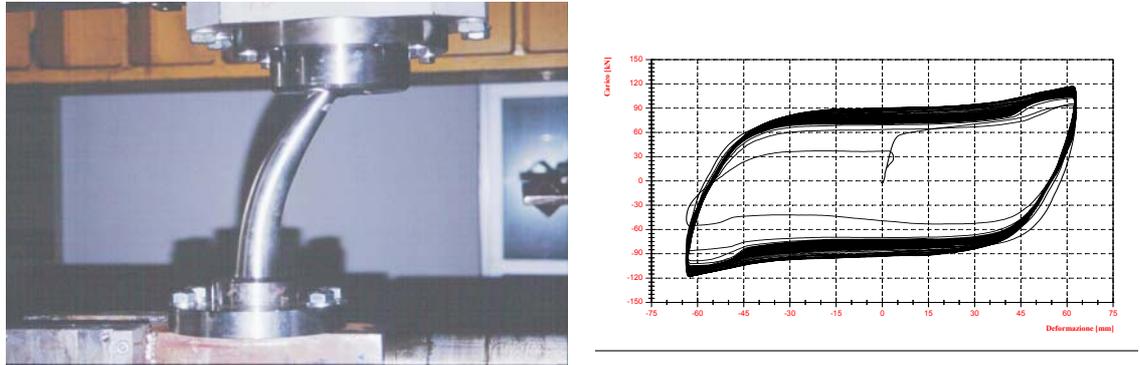


Figure 6 - Tapered pin under test and hysteretic loop.

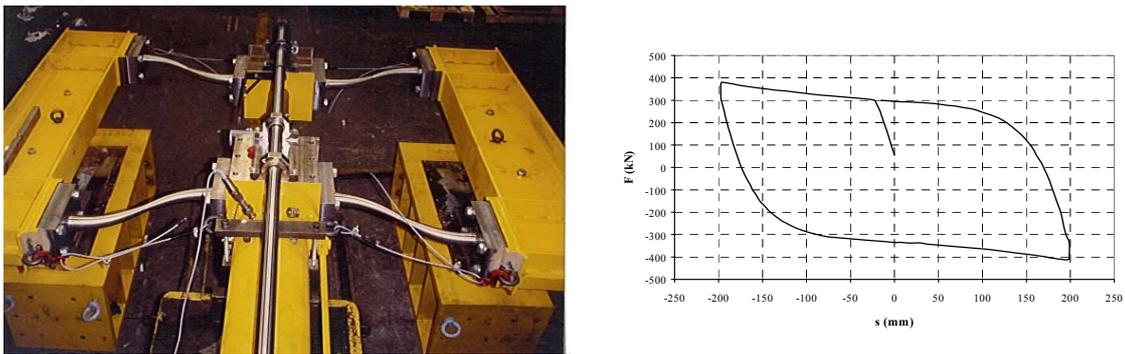


Figure 7 – Double-tapered pins under test and their hysteretic loop.

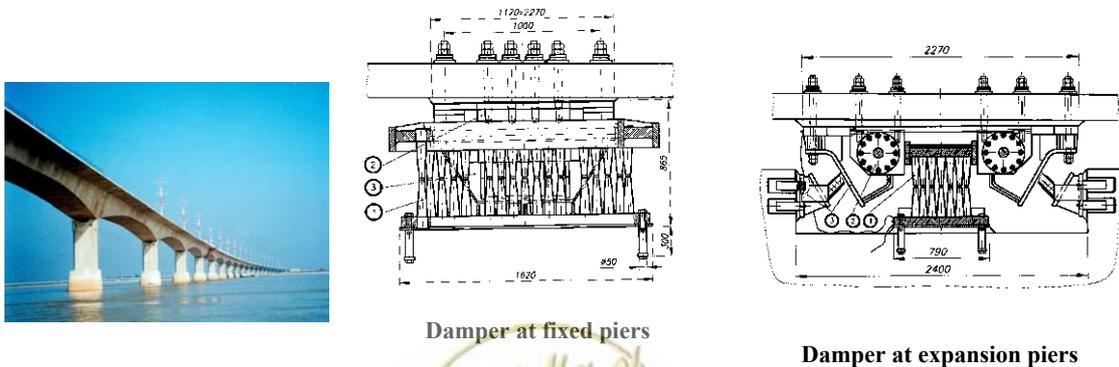


Figure 8 – Bangbandhu Bridge and its steel dampers equipped with double tapered pins.

sliders with steel hysteretic dissipating elements

The above said combination of steel hysteretic dampers and sliding bearings is often given in a single device or isolator, comprising: 1) a free-sliding (or uni-directional, if required by the bearing system) PTFE bearing (pot, spherical or elastomeric) that serves to transmit vertical loads and allow rotations and horizontal movements; 2) a series of steel dissipating elements to control horizontal actions and dissipate energy (these elements are arranged around the bearing to ease inspection). Figure 9 shows two possible configurations of said isolators, with steel hysteretic elements of the crescent moon type and tapered pin type respectively. When necessary, shock transmission units (STUs) are also combined with steel hysteretic dampers to handle important thermal movements. STUs are inserted between the moving portion of the structure and the steel dissipating elements, in series with the latter. The resulting devices allow slow movements under service conditions without activation of the dissipating elements, while under earthquake excitations the STUs lock, transmitting the force to the steel dissipating elements. Sometimes sacrificial restrainers are also used. These are designed to resist service loads and fail during a design earthquake, thus allowing the steel hysteretic dampers to work properly [Castellano et al., 2001].

A large amount of experimental data on the behavior of isolators of this type can be found in [HITEC Ed., 1998]. In effect, five isolators of 3 different sizes, each comprising a pot bearing and crescent moon steel hysteretic dissipating elements, have been subjected to a wide range of experimental tests according to the USA's HITEC (Highway Innovative Technology Evaluation Center) Program.

Isolators of this type have found a number of applications in Italy and in many other countries. For example, isolators equipped with double tapered pin type elements were used in the retrofit of the Marquam Bridge, Oregon – USA. More than 1100 isolators with tapered pin elements have been recently installed in the viaducts of the Caracas-Tuy Medio Railway [Pérez et al., 2001b]. In the late 1990s, this seismic isolation system (sliders with crescent moon dissipating elements) was also used in the seismic retrofit of an offshore platform (Figure 10), that is the first offshore platform seismically isolated in the world [Infanti, 1999].



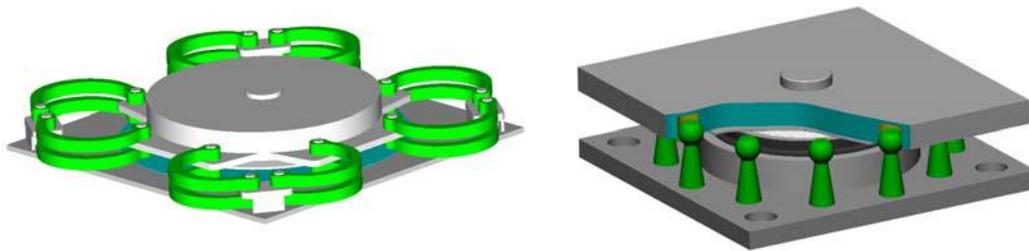


Figure 9 –Examples of sliders with steel hysteretic dissipating elements of the crescent moon type (left) or of the tapered pin type (right).



Figure 10 - Sliders (left) for the Chirag I Offshore Platform (right).

THE BUCKLING-RESTRAINED AXIAL DAMPERS

Buckling-restrained braces (BRB) represent a special implementation of steel hysteretic dissipative devices, especially designed for use as dissipative braces in framed buildings. They ensure reliable absorption of earthquake energy through tension-compression yielding. Axial loading is the ideal way to accomplish hysteretic energy dissipation because all the resisting sections work at a uniform level. However, it is not generally used because of Euler buckling. BRBs overcome the Euler buckling issue and allow the dissipation of energy through stable tension-compression cycles within the plastic range. As the Euler equation ($P_{eu} = \pi^2 EJ/l_0^2$) shows, a mean to increase the critical load P_{eu} , beyond increasing inertia J - that is to say reinforcing the brace - is to diminish the effective length l_0 , i.e. “restraining” the buckling. Several variations of BRBs, based on different principles to restrain buckling and using different materials and geometries, have been proposed and studied extensively since 1988. The BRB type considered achieves a reduction of the effective length l_0 by encasing the brace (named the core member) into a buckling-restraining system comprising an outer steel tube filled with concrete or mortar (Fig. 11). A slip interface between the core member and the surrounding material ensures that only the steel core carries compressive and tensile loads. In this manner, the filling material prevents core buckling (because $l_0 \rightarrow 0$, $P_{eu} \rightarrow$

∞) and provides a hooping effect: virtually, strut buckling resistance finds its limit only in the outer tube resistance to internal pressure exerted by the filling material. The material and thickness of the slip interface must be carefully selected. An advantage accrued by BRBs is that it enables producers to independently control strength, stiffness as well as yield displacement and ductility by varying the cross-sectional area of the steel core, the yield strength of the steel, and the length of the steel core that is allowed to yield. This provides design engineers an opportunity to accurately tailor the force-displacement relationship of their lateral force-resisting elements to suit the needs of the application in question.

In Japan and the USA, BRBs are usually as long as the brace to be inserted in the framed building, even though the length of the steel core that is allowed to yield is shorter than its total length. Conversely, the Italian approach has been that of making the dissipating part of the brace (called the Buckling Restrained Axial Damper or BRAD) independent from the non-dissipative part of the brace (Fig. 13 and 14). This approach is an especially convenient one when the design displacement is small and/or the design stiffness is high –which is often the case when BRBs are used in RC framed building, particularly for retrofits of existing RC buildings.

BRAD development has included a lot of tests on devices made with different materials and geometries, to check design criteria and optimize hysteretic behavior. Fig. 12 shows typical hysteretic loops resulting from low-cycle fatigue tests on a buckling restrained axial damper, at 33%, 67% and 100% of the design displacement (15 mm). It can be observed that the hysteretic behavior is very stable and fatigue life is high. Of course, as it might be expected, there is a difference between the plastic stiffness under compression and that under tension, but the same is very small.

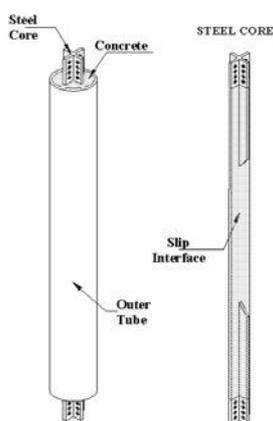


Fig.11. Scheme of a buckling restrained axial damper on the left and its steel core member on the right.

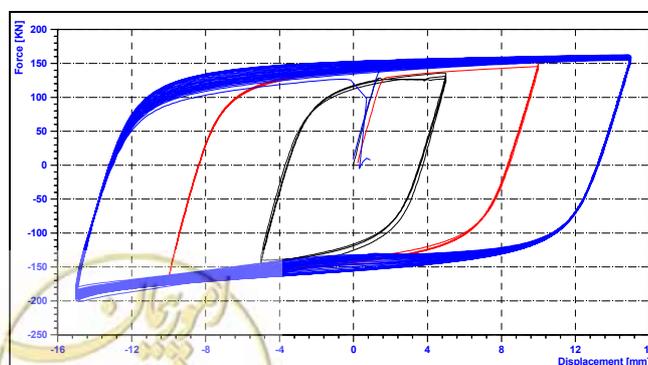


Fig.12. Experimental hysteretic loops at increasing displacements of a buckling restrained axial damper.

velocities. Said effect maximizes the reduction of displacements, thanks to the high efficiency of the hysteretic loop (Figure 17, right). In other words, a device characterized by a larger α exponent at an equal level of maximum load transmitted to the structure permits greater displacement.

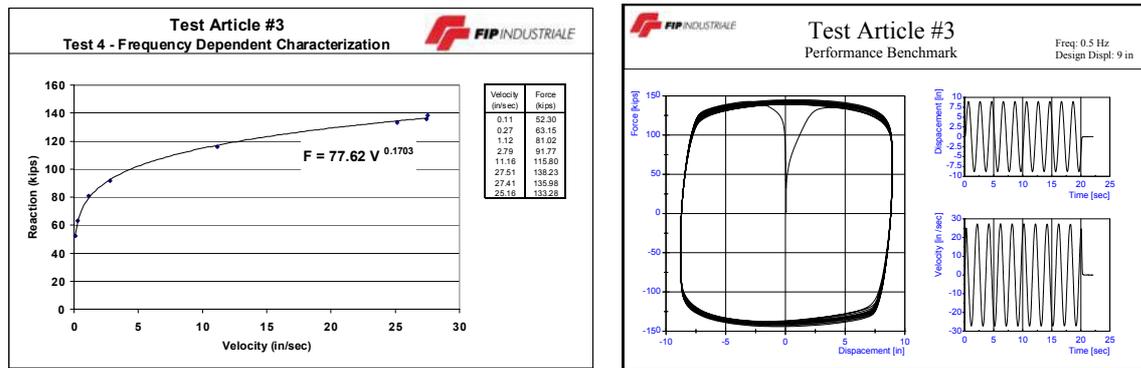


Figure 17 - Force vs. Velocity experimental relationship (left) and typical hysteretic loop of a FIP’s fluid viscous damper under sinusoidal excitation (right).

Fluid viscous dampers are used both as elements of a seismic isolation system - together with a suitable bearing system composed by sliders (e.g. pot sliding bearings or others) or elastomeric bearings - and as supplemental dampers (i.e. in braces in framed buildings). They can also be used in tuned mass dampers, as in the recent application on top of the Taipei 101 skyscraper in Taipei, Taiwan [Reina, 2003]. Another major application of Italian viscous damper technology can be found on the Rion-Antirion Main Bridge and its approaches, located in Greece in a region prone to high intensity earthquakes (PGA=0.48g; see Figure 18, left) [Infanti et al., 2003; Infanti et al., 2004]. Recently Italian viscous dampers have also been installed in some bridges in Korea, e.g. the Seohae Bridge [Infanti, Kang, et al., 2004; Infanti, 2001].



Figure 18 –Installation examples of Italian fluid viscous dampers: in the Rion-Antirion main bridge, Greece (left) and in the Seohae Bridge, Korea (right).

spring FLUID VISCOUS dampers

The spring fluid viscous dampers represent a family of seismic devices that adds to the peculiar damping characteristics of fluid viscous dampers an elastic behavior. Thus, their constitutive law is characterized by their elastic behavior in parallel to their damping behavior. This may be important in order to provide re-centering capability but, of course, reduces the energy dissipation efficiency of this system when compared to fluid viscous dampers. Another interesting characteristic is that these devices can be designed to be preloaded in order to withstand the service loads without allowing any movements. Said devices basically comprise a cylinder filled with fluid and a plunger. They are characterized by a constitutive law of the type $F=F_0+k x+ C \cdot v^\alpha$, where: F_0 is the pre-load force; $k x$ is the device elastic reaction to the displacement x ; $C v^\alpha$ is the viscous reaction due to fluid lamination through an appropriate hydraulic circuit, where C is the damping constant and v the velocity. The theoretical behavior of one of said dampers with $\alpha = 0.15$ and the typical experimental behavior of a production damper (with $\alpha = 0.15$ too) under dynamic cyclic test are shown in Figure 19. Notice that, for quasi-static loads, these devices oppose only the elastic reaction and, if it is the case, the pre-load force (first two terms of the equation above). A recent application of Italian spring fluid viscous dampers outside Italy is in the Rio Higuamo Bridge in the Dominican Republic.

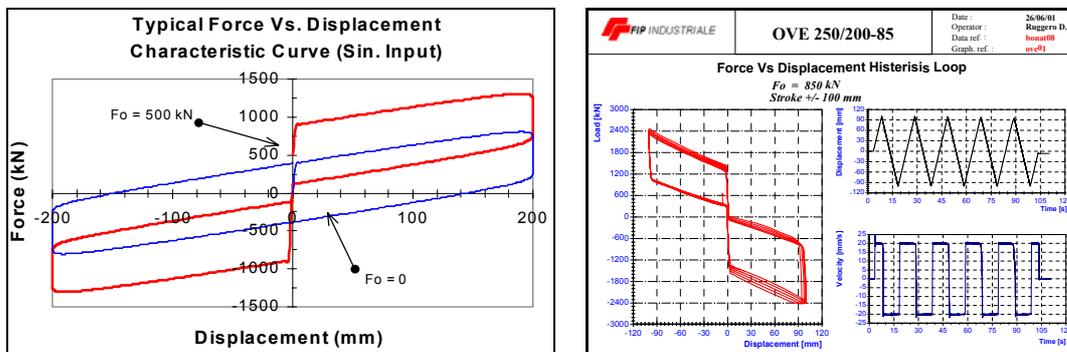


Figure 19 - Typical theoretical and test hysteretic loop of a spring fluid viscous damper.

elastomeric VISCOelastic dampers

The use of elastomeric viscoelastic dampers is not yet so wide in Italy as in other countries, such as Japan. However, an important application of these dampers was made in 2000, in the seismic retrofit of a R.C. framed school damaged by the 1997 Umbria-Marche earthquake. This was one of the first applications of dissipative braces in Italy. A total of 33 viscoelastic dampers were used, obtaining an energy dissipation in the dampers of about 50 % of the input energy, and thus avoiding the collapse of the

structure, that was designed in the 1950s when the area was not yet classified as seismic-prone [Antonucci et al, 2001].

Conclusions

Seismic isolation and passive energy dissipation techniques have been widely used since the 1970s in Italy to protect bridges and viaducts. Applications in buildings are less numerous, but are expected to increase due to the new Italian seismic code, published in 2003, that contains a specific chapter on seismic isolation and remove the need for approval of design of structures with seismic isolation and/or energy dissipation. In the last fifteen years the Italian isolation and energy dissipation devices have found many applications outside Italy as well.

REFERENCES

- Antonucci R., Balducci F., Castellano M.G., Ahmadi H., Goodchild I., Fuller K. (2001), "Viscoelastic dampers for seismic protection of buildings: an application to an existing building", Proc. of 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, Roma, Italy.
- Antonucci R., Balducci F., Castellano M.G., Donà F. (2006), "Pre-casted RC buildings with buckling restrained braces: the example of the new building of the faculty of Engineering in Ancona ", Proc. of Proceedings of 2nd International fib Congress, Naples, Italy
- Benzoni G., Seible F. (2002), "Rion-Antirion Bridge - Prototype Tests of Damper FIP OTP 350/1800." Caltrans SRMD Test Facility Report N. 2002/01, San Diego, CA, USA.
- Boeing Editor (2000), Technical Report "Evaluation Findings of FIP Industriale Viscous Dampers according to the HITEC testing protocol", Rocketdyne Division of Boeing, Canoga Park, CA, USA.
- Buckle, I.G. (2000), "Passive control of structures for seismic loads", Proc. of 12WCEE, Auckland, New Zealand, paper n° 2825.
- Castellano, M.G., A. Cestarollo (1999), "Seismic isolation of the Jamuna multipurpose bridge", Proc. of 2nd International Symposium on Earthquake Resistant Engineering Structures, Catania.
- Castellano, M.G. et al. (1999), "Seismic protection of cultural heritage using shape memory alloy devices: an EC funded project (ISTECH)", Proc. of the International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures, Cheju, Korea.
- Castellano, M.G., S. Infanti, C. Dumoulin, L. Ducoup, A. Martelli, A. Dusi (2000), Shaking table tests on a liquefied natural gas storage tank mock-up seismically protected with elastomeric isolators and steel hysteretic torsional dampers, Proc. of 12th WCEE, Auckland, New Zealand, paper n° 2082.
- Castellano, M.G., S. Infanti, G. Saretta (2001), "Validation of steel hysteretic dampers through shaking table tests", Proc. of 5th World Congress on joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structure, Rome.
- Ciampi V. (1991), "Use of energy dissipating devices, based on yielding of steel, for earthquake protection of structures", International Meeting on Earthquake Protection of Buildings, Ancona, Italy.
- Dolce, M., Santarsiero, G. (2004), "Development of regulations for seismic isolation and passive energy dissipation of buildings and bridges in Italy and Europe", Proc. of 13WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2991.

Dusi, A., F. Bettinali, M. Forni, M. La Grotteria, M.G. Castellano, S. Infanti, G. Bergamo, G. Bonacina, (2000), "Implementation and validation of finite element models of steel hysteretic torsional energy dissipators", Proc. of 12th WCEE, Auckland, New Zealand, paper n° 1647.

Highway Innovative Technology Evaluation Center (HITEC) Editor (1998), Evaluation Findings for FIP-Energy Absorption systems, L.C.C. Slider Bearings, CERF Report: HITEC 98-05.

Infanti S., Castellano M.G. (2001), "Viscous Dampers: a Testing Investigation according to the HITEC Protocol", Proceedings of Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, Rome, Italy.

Infanti S., Papanikolas, G. Benzoni, M.G. Castellano (2004), "Rion-Antirion bridge: design and full-scale testing of the seismic protection devices", Proc. of 13th WCEE, Vancouver, paper no. 2174.

Infanti S., Papanikolas P., Castellano M.G. (2003), "Seismic protection of the Rion-Antirion Bridge", Proceedings of 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Yerevan, Armenia.

Infanti, S. (1999), "Seismic protection of offshore platforms", Proc. of OMC 99 - Offshore Mediterranean Conference, Ravenna, Italy.

Infanti, S. (2001), "Seismic Protection of Seohae Bridge Approaches through Viscous Dampers", Proceedings of IABSE Conference Cable-Supported Bridges—Challenging Technical Limits, Seoul, Korea.

Infanti, S. H.T. Kang, M.G. Castellano (2004), "Retrofit of Bridges in Korea using Viscous Damper Technology", Proc. of 13th WCEE, Vancouver, paper no. 2211.

Oliveto, G., M. Granata, G. Buda, P. Sciacca (2004), "Preliminary results from full-scale free vibration tests on a four story reinforced concrete building after seismic rehabilitation by base isolation", Proc. of JSSI 10th Anniversary Symposium on Performance of Response Controlled Buildings, November 17-19, 2004, Yokohama, Japan.

Pérez R. J., Nieto J. J., Solórzano E. R., Baldo P. (2001a), "Design Philosophy of the Caracas – Tuy Medio Railway Viaducts in Venezuela", Proc. of Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structure, Rome.

Pérez R. J., Nieto J. J., Solórzano E. R., Baldo P., Tomaselli F. (2001b), "Design Criteria of the Seismic Dissipation System for the Viaducts of the Caracas - Tuy Medio Railway in Venezuela", Proc. of Fifth World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structure, Rome.

Reina P. (2003), "Megastructure Supports Taipei's 508-meter 'Megatower'." Engineering News-Record Vol. 251, No. 21, November 24, 24-30.

Skinner, R.I., W.H. Robinson and G. H. McVerry (1993), An introduction to seismic isolation, Wiley, Chichester.

Soong, T.T. and G.F. Dargush (1997), Passive energy dissipation systems in structural engineering, Wiley, Chichester.



کنترل کیفیت پوشش تونل‌ها با استفاده از تست‌های غیرمخرب

مصطفی زمانیان

دانشگاه صنعتی شریف

D_zamaniaan@yahoo.com

دکتر سید حسن صحرانورد

شرکت ساختمانی بتون پاش

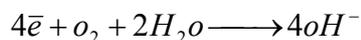
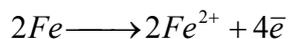
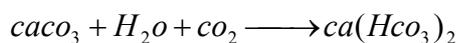
چکیده

تعیین علت خرابی مشکلترین و مهمترین مرحله فرآیند و بازسازی‌های بتن می‌باشد. انتخاب روش تعمیر مناسبی که به نتایج رضایتبخش منجر شود، تا قبل از تعیین علت خرابی سازه امکانپذیر نمی‌باشد. لذا قبل از انجام هرگونه عملیات تعمیری، ارزیابی کامل از وضعیت سازه کاملاً ضروری می‌باشد. در این مقاله با ارائه روش‌های تشخیص خرابی در سازه، مراحل تشخیص خرابی و جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز تشریح شده و باز تحلیل پوشش تونل خماری بعنوان یک مطالعه موردی از نتایج آزمایشات غیرمخرب در پوشش تونل‌ها ارائه گردیده است.

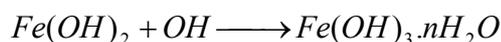
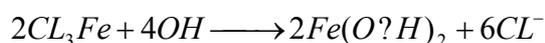
واژه‌های کلیدی: تست غیر مخرب، پوشش، آرماتور، تونل

۱- مقدمه

یکی از مهمترین مشکلات سازه‌های بتن مسلح، مسئله خوردگی آرماتورهای سازه‌ای است. این پدیده در سازه‌های مجاور با آب اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. پدیده خوردگی آرماتور علاوه بر افت مقاومت سازه‌ای بعلاوه باعث ضعف آرماتورها، موجب تغییر ساختار بتن اطراف آرماتورها شده و ضعف شدیدی در مقاومت بتن در پی خواهد داشت. در این بین تونل‌ها با توجه به ماهیت سازه‌ای خطی و تماس با آب، میتوانند بسیار آسیب‌پذیر باشند. لذا ارائه روش‌های کنترل و تعمیر این گونه سازه‌ها می‌تواند بعنوان گامی موثر در افزایش طول عمر و ایمنی این گونه سازه‌ها به شمار رود. افت مقاومت بتن پوشش موجب افزایش تغییر مکانها و در نتیجه افزایش بارهای القایی خواهد شد که در نهایت به خرابی سازه منجر می‌شود. تنها راه جلوگیری از این رویداد تشخیص به موقع و انجام عملیات اصلاحی مناسب می‌باشد. خوردگی آرماتورها در بتن مسلح می‌تواند ناشی از پدیده کربناسیون یا پدیده کلریداسیون درون بتن باشد. پدیده کربناسیون را می‌توان بصورت زیر خلاصه نویسی نمود:



فرآیند کربناسیون را نیز می‌توان در تعادل‌های زیر مشاهده نمود.



پدیده کلریداسیون بعلا تشکیل پیل گالوانیک درون بتن اتفاق می‌افتد. در این پیل آهن نقش آند و کلر نقش کاتد را ایفا خواهد نمود. آب نیز الکتروولیت مناسبی جهت انتقال الکترون از آند به کاتد به شمار می‌رود. عوامل اصلی پدید آورنده پدیده کلریداسیون و کربناسیون را می‌توان بصورت زیر دسته‌بندی نمود:

۱. آرما تور

۲. آب

۳. اکسیژن

۴. کلر

۵. دی‌اکسید کربن

پس از تعیین عوامل اصلی ایجاد خوردگی و فرآیند خوردگی آرما تورها می‌توان با حذف بعضی از عوامل ایجاد خوردگی، یا ایجاد وقفه در تعادل‌های منجر به خوردگی، مانع از فرآیندهای کلریداسیون و کربناسیون شد. با انجام تست‌های غیرمخرب در سازه‌های بتنی می‌توان مناطق آسیب پذیر از لحاظ خوردگی و ضعف در آرما تورها را پیدا نموده و اقدامات پیشگیرانه را در جهت افزایش عمر سازه بتنی را بدرستی پیش‌بینی نمود.

۲- تاریخچه تست‌های غیرمخرب

سیر رشد و تکامل تست‌های غیرمخرب را می‌توان به قبل از جنگ جهانی دوم نسبت داد. که این رشد و تکامل با سرعت هر چه بیشتر جهت ارزیابی هر چه دقیق‌تر پارامترهای مقاومتی سازه ادامه دارد. جدول (۱-۲) مروری مختصر بر تاریخچه تکامل این تست‌ها دارد.



بررسی مقاومت در جای بتن توسط تست برینل	قبل از ۱۹۴۳
مانیتور رینگ افت بتن در سیکل‌های یخ‌زدگی و ذوب شدگی	۱۹۳۹
دستگاه اولتراسونیک	۱۹۴۵
چکش اشمیت	۱۹۴۸
تعیین بلوغ بتن	۱۹۴۸
روش‌های رادیو اکتیو	۱۹۵۰

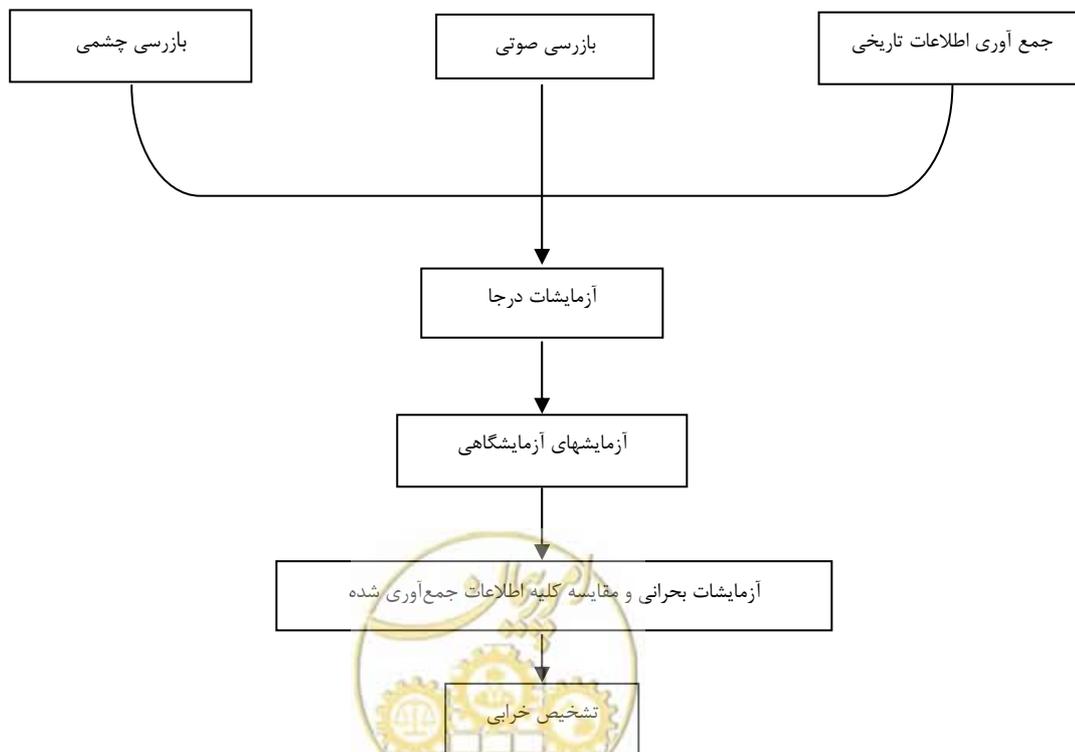
جدول (۱-۲). تاریخچه تست‌های غیرمخرب

۳- روش تشخیص خرابی

برای تعیین خرابی سازه می‌توان از روش‌های زیر بهره برد. برای تشخیص خرابی، ممکن است انجام تمامی روش‌های ذکر شده ضروری نباشد.

۱. بازرسی چشمی (Visual survey)
۲. جمع‌آوری اطلاعات تاریخی (History data collection)
۳. بازرسی صوتی (Sonic test)
۴. آزمایشات درجا (in-situ test)
۵. آزمایشات آزمایشگاهی (Laboratory tests)

مراحل تشخیص خرابی را می‌توان در دیاگرام (۱-۲) مشاهده نمود.



دیاگرام (۱-۲). مراحل اجرای تستهای NDT

۳-۱- بازرسی چشمی

موارد اصلی ای که می‌بایست در بازرسی چشمی به آنها دقت داشت عبارتند از:

الف) محل ترک‌ها: محل ترک‌های سازه‌ای و هندسه آنها (طول و عرض)

ب) ظاهر بتن: وجود شوره و پوسته پوسته شدن بتن می‌تواند بیانگر محل تقریبی نواحی تاثیر یافته باشد.

ج) جدا شدگی بتن: مهمترین مشخصه‌هایی که باید در این بخش مورد توجه قرار گیرند عبارتند از: محدوده نواحی تخریب

شده، ظاهر جدا شدگی و ضخامت لایه جدا شده.

د) جابجا شدن بتن: محدوده، ظاهر و ضخامت نواحی جدا شده باید مورد توجه قرار گیرند.

ه) میلگردهای مسلح کننده: مهمترین ویژگیهای مورد ارزیابی در بازرسی چشمی میلگردها، ظاهر پوسیدگی، کاهش قطر

آرماتورها و ضخامت لایه پوشش میلگردها.

۳-۲- جمع‌آوری اطلاعات تاریخی

در این مرحله از تشخیص خرابی باید موارد زیر و پارامترهای مورد نیاز هر آئتم را بدرستی اندازه‌گیری نمود:

الف) ویژگیهای بتن: اعم از مقاومت، اجزاء تشکیل دهنده، نوع سیمان، نوع سنگدانه و نوع مواد افزودنی.

ب) میلگردها: نوع، ابعاد، شکل و سایر ویژگی‌های میلگردها

ج) جابجایی‌های اتفاق افتاده در سازه: موقعیت جغرافیایی جابجایی‌ها و شرایط اقلیمی منطقه.

د) ظاهر خرابی‌های ایجاد شده: جمع‌آوری اطلاعاتی از مشخصات ظاهری و تغییرات این خرابی‌ها با زمان.

ه) سایر اطلاعات مفید: اعم از بارهای استاتیکی و دینامیکی و دیگر کارهای انجام شده جهت بهبود وضعیت کنونی.

۳-۳- بازرسی صوتی

بازرسی‌های صوتی اطلاعات خوبی در هنگامی که سازه دارای شکلی ظاهراً سالم است، ارائه می‌دهند. که این ظاهر مناسب

ممکن است برای کارشناس نگهداری از سازه بسیار گمراه کننده باشد. پدیده پوسیدگی میلگردها می‌تواند برای مدت طولانی پنهان

باقی بماند. زمانی که این مشکل در سطح بتن آشکار می‌شود، (بعنوان مثال: ایجاد ترک، جدا شدگی یا جابجایی) فرصت کافی جهت

رفع مشکل نبوده و نیاز به صرف انرژی و هزینه‌های چند برابر می‌باشد.

۳-۴- آزمایشات درجا:

از این آزمایشات جهت تعیین پارامترهای مقاومتی، تعیین نقاط آسیب‌دیده و همچنین تعیین ساختار داخلی سازه بتنی استفاده

می‌شود. نمونه‌های پرکاربرد آزمایشات و دستگاه‌های معمول در این زمینه را می‌توان در شاخه‌های زیر دسته‌بندی نمود:

الف) آزمایش مقاومت فشاری بتن با استفاده از چکش اشمیت و کالیبراسیون آن با مغزه‌گیری از بتن (شکل ۱-۵-۲).

ب) آزمایش تعیین مقاومت کششی بتن با استفاده از دستگاه Pull out و Pull off. (شکل ۲-۵-۲)





شکل (۲-۵-۲)



شکل (۲-۵-۱)

ج) آزمایشات تعیین مدول الایسیسته دینامیکی، تعیین حفرات و تعیین عرض و عمق و مسیر ترک‌ها. شکل (۲-۵-۳)

د) آزمایشات تعیین ضخامت بتن روی آرماتور، شبکه آرماتور و قطر آرماتورها. شکل (۲-۵-۴)



شکل (۲-۵-۴)



شکل (۲-۵-۳)

ه) آزمایش‌های تعیین آرماتورهای خورده شده در داخل سازه. شکل (۲-۵-۵)

و) آزمایش استفاده از فل فل فتالین جهت تعیین عمق کربناسیون در بتن، که ایجاد رنگ خاکستری نشان دهنده کربناته شدن و رنگ ارغوانی عدم کربناته شدن خواهد بود.

ز) تعیین نقاط دارای پتانسیل خوردگی با اندازه‌گیری ضریب هدایت الکتریکی و نفوذپذیری بتن. شکل (۲-۵-۶)



شکل (۲-۵-۶)



شکل (۲-۵-۵)

م) اندازه‌گیری رطوبت و حرارت در داخل بتن. شکل (۳-۵-۷)

ن) مشاهده حفرات داخل بتن. شکل (۳-۵-۸)





شکل (۲-۵-۸)



شکل (۲-۵-۷)

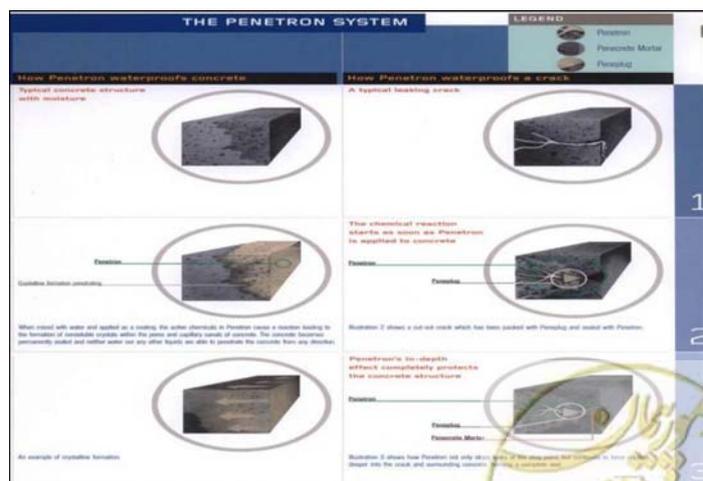
۴- روش‌های حفاظت آرماتور

۴-۱- جلوگیری از تبادل یونی بین آرماتور و بتن:

با توجه به فرآیندهای کلریداسیون، مهمترین پروسه در ایجاد این پدیده‌ها تبادل یونی بین آرماتور و بتن می‌باشد. برای حل این مشکل از عایق‌سازی آرماتور با مواد فسفات‌ه استفاده می‌شود. شکل (۳-۱-۹)

۴-۲- افزایش مقاومت الکتریکی

با افزایش مقاومت الکتریکی بتن پتانسیل انتقال الکترون درون بتن کاسته شد و دوام و سلامت بتن بیشتر خواهد شد. جهت افزایش مقاومت الکتریکی از پنترون استفاده می‌شود. این مواد با نفوذ در بتن و مقاومت الکتریکی بالا، موجب کاهش پتانسیل خوردگی خواهند شد. شکل (۳-۲-۱۰)



شکل (۳-۲-۱۰)



شکل (۳-۱-۹)

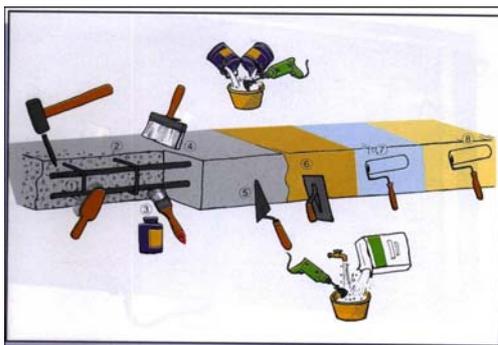
۳-۴- کاهش پتانسیل خوردگی با عایق‌سازی آرماتور

یکی از روش‌های کاهش پتانسیل خوردگی، عایق کردن آرماتور و ایجاد سد در مقابل انتقال الکترون بین آهن و کلر یا دی اکسید کربن می‌باشد. تزریق رزین‌های نفوذی بر روی آرماتورها می‌تواند موجب ایزولاسیون آرماتورها شود. شکل (۳-۳-۱۱).

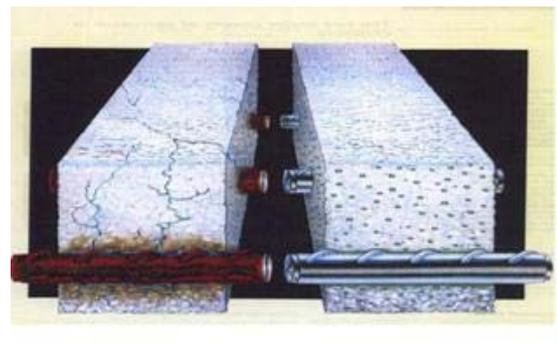
۴-۴- افزایش ضخامت بتن روی آرماتور

افزایش ضخامت بتن روی آرماتور موجب کاهش نفوذ هوا و افزایش عمده آرماتورها خواهد شد. جهت نیل به این هدف می‌توان از ملات‌های الیاف‌دار استفاده کرد. خاصیت چسبندگی بالا و عدم انقباض این ملات‌ها موجب ایجاد یک لایه یکپارچه بتن مشابه شده و علاوه بر افزایش ظرفیت باربری سازه، موجب افزایش ضخامت بتن روی آرماتور نیز خواهد شد. علاوه بر این پوشش‌های پلی‌اکریلیکی مورد استفاده موجب کاهش شدید اکسیژن نفوذی به درون بتن و به نوبه خود کاهش پتانسیل خوردگی می‌شوند.

شکل (۳-۴-۱۲)



شکل (۳-۴-۱۲)



شکل (۳-۳-۱۱)

۵- بار تحلیل پوشش تونل قطعه سوم راه‌آهن خماری

راه‌آهن بافق - مشهد از طرح‌های بزرگی است که در سال‌های اخیر در حال اجرا است. این پروژه در طول مسیر خود با عوارض گوناگون زمین‌شناسی مواجه بوده که لازم است تونل‌های متعددی در طی مسیر در آن حفر شود. تونل خماری به طول حدود ۲۵۰۰ متر در محدوده بین کیلومتر ۶۶+۰۴۵ و ۶۸+۵۷۸ مسیر در منطقه کوه خماری واقع است. در این گزارش وضعیت پایداری استاتیکی و دینامیکی تونل در قطعه ۳ بررسی می‌شود.

مشخصات ژئومکانیکی توده سنگهای میزبان به شرح جدول (۱-۲) می‌باشد. (گزارش نهایی آزمایشات صحرائی، آزمایشات

آزمایشگاهی، مهندسین مشاور ایران استن)



جدول (۵-۲). پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگهای میزبان

پارامتر توده سنگ	ϕ (deg)	C (Kpa)	E (Mpa)	ν	γ (KN/m ³)
مدل ۱ (مقطع ۳)	10	29	3.11	0.3	22.5

نتایج آزمایش غیرمخرب روی لاینینگ قطعه سوم تونل خماری حاکی از خوردگی آرماتورهای سازه‌ای و کاهش مقاومت بتن لاینینگ داشت. آنالیز تغییر شکل تونل موجب اصلاح پارامترهای طراحی این تونل شده و نیاز به عملیات تزریق در تاج تونل را اجتناب ناپذیر ساخت. با انجام عملیات تزریق در تاج، ضخامت بتن در این ناحیه تا حدود یک متر (بطور متوسط) افزایش یافت. نتایج تستهای غیرمخرب در این پوشش بیانگر افت شدید مقاومت بتن و خوردگی آرماتورها می‌باشد. نتایج تستهای غیرمخرب مقاومت فشاری ۱۶۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع را در بتن پوشش نشان می‌دهد که این مقدار مقاومت، افت بتن پس از اجرا را نشان می‌دهد. پوسته شدن و جدا شدن پوشش روی آرماتورها بیانگر خوردگی شدید آرماتورهای سازه‌ای از این پوشش می‌باشند. مدلسازی توأم توده سنگ و سازه نگهدارنده به کمک نرم‌افزار PLAXIS با روش عددی المان محدود انجام شده و برای افزایش اطمینان از صحت نتایج، آنالیز سه‌بعدی نیز انجام پذیرفته است. آنالیزهای کنترل بتن مقطع نیز بر اساس آئین‌نامه ACI 518 بیانگر مناسب نبودن بتن‌های لاینینگ در نواحی دیواره و پاشنه و کف تونل می‌باشند. نتایج آنالیز تغییر شکل دو و سه‌بعدی مدل تونل در جدول (۵-۳) آمده است که قرابت بالای نتایج آنالیز دو و سه بعدی بیانگر صحت نتایج می‌باشد. ضخامت پوشش ۱ متر در سقف، ۴۰ سانتی متر در دیواره‌ها و پاشنه و در حدود ۶۰ سانتی متر در کف در نظر گرفته شده است.

جدول (۵-۳). تغییر مکانهای قائم و افقی در مدل‌های دو و سه بعدی

فاز	مدل	تغییر مکان افقی (mm)	تغییر مکان کلی (mm)
۲	2D	6	۵۳،۸۴
	3D	۵،۹۹	۴۹،۳۷

مقادیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی حداکثر، در هر کدام از بخشهای تونل به تفکیک ارائه شده است.

جدول (۵-۴). محاسبات مقطع پوشش سقف

P_u		M_u		V_u		$P_u / \Phi P_n + M_u / \Phi M_n$		ΦV_n	
KN	ton	KN.m	Ton.m	KN	ton	result	---	result	---
3010	307	299.4	30.55	425.7	43.4	0.375	ok	89.4	ok
2914.6	297	662.8	67.6	2.2	0.22	0.301	ok	89.4	ok
30019	306	151.2	15.4	532.2	54.3	0.550	ok	89.4	ok

جدول (۵-۵). نیروهای پوشش در دیواره جانبی

P_u		M_u		V_u		$P_u / \Phi P_n + Mu / \Phi M_n$		ΦV_n	
KN	ton	KN.m	Ton.m	KN	ton	result	---	result	---
3430.6	350	665	67.9	682	69.6	1.475	N. ok	35.8	N. ok
3430.6	350	665	67.9	682	69.6	1.475	N. ok	35.8	N. ok
3430.6	350	665	67.9	682	69.6	1.475	N. ok	35.8	N. ok

جدول (۸-۲). نیروهای پوشش در پاشنه

P_u		M_u		V_u		$P_u / \Phi P_n + Mu / \Phi M_n$		ΦV_n	
Kn	ton	Kn.m	Ton.m	Kn	ton	result	---	result	---
3501	357	809.4	82.6	5.8	0.6	1.67	N. ok	35.8	ok
2506.3	255.7	359.4	40.3	1519.6	155	0.96	ok	35.8	N. ok
3501	357	809.4	82.6	5.8	0.6	1.67	N. ok	35.8	ok

جدول (۱۰-۲). نیروهای پوشش در کف

P_u		M_u		V_u		$P_u / \Phi P_n + Mu / \Phi M_n$		ΦV_n	
KN	ton	KN.m	Ton.m	Kn	ton	result	---	result	---
2506	255	395.4	40.4	1539	157	0.64	ok	35.6	N. ok
2506	255	395.4	40.4	1539	157	0.64	ok	35.6	N. ok
2245 N	229	395.4	192.4	0	0	1.85	N. ok	35.6	ok

۶- نتیجه گیری

آزمایشات غیرمخرب در سازه‌ها، در حین بهره‌برداری، با مشخص نمودن نقاط ضعف سازه، تصمیم‌گیری در مورد سازه را آسان‌تر نموده و صرفه‌جویی در هزینه‌ها و انرژی را به دنبال خواهد داشت.

با توجه به نتایج آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی انجام پذیرفته در پوشش قطعه سوم راه‌آهن خماری، ضعف بتن و خوردگی آرماتورها، افت شدیدی در مقاومت پوشش بوجود آورده است. بنحویکه ضخامت‌های بتن کنونی جوابگوی بارهای القایی وارده نمی‌باشند. با توجه به نتایج تستهای غیرمخرب انجام شده، محافظت از آرماتور برای جلوگیری از خوردگی بیشتر ضروری به نظر می‌رسد، که راهکار پیشنهاد شده در این زمینه استفاده از پوشش‌های رزینی نفوذی برای عایق‌سازی آرماتورها می‌باشد. افزایش ظرفیت باربری بتن برای تحمل بارهای القایی می‌تواند با تزریق بتن در پشت لاینینگ انجام پذیرد. راهکار دوم استفاده از بتنهای الیافی

همسان با بتن برای تقویت داخلی پوشش می‌باشد. با توجه به هزینه‌های تزریق، مشکلات اجرایی و مشکلات مشابه در آینده، استفاده از بتن‌های الیافی همسان بهترین گزینه بشمار می‌رود. تقویت بتن در این روش با افزایش ضخامت پوشش توسط بتن‌های الیافی انجام می‌شود که علاوه بر افزایش ظرفیت باربری سازه، مانع از نفوذ هوا و رطوبت بدرون بتن و در نتیجه حفاظت از آرماتورها خواهد شد.

۷- منابع

1. Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures
NDT & E International, Volume 34, Issue 2, March 2001, Pages 71-84
D. M. McCann and M. C. Forde.
2. Radar imaging of concrete specimens for non-destructive testing
Construction and Building Materials, Volume 11, Issue 3, April 1997, Pages 195-198
Oral Büyüköztürk and Hong C Rhim.
3. Rapid and economical evaluation of concrete tunnel linings with impulse response and impulse radar non-destructive methods , NDT & E International, Volume 38, Issue 3, April 2005, Pages 181-186 ,
Allen G. Davis, Malcolm K. Lim and Claus Germann Petersen
4. A NDT assessment of fracture mechanics properties of fiber reinforced polymer concrete ,
Polymer Testing, Volume 22, Issue 4, June 2003, Pages 395-401
J. M. L. Reis, R. de Oliveira, A. J. M. Ferreira and A. T. Marques
۵. باز تحلیل پوشش نهایی تونل خماری ، مصطفی زمانیان ، شرکت ساختمانی بتون پاش



برآورد مقاومت فشاری بتن بر اساس نتایج آزمایش‌های غیر مخرب با استفاده از شبکه‌های عصبی

علی اکبر مرتضی زاده

مدیر عامل شرکت سازه‌های بلندپایه جهان

Email : Info @ whstruc.com

مریم حقانی

مدیر گروه سازه شرکت سازه‌های بلندپایه جهان

امیر قاسمی

مدیر بخش ژئوتکنیک مهندسی مشاور ارکان پویش

چکیده:

گام اول تمامی پروژه‌های مقاوم‌سازی تهیه اطلاعات از وضعیت موجود سازه و ارزیابی تحلیلی آن می‌باشد، در این زمینه استفاده از آزمایش‌های صحرائی جهت انجام این ارزیابی از اهمیت بسزایی برخوردار است. در اینگونه پروژه‌ها جهت دستیابی به نتایج دقیق‌تر از آزمایش‌های مخرب که هزینه بالا به همراه تخریب سازه را در بر دارند، استفاده می‌گردد. این موضوع با استفاده از شبکه‌های عصبی آموزش دیده (بر اساس داده‌های آزمایش‌های غیرمخرب و مخرب) کاملاً قابل حل می‌باشد و از این روش می‌توان در برآورد دقیق مقاومت فشاری بتن بدون حجم بالایی از آزمایشات مخرب بهره جست. نتایج مطالعات حاکی از دقت بالای این روش در برآورد مقاومت فشاری بتن به همراه کاهش زمان و هزینه انجام مطالعات می‌باشد.

همچنین در این مطالعات روش‌های مختلف پیش پردازش داده‌ها و نحوه انتخاب آنها مدنظر قرار گرفته است. نتایج نهایی نشانگر برآورد مناسب مدل بوده و مقادیر پایین خطای موجود در مدل نیز بیشتر مربوط به خطای احتمالی انسانی و دستگاه می‌باشد.

واژه‌های کلیدی:

آزمایش‌های غیر مخرب، شبکه عصبی، مقاوم‌سازی، مقاومت فشاری بتن



(۱) مقدمه

پیش نیاز اولیه جهت انجام مطالعات تمامی پروژه‌های مقاوم‌سازی تعیین مشخصات مصالح است. در پروژه‌هایی که سازه آنها از بتن تشکیل یافته است مهمترین مشخصه مورد نیاز مقاومت فشاری بتن می‌باشد که تعیین آن در روند انجام مطالعات از اهمیت بسزایی برخوردار است. در نگاه اول استفاده از آزمایش مخرب مغزه‌گیری می‌تواند تنها راه حل جهت دستیابی به مقاومت فشاری بتن به نظر آید این در صورتی است که مطمئناً این روش بهترین نمی‌باشد چرا که علاوه بر تخریب عمده سازه هزینه اجرایی بالایی را نیز به همراه دارد. در چنین شرایطی کاربرد آزمایش‌های غیر مخرب می‌تواند راه حل بهتری برای حل مسئله باشد و ایراد اساسی این روش‌ها این است که سعی می‌گردد مقاومت فشاری بتن بصورت غیر مستقیم از روی نتایج این آزمایش‌ها تخمین زده شود و در این زمینه روابط تجربی متعددی توسط محققین مختلف ارائه گردیده است و از آنجا که تمامی این روابط تجربی بدون در نظر گرفتن شرایط محیطی و منطقه‌ای می‌باشند و غالباً دارای یک پارامتری ورودی هستند در برآورد مقاومت فشاری بتن از دقت مناسبی برخوردار نمی‌باشند و در چنین شرایطی خطای انسانی و دستگاه نیز می‌تواند تأثیری بیشتری در خطای برآورد مقاومت فشاری بتن داشته باشد. در این مقاله به جهت رفع این معضلات از چند پارامتر مختلف ورودی جهت کاهش اینگونه خطاها استفاده گردیده است.

(۲) معرفی شبکه‌های عصبی

شبکه‌های عصبی مصنوعی به واقع یک سیستم داده‌پردازی اطلاعات هستند و دارای خصوصیات اجرایی خاصی همانند شبکه عصبی انسان می‌باشند. در واقع شبکه‌های عصبی مصنوعی از تعمیم یافتن مدل‌های ریاضی شبکه‌های عصبی انسان بر اساس فرضیات زیر توسعه یافته است:

- ۱- داده‌پردازی اطلاعات در اجزا ساده به نام نرون صورت می‌گیرد.
- ۲- اطلاعات بین نرون‌ها از طریق ارتباطات بین آنها رد و بدل می‌شود.
- ۳- هر یک از این رابطه‌ها دارای مشخصه‌ای (وزن) مختص به خود هستند که در اطلاعات انتقال یافته از یک نرون به نرون دیگر ضرب می‌گردند.
- ۴- هر یک از نرون‌ها برای محاسبه خروجی خود یک تابع تحریک را که معمولاً "غیرخطی" است به ورودی‌هایش اعمال می‌نماید.

عموماً نرون‌های یک لایه بطور یکسان عمل می‌نمایند و پارامتر اصلی در تعیین رفتار یک پردازشگر تابع تحریک مربوط به آن به همراه و رابط‌های وزن‌داری است که اطلاعات از طریق آنها دریافت و یا ارسال می‌گردند.

معمولاً در هر لایه نرون‌ها دارای تابع تحریک یکسان بوده و طریقه ارتباط آنها به سایر نرون‌ها یکسان می‌باشد برای بیان دقیق تر مطلب در شبکه‌های عصبی نرون‌های یک لایه یا بطور کامل مرتبط هستند و یا این ارتباط وجود ندارد. ترتیب نرون‌ها در لایه‌ها و طریقه ارتباط در داخل لایه‌ها و بین لایه‌ها، ساختار شبکه نامیده می‌شود. بسیاری از شبکه‌های عصبی دارای یک لایه ورودی هستند بطوریکه پاسخ هر واحد برابر با ورودی اعمال شده از خارج از شبکه می‌باشد. در تعیین تعداد لایه‌ها، لایه نرون‌های ورودی بعنوان یک لایه محسوب نمی‌گردد زیرا که هیچگونه محاسبه‌ای در آنها انجام نمی‌گیرد. به عبارت دیگر تعداد لایه‌های یک شبکه برابر با تعداد ارتباط‌های وزن دار بین لایه‌ها می‌باشد.



۳) مشخصات پارامترهای ورودی مدل

پارامترهای سرعت موج در بتن، وزن مخصوص بتن، عدد بازگشت و مقاومت فشاری بتن بعنوان داده‌های ورودی شبکه در نظر گرفته شده است. با توجه به تعدد آزمایش‌های غیرمخرب می‌توان با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف به نتایج دقیق‌تری در برآورد مقاومت فشاری بتن رسید اما به دلیل کمبود داده‌های موجود در این زمینه فقط داده‌های آزمایش‌های التراسونیک، چکش اشمیت و مغزه‌گیری مربوط به یکی از پروژه‌های مقاوم‌سازی واقع در شیراز در نظر گرفته شده است. به منظور ایجاد مدل‌های مناسب‌تر می‌توان از نتایج آزمایشات pull-out و pull-off به همراه سن بتن بهره جست که متاسفانه دسترسی لازم به نتایج این آزمایشات و داده‌ها نیز وجود نداشت. به منظور مشخص شدن دامنه تغییرات پارامترها در جدول یک مقادیر حداکثر و حداقل هر یک از پارامترها به تفکیک ارائه گردیده است.

پارامترهای شبکه	حداقل	حداکثر
عدد بازگشت	۲۰	۴۹
وزن مخصوص $\frac{gr}{cm^3}$	۲/۲	۲/۴۸
سرعت موج $\frac{m}{s}$	۱۱۵۰	۳۸۵۴
مقاومت بتن $\frac{kg}{cm^2}$	۷۰	۲۴۰

جدول ۱: مقادیر حداکثر و حداقل پارامترهای شبکه

در انتخاب پارامترهای مختلف یک شبکه دو عامل نقش بسزایی را ایفا می‌نمایند:

- ۱- لحاظ نمودن اصول مهندسی مساله با روش‌های آماری.
 - ۲- عملکرد مناسب شبکه در پیش‌بینی نتایج مجموعه آزمایش.
- عامل دوم در زمانیکه شبکه آموزش یافت و نتایج آن برای مجموعه آزمایش مشخص گردید کنترل می‌گردد. در مورد عامل اول روش‌های متعددی وجود دارد ولی یکی از ساده‌ترین و بهترین روش‌ها محاسبه ضریب همبستگی بین پارامترها بوده که می‌توان به وسیله آن و اصول مسلم مهندسی به انتخاب پارامترهای موثر شبکه پرداخت.
- در انتخاب یک مدل مناسب توجه به نکات ذیل از اهمیت بسزایی برخوردار است:
- ۱- عدم وجود وابستگی قوی بین پارامترهای ورودی.
 - ۲- عدم استقلال پارامترهای خروجی از پارامترهای ورودی.
- ضریب همبستگی بین پارامترهای ورودی و خروجی داده‌ها در جدول ۲ ارائه گردیده است.

همانطور که از جدول ۲ مشاهده می‌گردد پارامترهای مد نظر شرط اول را برآورده نمی‌نمایند ولی از آنجا که در ادامه خواهیم دید براساس نتایج مطالعات مدل حاصله عملکرد مناسبی دارد پس بنابراین می‌توان از پارامترها در تشکیل شبکه مزبور استفاده نمود.

مقاومت بتن	سرعت موج	وزن مخصوص	عدد بازگشت
0/87	0/82	0/85	۱
0/88	۰/۶۲	۱	
0/86	۱		
۱			

جدول ۲: ضریب همبستگی بین پارامترهای ورودی و خروجی

۴) عملیات پیش پردازش داده‌ها

استفاده از داده‌های خام جهت آموزش و آزمایش شبکه‌های عصبی به نتایج مناسبی منجر نمی‌گردد چرا که چگونگی توزیع داده‌ها و همچنین دامنه آنها از پارامترهای موثر در دقت نتایج حاصله می‌باشد.

الزاماً همه عملیات‌های پیش‌پردازش برای هر مجموعه داده‌ای منجر به نتایج مناسبی نمی‌گردد و بهترین عملیات پیش‌پردازش می‌بایست به روش سعی و خطا برای هر مدل تعیین شود و به طور کلی این عملیات‌ها به دو دسته اصلی تقسیم می‌گردند:

۱- تبدیل تابعی همچون خطی و لگاریتمی، ...

۲- تبدیل آماری همچون تبدیل نرمال و روش مولفه اصلی، ...

در این مطالعات از روش‌های تبدیل خطی، نرمال و مولفه اصلی بعنوان عملیات‌های پیش‌پردازش استفاده گردیده است. اساس روش مولفه اصلی بر ماتریس همبستگی پارامترهای ورودی استوار گردیده است. روش کار به این صورت است که در ابتدا به منظور یکنواخت نمودن پارامترهای ورودی همه آنها توسط تبدیل نرمال به فضای دیگر انتقال می‌یابند پس از آن ماتریس همبستگی پارامترهای تبدیل یافته تشکیل و مقادیر بردارهای ویژه آن محاسبه می‌گردند. بردارهای ویژه این ماتریس بعنوان پارامترهای جدید مد نظر قرار می‌گیرند با تبدیل صورت پذیرفته حال دیگر پارامترهای تبدیل یافته کاملاً از یکدیگر مستقل بوده و ماتریس ضرایب همبستگی آنها ماتریس واحد می‌باشد. یکی دیگر از مزایای این روش افزایش سرعت همگرایی شبکه آموزش است که این موضوع صرفه‌جویی قابل توجهی را در زمان می‌نماید. در ادامه خواهیم دید دقیقاً به همین دلیل روش مولفه اصلی نتایج بهتری را ارائه می‌نماید.



۵) ارائه نتایج

به منظور آموزش و آزمایش شبکه عصبی از میان ۴۶ نمونه موجود ۳۶ داده بعنوان زوج آموزشی و ۱۰ داده بعنوان زوج آزمایشی انتخاب گردیده و از این مجموعه به منظور آموزش و آزمایش مدل‌های مختلف به همراه روش‌های متفاوت پیش پردازش داده‌ها استفاده گردیده است. در تمامی این مدل‌ها خطای هدف و یا میانگین مجذورات خطای شبکه آموزش به حد $0/003$ محدود گردیده است. در تمامی این مدل‌ها خروجی مساله مقاومت فشاری بتن می‌باشد.

به منظور دستیابی به نتایج مناسب برنامه‌ای تهیه گردیده است که در آن برای یک سری پارامتر ورودی و خروجی مشخص و یک عملیات پیش‌پردازش معین و یک تعداد نرون ثابت عملیات آموزش مکرراً صورت پذیرفته و هر بار مقادیر اوزان اولیه شبکه به صورت تصادفی انتخاب گردیده و مقدار میانگین مجذورات خطا برای داده‌های آزمایش محاسبه شده و اوزان و بایاس‌های نهایی تعدادی از شبکه‌های با پایین‌ترین MSE مجموعه آزمایش، توسط برنامه ذخیره گردیده است. نکته‌ای که باعث گردیده که روش بالا به نتایج مناسبی دست یابد این است که با یک وزن و بایاس اولیه ثابت و تغییر دادن مقادیر خطای هدف شبکه آموزش به بهینه‌ترین میزان خطای هدف شبکه آموزش که موجب حداقل خطا در مجموعه آزمایش می‌گردد، می‌رسد.

در جدول ۳ و ۴ نتایج مربوط به مجموعه آموزش و آزمایش به تفکیک ارائه گردیده است. نتایجی که در این جدول مشاهده می‌گردد شامل نوع تبدیل، تعداد نرون بهینه در لایه پنهان، میانگین مجذورات خطا، پارامترهای $|1 - \text{mean}(R_i)|$ و $\text{mean}|1 - R_i|$ و ضریب زاویه (m)، عرض از مبدا (b) و ضریب همبستگی (r) خط برازش گردیده برای دو داده پیش‌بینی شده و واقعی پارامترهای خروجی می‌باشد.

پارامتر $|1 - \text{mean}(R_i)|$ نشان دهنده میانگین خطا و پارامتر $\text{mean}|1 - R_i|$ نشان دهنده میزان پراکندگی مقادیر برآورده شده می‌باشند که در هر دوی این رابطه‌ها R_i نسبت مقاومت پیش‌بینی شده به مقاومت اندازه‌گیری شده می‌باشد.

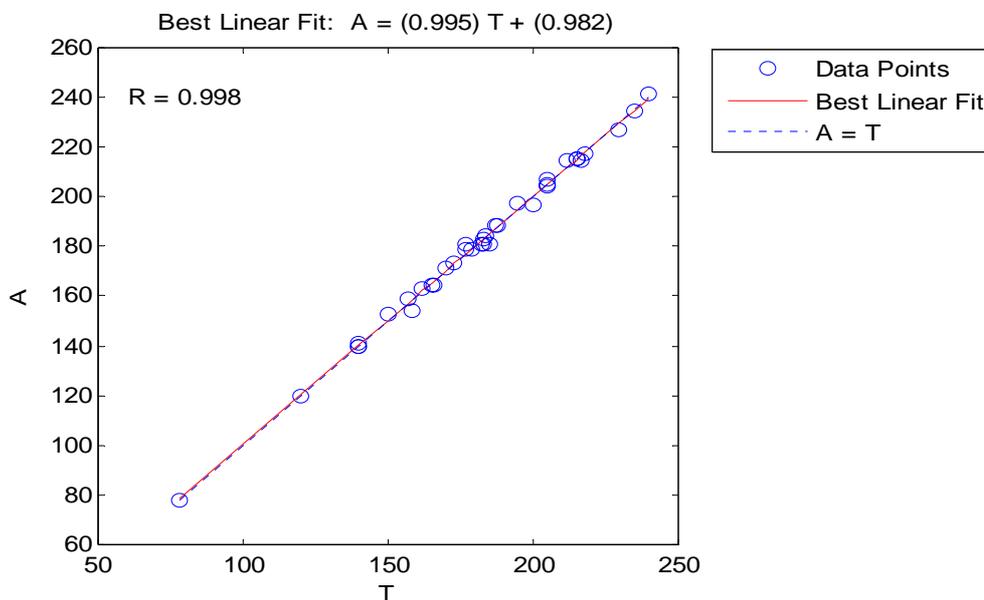
ردیف	نوع تبدیل	نرون لایه	MSE	$ 1 - \text{mean}(R_i) $	$\text{mean} 1 - R_i $	m	b	r
1	خطی	4	7/49	0/002	0/022	0/99	2/06	0/975
2	نرمال	5	3/53	0/0002	0/0079	0/998	0/403	0/998
3	مولفه اصلی	5	3/49	0/0001	0/0078	0/995	0/982	0/998

جدول ۳: نتایج مربوط به مجموعه آموزش مقاومت فشاری بتن در بهینه‌ترین وضعیت.

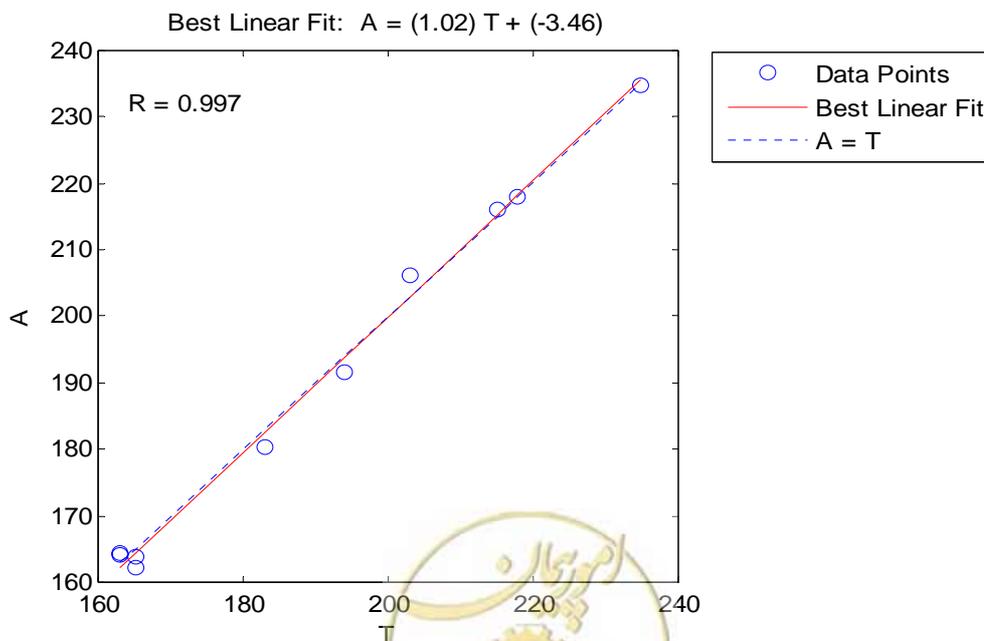
ردیف	نوع تبدیل	نرون لایه	MSE	$ 1 - \text{mean}(R_i) $	$\text{mean} 1 - R_i $	m	b	r
1	خطی	4	8/2	0/009	0/107	0/945	8/51	0/998
2	نرمال	5	7/408	0/0028	0/014	0/987	1/95	0/992
3	مولفه اصلی	5	3/68	0/0016	0/0089	1/02	-3/46	0/997

جدول ۴: نتایج مربوط به مجموعه آزمایش مقاومت فشاری بتن در بهینه‌ترین وضعیت.

در نمودارهای ۱ و ۲ مقادیر مقاومت فشاری پیش بینی شده به مقاومت واقعی بتن در مجموعه های آموزش و آزمایش روش مولفه اصلی به عنوان بهترین شبکه ارائه گردیده است.



نمودار ۱: نمودار مقادیر مقاومت فشاری پیش بینی شده به مقاومت واقعی بتن در مجموعه آموزش به روش مولفه اصلی



نمودار ۲: نمودار مقادیر مقاومت فشاری پیش بینی شده به مقاومت واقعی بتن در مجموعه آموزش به روش مولفه اصلی

۶) نتیجه‌گیری

نتایج مطالعات نشانگر مناسب بودن روش شبکه‌های عصبی در برآورد مقاومت فشاری بتن با استفاده از داده‌های آزمایش‌های چکش اشمیت و التراسونیک می‌باشد و مطمئناً در صورت استفاده از داده‌های دیگر آزمایش‌های غیرمخرب می‌توان به نتایج مناسب‌تری نیز دست یافت و با این روش ضمن صرفه جویی در زمان و هزینه‌های مربوطه می‌توان میزان دخالت خطای انسانی و دستگاه را در نتایج نهایی مطالعات کاهش داد. همچنین بهترین نتایج از شبکه عصبی پیشخور همراه با الگوریتم یادگیری پس انتشار خطا با پیش‌پردازش مولفه اصلی داده‌ها بدست می‌آید.

۷) مراجع

- [1] مریم حقانی، "مدل برآورد مشخصات بتن حجیم و بهینه‌سازی طرح اختلاط آن در سدهای بتنی مبتنی بر استفاده از شبکه‌های عصبی" پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی امیرکبیر، ۱۳۸۲.
- [2] م. منهج، "مبانی شبکه‌های عصبی" مرکز نشر پروفیسور حسابی، ۱۳۷۸.
- [۳] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "استاندارد آزمایش‌های تعیین مقاومت بتن درسازه (آزمایش‌های غیرمخرب و نیمه مخرب در بتن)"، ۱۳۸۳.
- [4] A. A. Ramezaniapour and M. Haghani and A. A. Mortezaazadeh, "The use of neural networks to predict mix design of mass concrete," ۷th conference of icct, Malaysia 2004.
- [5] A. A. Ramezaniapour and M. Haghani and A. A. Mortezaazadeh, "Modeling of mass concrete properties with neural networks," CST conference, Portugal 2004.
- [6] J. Hola and k Schabowicz, "Methodology of neural identification of strength of concrete," ACI Materials Journal, V. 102, No. 6, November - December 2005.
- [7] A. P. Ferreira and P.F. castro, "Application of NDT to concrete strength Estimation," NDT Journal, February 2000, vol. 5, No. 02.
- [8] J Hola , and k Schabowicz , "Practical Verificatin of Nondestructive Neural-Network Concrete Strenth Assessment", International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, Vilnius, 2004, pp.48-49. 8th.
- [9] J Kasperkiewicz. and J Racz.,. and A Dubrawski.,, "HPC Strength Prediction using Artificial Neural Network," Journal of Computing in Civil Engineering, No. 10, 1995, pp.279-283.
- [10] A Kaveh.,. and A Khalegi. "Prediction of Strength for Concrete Specimens using Artificial Neural Networks," Advances in Engineering Computational Technology, Civil-Comp Press ,Edinburgh, 1988, pp.165-171.
- [11] A Oishi. and K Yamada. and Yoshimura S and G Yagawa , "Quantitative Non-destructive Evaluation with Ultrasonic Method using Neural Networks and Computational Mechanics," Computational Mechanics, No.15, 1995, pp.521-533.
- [12] J Hola.,. and A Kapelko and K Schabowicz , "Nondestructive Assessment of the Strength of Self-Compacting Concrete," 4th International Conference, Techsta, Prague, 2004, pp.38.

[13] k Schabowicz. and J Hola., “Artificial Neural Networks as Applied to Identification of HPC Strength Using NDT,” Fifth International Conference, Cancun, Mexico,2002, pp.300-317.



تکنیک‌های آزمایش غیرمخرب (NDT) برای سازه‌های بتنی بهسازی شده با FRP

مهدی عباس زاده (کارشناس ارشد مهندسی زلزله)

شرکت مهندسين مشاور ايمن سازه فدک

Mahdi.Abbaszadeh@yahoo.com

چکیده

در چند سال اخیر، کاربرد کامپوزیت‌های مسلح کننده پلیمری (FRP) برای مقاصد ترمیم و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی فرسوده شده یا غیرمقاوم به شکل تقویت کننده خارجی بطور روزافزونی در حال افزایش است. به دلیل حساسیت اینگونه سیستم‌ها و پتانسیل فرسوده شدن اجزای سیستم بهسازی شده، در صورتیکه ملاحظات مربوط به مشخصات آنها رعایت نگردد، نیاز به توسعه و کاربرد روش‌هایی جهت انجام آزمایش غیرمخرب (NDT) بر روی آنها پیدا خواهیم کرد، بطوری که بتوان هم پاسخ سیستم و هم سطوح محلی را ارزیابی کرد. در این مقاله به مرور تکنیک‌های موجود حال حاضر (NDT) با تمرکز بر جنبه‌های کاربردی این تکنیک جهت استفاده سریع در محل پرداخته می‌شود. در ادامه نشان داده خواهد شد که اگر چه تعدادی از این تکنیک‌ها قادرند کلیه نیازهای بازرسی سازه بهسازی شده را برطرف نمایند، ولی هیچیک از آنها هنوز به آن اندازه پیشرفت نکرده است که بتواند به تنهایی و با اثرپذیری بالا بکار گرفته شود. در انتها موضوعات مربوط به تحقیق و توسعه (R&D) تکنیک‌های (NDT) در آینده بعنوان نتایج این بررسی مورد شناسایی قرار می‌گیرد.

واژگان کلیدی: پیوستگی، کامپوزیت‌های CFRP، سازه‌های بتنی، کنترل کیفیت، NDT، بهسازی

۱- مقدمه

کامپوزیت‌های مسلح کننده پلیمری (FRP) بعنوان ابزار مناسبی جهت بهسازی اعضاء سازه‌های زیربنایی بتنی فرسوده یا غیر مقاوم شناخته می‌شوند. کاربرد این مصالح بعنوان مسلح کننده خارجی در اشکال ورقه‌های نازک و نواری این قابلیت را دارد که مقاوم‌سازی و افزایش طول عمرسازه را بدون افزایش قابل توجه در وزن، ضخامت و عمق سازه میسر ساخته و اغلب می‌توان وضعیت‌های اولیه معماری را بدون تغییر گسترده حفظ کرد. اگر چه این مصالح در سراسر دنیا در شماری از پروژه‌ها استفاده شده‌اند، ولیکن هنوز سوالات پاسخ داده نشده بسیاری در ارتباط با دوام دراز مدت آنها بخصوص هنگامی که به وجود نقایص مربوط به گذشته

و گسترش آنها (نقایص حین عملیات ساخت و اجراء) و یا به روش‌های غیرمخرب بازرسی و ارزیابی عملیات بهسازی با FRP در محل اشاره می‌شود و جود دارد. این اطلاعات نه تنها در حین عملیات نصب و بلافاصله پس از آن حیاتی می‌باشند بلکه در طول عمر بهره‌برداری از سازه نیز از اهمیت بسزایی برخوردار هستند. سازه‌های بهسازی شده با FRP شامل یک ورق کامپوزیت FRP یا نوار چسبانده شده به سطح بتنی، تشکیل یک سیستم پیچیده می‌دهد که الزاما بطور مستقیم با تحقیقات گسترده صورت گرفته در گذشته مربوط به فرسایش کوتاه مدت یا بلند مدت این اعضاء در یک راستا نیست. بنابراین جامعه مهندسی عمران در حال حاضر بدنبال راهکارهای کنترل غیر مخرب سازه‌های بهسازی شده است تا بتواند بدینوسیله نقایص احتمالی موجود را شناسائی کرده و به موازات افزایش آنها اثر اختلالی که در رفتار سازه در طول زمان می‌گذراند را بررسی کند (Kaiser and Karbhari, 2003).

اخیرا انواع مختلفی از روش‌ها جهت استفاده بر روی مصالح کامپوزیتی ورقه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است (Birt, 1998; Grimberg et al., 2001; Wong et al., 1999; Zhang et al., 1998). با این حال کاربردی بودن بیشتر این روش‌های آزمایش غیرمخرب (NDT) برای سازه‌های بتنی بهسازی شده با FRP هنوز بطور گسترده‌ای نامشخص است. این تحقیق، روش‌های NDT که پتانسیل استفاده جهت بازرسی سازه‌های زیربنایی بهسازی شده با FRP را دارند بیان کرده و تمرکز آن بر ملاحظات خاص ترکیب مصالح ویژه و وجوه عملی متنوع دلخواه جهت کاربرد در محل می‌باشد. از نظر تئوری انتظار می‌رود که NDT اطلاعات مربوط به ویژگی‌های مصالح را بدون اینکه بر شرایط موجود مصالح تاثیر گذاشته و یا نیاز به جدا کردن و یا هر گونه شکلی از تغییر که ممکن است منجر به وقفه در سرویس‌دهی کلی آن در مدت زمان طولانی گردد را در اختیار گذارد.

اگرچه عبارت "مخرب" می‌تواند مفهوم گسترده‌ای داشته باشد، ولی شروع آن هنگام است که یک عضو دستخوش اولین تغییر شکلهای دائمی و غیر برگشت پذیر می‌گردد. این موضوع به این معنی است که یک عضو وقتی که بطور غیرمخرب تحت آزمایش قرار می‌گیرد مقاومت، سختی، خواص شیمیایی و شکل ظاهری خود را در سراسر مراحل آزمایش و همچنین دوره طولانی پس از آن حفظ خواهد کرد. با هدف درک بهتر تعریف اخیر، NDT رامی‌توان بصورت زیر بیان کرد:

"NDT فرآیندی است که هیچگونه خرابی، صدمه یا تغییری در مصالح یا اعضای مورد آزمایش در طی آن و پس از آن ایجاد نکرده بگونه‌ای که بتوان وجود نقایص و یا ناپیوستگی‌ها را شناسایی کرد" (Hellier, 2001). مشابه وجود تعاریف مختلف برای بازرسی غیرمخرب، بین بازرسان NDT و همچنین در صنعت نیز عبارات متنوعی رایج است. این عبارات شامل آزمایش غیرمخرب (NDT)، ارزیابی غیرمخرب (NDE) و بازرسی غیرمخرب (NDI) می‌باشد. اگرچه از این اصطلاحات اغلب بجای یکدیگر استفاده می‌شود ولی بین آنها تفاوت‌های متمایزی وجود دارد. NDT و NDI هر دو راجع به خود فرایند بازرسی هستند به این معنی که انجام آزمایش بر روی یک عضو به شکلی غیرمخرب که منجر به شناسایی نقایص یا ناپیوستگی‌ها با امکان تشخیص نوع، موقعیت، اندازه و شکل نقص گردد. با این وجود، NDT و NDI بطور کلی شدت یک خرابی را چه در مقیاس محلی یا کلی ارزیابی نمی‌کنند و بجای آن اثر خرابی بر رفتار سیستم اکثرا بوسیله یک فرایند ارزیابی متعاقب که به نام NDE شناخته می‌شود بررسی می‌گردد. سپس، اطلاعات استخراج شده در طول آزمایش یا بازرسی مورد ارزیابی و تفسیر قرار گرفته تا بتوان اثرات آنها را بر روی سلامت و رفتار عضو مورد آزمایش بررسی کرد.

علاوه بر این، جدا از روش‌های سیستماتیک شناسایی موقعیت و ابعاد ناپیوستگی‌های احتمالی مصالح، انجام NDE نیاز به داشتن درکی عمیق نسبت به اثرات مهم و سازه‌ای این نقایص دارد. با این هدف، روش‌های آزمایشی که تا به امروز ارائه شده‌اند را می‌توان به چهار سطح براساس مشخصه‌های اطلاعاتی که هر روش بدست می‌دهد، طبقه‌بندی نمود (Stubbs et al., 2000) (جدول ۱)

جدول ۱: سطوح مختلف NDT

سطح	اطلاعات استخراج شده
I	روش‌هایی که تنها وجود نقایص را شناسایی می‌کنند؛
II	روش‌هایی که تنها وجود و محل نقایص را شناسایی می‌کنند؛
III	روش‌هایی که تنها وجود و محل نقایص را شناسایی کرده و شدت آنها را تخمین می‌زنند؛
IV	روش‌هایی که وجود، محل و شدت نقایص و اثر آنها را بر روی پاسخ سازه مشخص می‌کنند؛

اکثر روش‌های NDT موجود در حال حاضر را می‌توان به یکی از طبقه‌های زیر اختصاص داد:

آزمایش چشمی (VT)، آزمایش ضربه صوتی (ATI)، آزمایش نفوذی (PT)، اولتراسونیک (UT)، آزمایش رادیوگرافی (RT)، آزمایش ترموگرافی (TRI)، آزمایش ذرات مغناطیسی (MT)، آزمایش جریان متلاطم (ET)، آزمایش میکروویو، روش‌های نوری (Optical)، انتشار صوتی (AE)، علاوه بر اینها، انواع متنوع‌تری از روش‌های جمع‌آوری اطلاعات عنوان شده در بالا وجود دارد که جزو روش‌های معمول NDT به حساب نمی‌آیند که عبارتند از: روش‌های سنجش کرنش، تحلیل مودال و آزمایش بارگذاری سریع. همچنین می‌توان روش‌های NDT را بر اساس مقدار سطحی که می‌توانند بطور همزمان مورد بازرسی قرار دهند از یکدیگر تشخیص داد. در این جا باید به این موضوع توجه شود که شماری از روش‌های فوق تنها برای بازرسی محلی کاربرد دارند مانند ET، UT، AIT، آزمایش میکروویو و AE، در حالیکه دیگر روش‌ها مثل RT، TIR، یاروش‌های نوری را می‌توان هم برای بررسی‌های نزدیک سطحی و هم کلی مورد استفاده قرارداد. همانطور که قابل انتظار است در حالت عمومی آزمایشی که به روش نزدیک سطحی صورت بگیرد نتایج دقیق‌تری به دست می‌دهد و به همان نسبت که مقیاس انجام آزمایش بزرگتر شود از دقت نتایج کاسته می‌شود. این حالت در روش‌های نظیر روش ترموگرافی یا نوری دیده می‌شود که هر دو روش در انجام آزمایشات در مقیاس‌های نزدیک سطحی و کلی موفق بوده‌اند (Connolly, 1992; Gregory, 2001; Hawkins et al., 1998; Hertwig et al., 1994).

بنابراین افزایشی در تعداد نتایج حاصله که بکمک بازرسی در مقیاس کلی مقدور می‌گردد، الزاماً به درجه حساسیت و دقت آزمایش بستگی خواهد داشت. این کاهش در دقت خصوصاً در مورد انجام آزمایشات بزرگ مقیاس که در سطح کل سیستم سازه انجام می‌شود، اتفاق می‌افتد. دربخش بعدی هرکدام از روش‌های اصلی NDT که اشاره گردید از جهت قدرت شناسایی و بررسی نقایص سازه‌های بتنی بهسازی شده با FRP مورد نقد و ارزیابی قرار می‌گیرند.



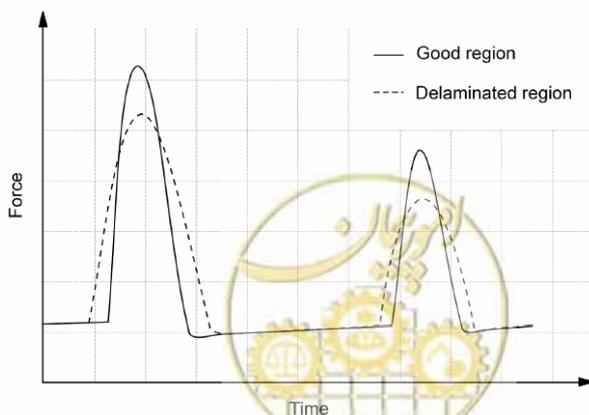
۲- بازرسی چشمی (VT)

یکی از مهمترین تکنیک‌های بازرسی درمحل بازرسی چشمی است. بازرسی چشمی یکی از متنوع ترین و در عین حال آسان ترین تکنیک‌های موجود است. در تمام مراحل، بازرسان می‌توانند با استفاده از قضاوت خودشان و پیروی از یک دستورالعمل راهنما و یا رعایت استانداردهای کیفیت به انجام این آزمایش بپردازند احتمالا به دلیل ساده بودن این روش است که VT را به سختی جزو تکنیک‌های اصلی NDT به حساب می‌آورند. (Hellier, 2001)

بازرسی چشمی روشی سریع، آسان و ارزان جهت شناسایی وضعیت ظاهری طرح‌های بهسازی شده با FRP از نظر صحت نمای کلی و محلی می‌باشد. یکی از اصلی‌ترین مزیت‌های بازرسی چشمی دریافت اطلاعات بصورت آنی و تفسیر هم زمان آن است. این تکنیک، با نیاز به ارزانترین تجهیزات همواره به عنوان یک روش مقدماتی برای تمام تکنیکها شناخته می‌شود. بزرگترین ضعف روش VT حساسیت زیاد آن به خطای انسان در تفسیر نتایج خصوصا تحت شرایط متغیر (مانند زمانی از روز که بازرسی صورت می‌گیرد، شرایط روشنایی، تجربه پیشین بازرس و غیره) می‌باشد که لازم می‌سازد مراحل انجام آزمایش از یک دستورالعمل راهنمای معتبر بازرسی جهت اطمینان از حصول نتایج قابل مقایسه پیروی کند.

۳- آزمایش ضربه صوتی (AIT)

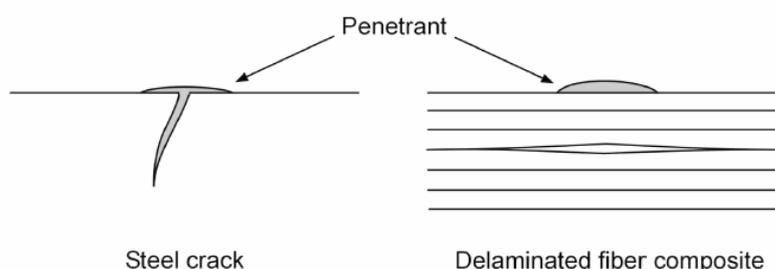
مکانیزم تکنیک ضربه صوتی (AIT) بر این منطق استوار است که فرض می‌کند هرگونه تغییری در سختی موضعی یک جسم نازک به علت وجود یک منطقه معیوب ایجاد می‌شود (Cawley and Adams, 1988). در این روش از یک شی سخت و کوچک (مثل سکه، چکش سبک و غیره) برای ضربه زدن به جسم مورد آزمایش استفاده می‌شود. این روش براین واقعیت پایه‌ریزی شده که اگر به دو جسم که به یکدیگر جسیانیده شده‌اند با یک شی کوچک و سخت ضربه‌ای وارد گردد صدای حاصل بسته به کیفیت پیوستگی در هر منطقه متفاوت خواهد بود. برای مناطق خوب، که پیوستگی مطلوبی بین کامپوزیت با سطح بتن و یا لایه‌های الیاف وجود دارد، ضربه زدن صدایی پر و بم ایجاد می‌نماید در حالیکه نقاط دارای نقص (بطور مثال ناپیوستگی) پاسخی شبیه صدای پوک بودن تولید می‌کنند. اگرچه روش آزمایش ضربه به بازرس این امکان را می‌دهد که محل نقایص زیر سطحی را در همان لحظه مشخص کند ولی موفقیت آن به مقدار زیادی به تجربه بازرس در تفسیر صداها بستگی خواهد داشت.



شکل ۱: تاریخچه زمانی نیرو در آزمایش ضربه صوتی

۴- روش‌های نفوذی (PT)

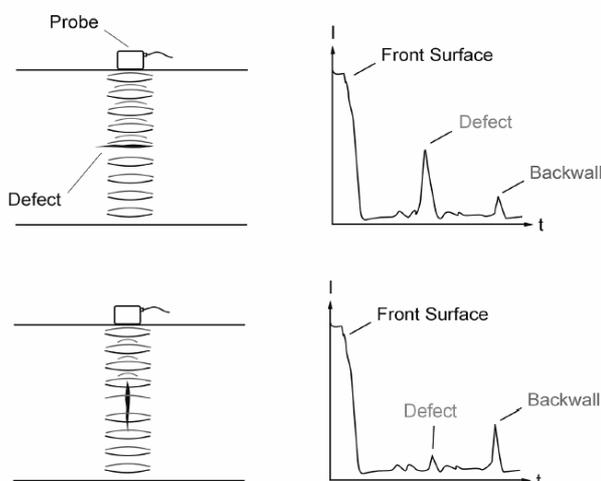
در این روش از مغروق کردن جهت نمایش ناپیوستگی‌های موجود در اجسام جامد غیر متخلخل استفاده می‌شود. اصول این روش بر پایه رفتار کاپیلاری بنیان نهاده شده است، پدیده‌ای که در آن بعلت انرژی‌های سطحی، مایعات به داخل منافذ کوچک مثل ترک، تخلخل، یا همپوشانی‌هایی که بر روی اینگونه سطوح وجود دارد نفوذ می‌کند. سپس هر مایعی که توسط این منافذ جذب شده با استفاده از مواد شیمیایی خاص با چشم غیر مسلح یا با استفاده از نورپردازی خارجی بکمک لامپ قابل رویت کرد. شناسایی سریع ترک‌ها و نقایص یک سطح، به همراه آسانی و محدوده وسیع پوشش، این روش را به یک تکنیک پر طرفدار *NDI* تبدیل کرده و علاوه بر این، به هیچگونه دستگاه الکترونیکی یا پیشرفته‌ای نیاز نمی‌باشد. همچنین روش مایع نفوذی در مقایسه با بیشتر تکنیک‌های موجود به طور قابل توجهی ارزان‌تر است. واضح است که نقطه ضعف این روش این است که تنها نقایص سطحی را میتوان بکمک آن شناسایی نمود. تورق و ناپیوستگی لایه‌های روی هم قرار گرفته را فقط در صورتیکه تا سطح ادامه پیدا کرده باشند و مایع نفوذ کننده اجازه نفوذ به داخل نقاط پایین‌تر پیدا کرده باشد را می‌توان پیدا کرد.



شکل ۲: تفاوت نفوذ مایع در فولاد و لایه‌های کامپوزیت

۵- اولتراسونیک (VT)

در آزمایش اولتراسونیک از امواج فشاری جهت شناسایی ناپیوستگی‌های داخلی مصالح استفاده می‌شود. امواج به وسیله نوسان‌ساز ذرات بدخل جسم انتشار می‌یابند که این انتشار بطور قابل ملاحظه‌ای به نوع تحریک، جرم هر ذره، و همچنین به سختی ارتجاعی پیوستگی‌های داخلی بین ذرات آن بستگی دارد. ویژگی‌های داخلی مصالح در انتشار امواج، امکان شناسایی ناپیوستگی‌های موجود در آنها را می‌دهد بطوریکه بیشتر نقایص مانند تورق، وجود رطوبت یا هوا را که به شکل حجم محبوسی در مصالح بوده و مقاومت صوتی آنها با مصالح اطرافشان بسیار متفاوت است را می‌توان به کمک این ویژگی شناسایی نمود. بدون شک روش UT پرکاربردترین روش در چند دهه گذشته بوده است. این روش در طول چند دهه گذشته در صنایع هوایی و تولیدی مقبولیت بسیار زیادی یافته است، خصوصاً در ارتباط با کنترل کیفیت عملیات جوشکاری و شناسایی ناپیوستگی‌های قطعات فلزی یا کامپوزیت‌های لایه‌ای. این روش قادر است که محدوده وسیعی از نقایص را شامل تورق‌های سطحی و عمیق در لایه‌های نازک تا متوسط، تخلخل و اثرات نفوذ عوامل جوی مانند انباشتگی رطوبت یا صدمه ناشی از ضربات را شناسایی کند.



شکل ۳: انعکاس امواج فشاری در برخورد با نقایص موجود

۶- آزمایش رادیوگرافی (RT)

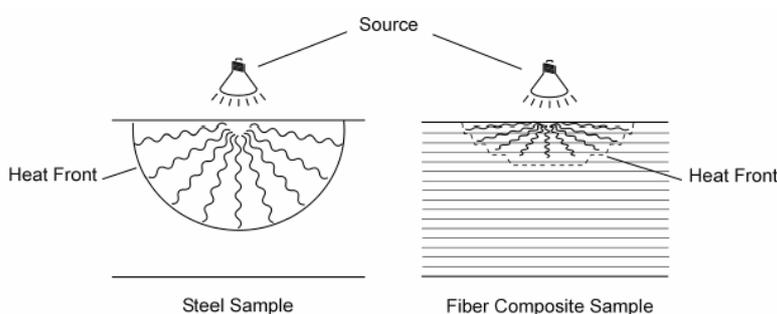
در حالت کلی، تصویربرداری رادیوگرافی از سه قسمت تشکیل می‌شود که عبارتند از منبع انتشار اشعه، نمونه‌ای که قرار است مورد آزمایش قرار بگیرد و یک دستگاه ثبت مثل فیلم یا سیستم دیجیتالی. ناپیوستگی‌های مواد بواسطه تفاوتی که در جذب یا درصد کاهش اشعه‌ای که از ساختار اتمی آنها عبور می‌کند قابل شناسایی هستند. بطورمثال در مناطقی که مصالح دارای چگالی بیشتری هستند نفوذ در آنها از مناطق اطرافشان کمتر است. در نتیجه، نقاط کم رنگ بر روی فیلم نمایانگر مصالحی دارای چگالی بیشتر در امتداد انتشار اشعه می‌باشند و به همین شکل نقایص نظیر تخلخل یا وجود توده هوا به شکل نقاط یا خطوط پرنرنگ بر روی فیلم نشان داده خواهند شد.

یکی از بارزترین مزیت‌های آزمایش رادیوگرافی دقت و حساسیت بالای آن است. بیشتر انواع نقایص مثل تخلخل و ترک‌های داخلی را میتوان بکمک این تکنیک شناسایی نمود. علاوه بر این نیازی به هیچگونه برقراری تماس با سطح نبوده که این خود باعث می‌گردد تقریباً هر نوع شکل هندسی را بتوان بازرسی نمود. در یک محیط کامل آزمایشگاهی، می‌توان از بیشتر مخاطرات ناشی از پرتوهای رادیوگرافی جلوگیری کرد ولی این ضعف به علاوه نیاز بالای آن به انرژی هنوز دو مسئله حل نشده این روش جهت انجام آزمایش در محل می‌باشند.

۷- آزمایش ترموگرافی (TIR)

در یک تعریف کلی، ترموگرافی یا حرارت سنجی شامل سنجش و ترسیم منحنی‌های هم دما بر روی سطح جسم می‌باشد (Henneke, 1998). بگونه‌ای که می‌توان تغییرات گرمایی ایجاد شده در مصالح را به علت وجود ناپیوستگی‌های داخلی به نمایش گذارد. اگرچه مصالح CFRP از دو ماده کاملاً مجزا تشکیل می‌شوند ولی می‌توان گفت که یک ماده کامپوزیتی لایه‌ای دارای خصوصیات گرمایی نسبتاً یکسانی خواهد بود. به محض اینکه ناپیوستگی تورق یا انواع دیگر نقایص مشاهده شود، الگوی گرمایی

داخلی کامپوزیت تغییر خواهد کرد. مشابه دیگر روش‌های NDE، حساسیت بازرسی ترموگرافی بخصوص در مورد نوع و اندازه نقص محدودیت‌های خود را دارد. از آنجاییکه مصالح مختلف دارای ضریب هدایت گرمایی متفاوتی هستند مناطقی مثل ناپیوستگی‌ها یا حبابهای هوا تمایل دارند که گرما تولید کنند و در نتیجه موقعیت و اندازه نقص را به نمایش می‌گذارند. شکل ۴ مقایسه‌ای بین الگوهای گرمایی در فولاد و مصالح کامپوزیتی را نشان می‌دهد. با فرض مقدار و زمان یکسان گرمادهی به هر دو نمونه، نمونه کامپوزیتی گرما را با درجه پایین‌تری هدایت می‌کند. همچنین همانطوری که دیده می‌شود انتشار گرما در راستای الیاف سریع‌تر صورت می‌گیرد. هدایت گرمایی بیشتر کربن در مقایسه با جهت عمود بر آن اجازه می‌دهد که امواج سریع‌تر گرما را انتشار دهد.



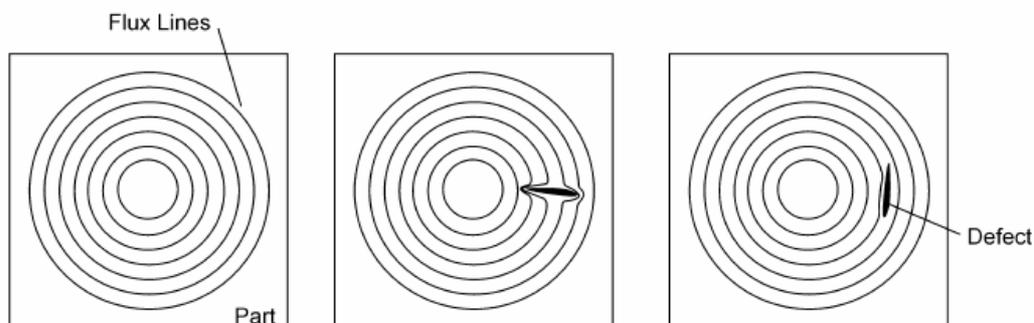
شکل ۴: هدایت گرمایی در نمونه‌های فولادی و کامپوزیتی

در این تکنیک چون نیاز به برقراری تماس با سطح نداریم امکان بازرسی اشکال هندسی بسیار پیچیده مقدور می‌گردد. قابلیت حمل دستگاه‌های ترموگرافی بطور کامل با وزنی کمتر از ۲/۵ کیلوگرم این روش را در زمره روش‌های بازرسی مناسب در محل قراردادده است. اگرچه استفاده از مصالح انعکاسی یا مصالح با ضریب هدایت گرمایی بالا مشکلات خاص خود را دارد ولی کامپوزیت‌ها تقریباً برای تصویربرداری ترموگرافی مصالح ایده‌آلی هستند.

۸- آزمایش جریان متلاطم (ET)

به خاطر داشتن طبیعت غیر مغناطیسی، انجام تکنیک‌های بازرسی مغناطیسی بر روی مصالح کامپوزیتی مناسب نمی‌باشد. با این وجود، مصالح CFRP جهت انجام بازرسی القای الکترومغناطیسی مناسب هستند زیرا کربن اجازه عبور الکترون را از اتم می‌دهد. اگرچه خود مصالح نمی‌توانند مغناطیسی شوند، ولی خطوط مغناطیسی که از کویل (سیم پیچ) الکترومغناطیسی یا دستگاه‌های القای مشابه منتشر می‌شوند می‌توانند تشکیل شوند. از طبیعت القایی الیاف کربنی برای انجام NDE کامپوزیت‌ها در تکنیک آزمایش جریان متلاطم (ET) استفاده شده است. جریان‌های متلاطم هنگامی بوجود می‌آیند که یک مدار کویل که با استفاده از یک جریان الکتریکی متناوب تحریک شده است به نزدیک نمونه آزمایش آورده شود. میدان مغناطیسی متناوب که بوسیله کویل محرک ایجاد می‌شود ولتاژی را به داخل نمونه آزمایش القا می‌کند. در نتیجه، الکترون‌ها در ماده تحت آزمایش وادار به حرکت به یک شکل متلاطم

می‌شوند، در حالیکه خود جریانهای مدار تشکیل یک میدان جریان مغناطیسی می‌دهند که می‌توانند با یک کویل محرک یا یک کویل ثانویه جداگانه بلند شود.



شکل ۵: الگوهای مختلف جریان الکتریکی در اطراف نقطه وجود نقص

تغییرات جریان مدار در کویل ثانویه را می‌توان به وجود یک تعداد نقایص در مصالح نسبت داد (Hellier, 2001). اگرچه این روش خرابی در الیاف را در بیشتر حالات تشخیص می‌دهد ولی خرابی‌های مربوط به ترک خوردن چسب یا وجود ناخالصی‌های غیر هادی مصالح رانمی‌توان شناسایی کرد. این روش جهت مواردی که در آنها اطمینان از صحت سازه بطور زیادی بستگی به خواص کششی کامپوزیت دارد و با توجه به شکست المانهای کششی با شروع گسیختگی الیاف، بهترین اطلاعات مربوط به شرایط بهره‌برداری را به دست می‌دهد.

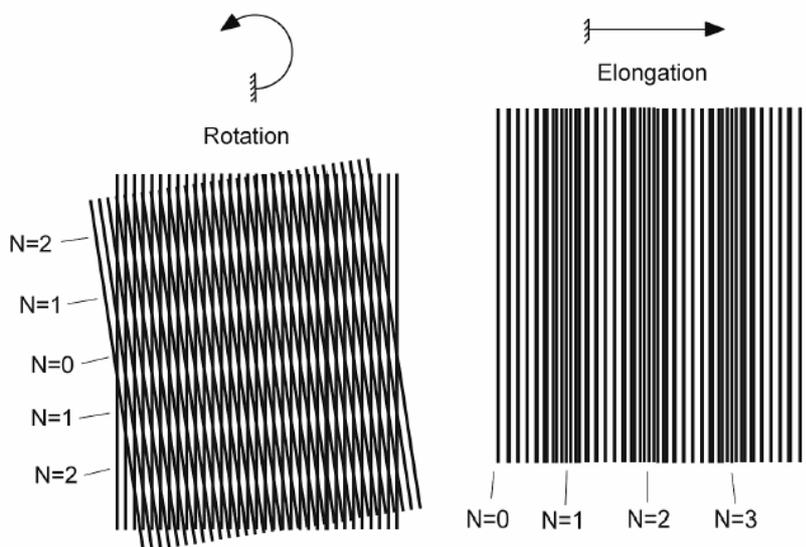
۹- آزمایش مایکروویو

مشابه اشعه مادون قرمز و ایکس، امواج مایکروویو نوعی از اشعه‌های الکترومغناطیسی هستند که با باند فرکانسی متمایز خود شناخته می‌شوند. قابلیت تصویربرداری امواج مایکروویو براساس پراکندن امواج الکترومغناطیس بسیار مستقیم به داخل یک ماده عایق و استفاده از اطلاعات مربوط به مقدار و فاز آن جهت خلق تصویر نمونه آزمایش استوار است (Zoughi et al., 1995). از آنجاییکه انجام NDE توسط روش مایکروویو زیاد مورد توجه قرار نگرفته است از تشریح بیشتر این روش خودداری می‌کنیم.

۱۰- روش‌های نوری

روش‌های پایه نوری مانند موج هندسی (Parks, 1998) از روی هم‌گذاری دوشبکه برای ساخت الگوهای نواری استفاده می‌کنند. مشابه خطوط موجود در یک نقشه منحنی هم‌تراز، خطوط ساخته شده با تداخل امواج، متناظر مناطقی هستند که تغییر مکان یکسان نسبت به یک نقطه مرجع ثابت دارند. بسته به تعداد و فرکانس نوارها در یک سطح، می‌توان مقدار تغییر مکان‌ها و کرنش‌های متناظر مصالح را در صفحه به دست آورد. شکل ۶ الگوهای نواری بدست آمده از روی هم‌گذاری یک شبکه ساکن (عمودی) با یک شبکه چرخیده و افقی فشرده رابه ترتیب نشان می‌دهد. برخلاف روشهای ذکر شده قبلی، در تکنیک‌های نوری لازم است که به مصالح ضربه وارد نمود به گونه‌ای که بتوان الگوهای نواری را بدست آورد. برای ارزیابی پیوستگی‌های چسب، نشان داده شده که تحت

بارگذاری حرارتی، انجام آزمایش منجر به شناسایی نقایص بیشتری می‌شود (Hung, 1998). نقطه ضعف تکنیک‌های نوری این است که محدود به بازرسی سطح می‌شوند که این موضوع شناسایی نقایص را محدود به نقایصی می‌کند که اندازه کافی داشته یا سطحی هستند تا بتوانند تمرکز تنش را بر روی سطح وارد کنند.



شکل ۶: الگوهای نوری موج که با چرخش و جابجائی بوجود آمده است.

۱۱- انتشار صوتی (AE)

مشابه تکنیک‌های نوری، AE یک روش غیر فعال (Passive) می‌باشد در حالیکه بیشتر دیگر تکنیک‌های NDE از نوع فعال (Active) شناخته می‌شوند. به محض اینکه یک ماده تحت تنش قرار می‌گیرد، انرژی از نقاطیکه تنش در آنجا به اندازه‌ای است که بتواند تغییر شکل جدید و دائمی ایجاد کند، آزاد می‌شود. سیگنال‌های AE معمولاً ابتدا از مناطق معیوب که یکپارچگی ناقصی دارند منتشر می‌شوند. بلافاصله پس از اینکه سیگنال تولید شد، این سیگنال به شکل امواج فشاری با انرژی بالا مشابه آنچه که در آزمایش اولتراسونیک دیده شد پراکنده می‌شود. به کمک سنسورهای کافی موج یک انرژی مکانیکی را می‌توان ثبت کرد و آن را برای انجام تحلیل بیشتر بکمک دستگاه‌های AE مناسب به صورت الکترونیکی تقویت کرد.

در بیشتر حالات بارگذاری، مناطقی که دارای ناپیوستگی هستند تمایل دارند که شکلی از تمرکز تنش را به نمایش بگذارند. جدا از وجوه عملی این روش، تفسیر سیگنال حاصله از اکثر تکنیک‌های دیگر مشکل‌تراست. در اعضای تازه ترک خورده، سیگنال‌ها می‌توانند از خرابی بوجود آمده جدید و یا از اصطکاک حاصله در سطوح شکست موجود نشأت بگیرند. همچنین اندازه، شکل و نوع نقایص را نمی‌توان بطور واضح شناسایی نمود و به دلیل اینکه اطلاعات کسب شده مشابه روش اولتراسونیک یا ترموگرافی قابل ترسیم نیست، نتایج به طور قابل ملاحظه‌ای به تجربه بازرسی وابسته می‌شود.



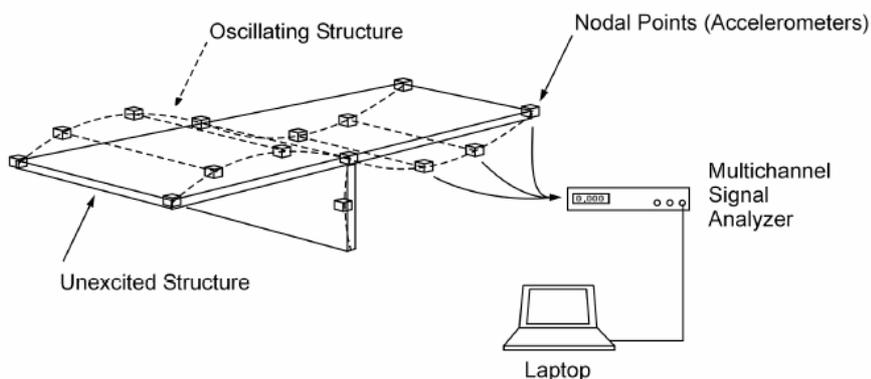
۱۲- تکنیک‌های سنجش کرنش

بطور معمول، همواره از کرنش سنج‌های مقاومت الکتریکی که بر روی سطح نصب می‌شوند در زمینه‌های مختلف جهت کنترل تغییر شکل‌های مواد هم بصورت داخلی وهم خارجی استفاده شده است. این کرنش سنج‌ها از یک سیم نازک با مقاومت الکتریکی معین تشکیل شده و بنا بر ضرورت برای انجام مواردی که نیاز به ثبت کرنش بصورت بسیار دقیق است مورد استفاده قرار می‌گیرند. بموازات وقوع کرنش در مصالح، سیم نازک کرنش سنج تحت کشش قرار گرفته و متناظر با آن شاهد افزایشی ثابت در دامنه‌گردان مقاومت که واحد آن ولتاژ یا یک میلی‌نیوم کرنش است خواهیم بود. اگرچه این روش همچنان در اکثر آزمایشگاه‌ها به طور گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد ولی تنها اطلاعات و نقایص موضعی را در نقاط مختلف ابعاد کلی یک عضو بدست می‌دهد. در چند سال اخیر، فیبرهای نوری زیر سطحی جدیدی به بازار آمده است که ضعف‌های مشهود کرنش سنج‌های رایج را ندارد. فیبرهای نوری از یک هسته شفاف ساخته شده‌اند که قادر است امواج نوری در احجام زیاد را انتقال دهد. براساس این واقعیت که بیشتر نقایص مصالح در اعضای بارگذاری شده تمایل به القای گونه‌ای خاص از تمرکز کرنش دارند، ناهمگونی کرنش اینگونه عیوب را می‌توان نشان داد. خصوصاً در اعضای دورپیچ شده با کامپوزیت، ثابت شده است که کرنش سنج‌های نوری تغییر شرایط فیزیکی را به نسبت کرنش سنج‌های سطحی رایج با جزئیات بیشتری به نمایش می‌گذارند (Lau et al., 2001). مشابه دستگاه‌های انتشار صوتی، تکنولوژی فیبرهای نوری به ما این امکان را می‌دهد که بتوان تغییر شکل‌های دراز مدت سازه را با صرف کمترین انرژی با انجام جایگذاری سیستم‌های سنجش کرنش قبل از برپا کردن سازه، کنترل نمود. در عملیات بهسازی، در صورت جایگذاری آنها در سطح چسبنده بتن و کامپوزیت به جهت سنجش توزیع کرنش و شناسایی ضعف‌های احتمالی دراز مدت می‌توان از حداکثر پتانسیل فیبرهای نوری بهره برد.

۱۳- تحلیل مودال

در اکثر سازه‌های بتنی، خرابی اغلب به دلیل فرسایش مصالح که منجر به تغییراتی در ویژگیهای مصالح، جرم و سختی می‌شود، اتفاق می‌افتد. بنابراین می‌توان فرض نمود که هنگامیکه یک سازه تحت شکلی از انواع فرسایش قرار گیرد، خصوصیات فرکانسی آن تغییر خواهد کرد. فرکانس‌های مودال، شکل مود و ویژگیهای میرایی اعضای سازه‌هایی نظیر پل‌ها را می‌توان بوسیله آزمایش مودال که ثابت شده روشی مناسب برای انجام آزمایش در محل حتی برای مقیاس‌های بزرگ است را بدست آورد. در حالیکه از این روش بیشتر برای سنجش میزان فرسایش سازه‌های بتنی معمول استفاده می‌شود، اخیراً تحقیقات زیادی با هدف تعیین میزان کارآمدی طرح‌های بهسازی با FRP بر روی اینگونه سازه‌ها صورت گرفته است. در اینجا فرض بر این است که سختی کلی که بواسطه چسباندن خارجی نوارهای کامپوزیت ایجاد می‌شود باعث بروز تغییراتی در خصوصیات مودال سازه یا اعضای آن می‌شود که می‌توان بوسیله انجام اینگونه آزمایش‌ها آنها را استخراج نمود.

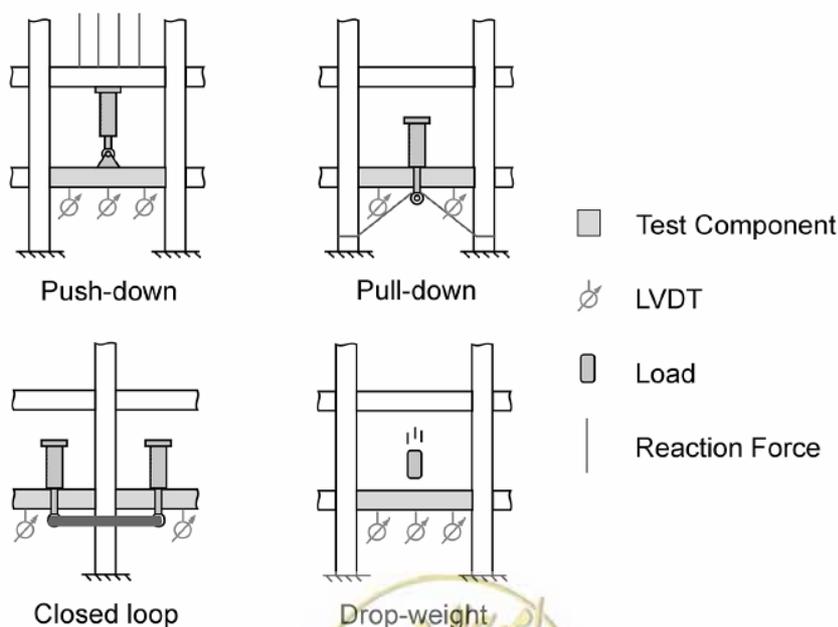




شکل ۶: تحلیل مودال اعضائی یک سازه در مقیاس بزرگ

۱۴- آزمایش بارگذاری سریع

در اغلب موارد، آگاهی جامعی نسبت به ترکیب و هندسه مصالح وجود ندارد که باعث می‌شود کارآمدی روش‌های تحلیل محدود شده و نیاز به استفاده از روش‌های جایگزین بوجود آید. یک روش نسبتاً آسان، بوجود آوردن شرایط بارگذاری تجربی می‌باشد که با وجود محدودیت‌ها خاص خود، شرایط واقعی یک نقطه خاص از سیستم سازه را شبیه‌سازی می‌کند. در این حال، نتایج آزمایش تجربی نمایانگر شرایط واقعی سازه بهسازی شده بوده و به ارزیابی قابل استنادتری می‌رسیم.



شکل ۷: مکانیزم معمول بارگذاری در روش بارگذاری سریع



مشابه روش آزمایش مودال، اساس شناسایی نقایص در آزمایش بارگذاری سریع بکمک آشکارسازی کاهش در سختی استوار است. در اینجا فرض بر این است که اعضای یک سازه سالم، تا زمانی که هیچگونه فرسایشی در مصالحش به وجود نیاید سختی اولیه خود را حفظ می‌کند ولی با شروع فرسایش مصالح، سختی کاهش پیدا خواهد کرد. از آنجاییکه هنوز استفاده از CFRP جهت مقاوم‌سازی خارجی سازه‌ها به عنوان یک روش استاندارد پذیرفته نشده است، با استفاده از آزمایش بارگذاری سریع می‌توان به معتبرسازی و اثبات مستند رفتار آنها پرداخت.

۱۵- خلاصه و نتیجه‌گیری

با توسعه روزافزون کاربرد CFRP به عنوان تقویت کننده خارجی و پذیرش آن جهت بهسازی سازه‌های بتنی، نیاز به تکنیک‌های جامع و سریع NDT افزایش پیدا کرده است. به غیر از نیاز به ارزیابی اولیه شرایط سازه موجود و سطوح بتنی، در حال حاضر لازم است که پاسخ کلی یا تغییر حاصله در آن بواسطه عملیات بهسازی، و همچنین شرایط مصالح مورد استفاده برای عملیات بهسازی و کیفیت پیوستگی بین آنها را نیز مورد ارزیابی قرار داد. اگرچه در حال حاضر شماری از روشهای NDT موجود می‌باشد ولی هنوز روشی که قادر باشد به تنهایی پاسخ سازه را در مقیاس کلی و محلی بطور جامع ارزیابی کند وجود ندارد.

از آنجائیکه تاثیرگذاری عملیات بهسازی به مقدار زیادی به CFRP و پیوستگی بین CFRP و سطح بتن بستگی دارد، تنها مشخص نمودن تغییرات ایجاد شده در پاسخ کلی سازه نمی‌تواند کافی به نظر برسد زیرا این موضوع از اهمیت بسزائی برخوردار است که نقایص موجود در مصالح و سطوح پیوستگی آنها قبل از رسیدن به حد بحرانی و شکست ناگهانی آنها شناسائی شود. روشهایی نظیر بازرسی چشمی سریع بوده و اگر توسط بازرسان با تجربه صورت گیرد، می‌تواند بسیار مؤثر واقع شود. با این حال نتایج، کیفی و موضوعی‌اند. روشهایی نظیر ضربه صوتی در بیشتر موارد بسیار موضعی بوده و به اثرات سطحی محدود می‌شوند، در حالیکه کاربرد روشهای نفوذی (که اغلب در ترکیب با تکنیک ضربه صوتی استفاده می‌شوند) بدلیل ساختار لایه‌ای که بیشتر مصالح CFRP دارا هستند محدود است.

تکنیک اولتراسونیک جزء روشهای مهم می‌باشد که قادر است ارزیابی را در مقیاس کلی و محلی به اشکال خاص انجام دهد و محدودیت آن تنها مربوط به وجوه داخلی مصالح و نیاز به ایجاد تماس یا استفاده هم زمان از دو دستگاه در ارتباط با یکدیگر (که اغلب در شرایط موجود انجام آزمایش در محل کاری مشکل می‌باشد) است. پیشرفت‌های اخیر در دستگاه‌ها و الگوریتم‌های شناسایی، انعطاف‌پذیری این روش را بیشتر کرده است. با وجود اینکه تکنیک رادیوگرافی برای بیشتر موارد کارآمد و سریع است ولی طبیعت خاص آن باعث شده استفاده از آن در شرایط حاضر اگر نتوان گفت که غیر ممکن است ولی به دلیل تمهیدات خاص ایمنی در محل مشکل باشد.

همچنین پیشرفت‌های اخیر صورت گرفته در ترموگرافی می‌تواند به همان اندازه کارآمدی داشته باشد بدون اینکه نگرانی‌های مسائل ایمنی را به دنبال داشته باشد. تکنیک‌های نوری کارآمدی خود را برای انجام NDT سازه خصوصاً زمانی که با مکانیزم‌های تحریک کلی سازه ترکیب شوند ثابت کرده‌اند ولی اغلب قادر به ارزیابی نقایص موجود در سطح لایه‌های CFRP یا پیوستگی داخلی آنها نمی‌باشند. مشابه بعضی از تکنیک‌های اشاره شده، فقدان یک محیط کنترل شده استفاده از روش اولتراسونیک را مشکل کرده

است. اگرچه پیشرفت‌های جدید، ابزارهای قدرتمندی برای موفقیت‌های آینده حاصل کرده است، ولی با توجه به نیاز داشتن به دقت در سیستم، شناسایی سریع و شفاف و برطرف کردن محدودیت‌های استفاده در محل به همراه پیچیدگی‌های محیط و شکل، در حال حاضر فقدان یک روش آسان که بتواند کلیه لازمه‌های NDT را در ارتباط با ارزیابی و کنترل سازه‌های بهسازی شده با FRP پوشش دهد احساس می‌شود.

ترکیب نیازهای مربوط به ارزیابی در هر دو سطح کلی و موضعی، چالش‌های مهمی در زمینه‌های استفاده از ابزار، شناسایی خرابی، جمع‌آوری اطلاعات و پیش‌بینی کلی سازه بوجود می‌آورد. برای کاربرد موفقیت‌آمیز یک تکنیک جامع NDT یا NDE در آینده، نیاز به ترکیب نتایج شبیه‌سازی پاسخ سازه به کمک مدل‌های گسترش خرابی و اثرات آن با نتایج روش‌های NDT داریم تا بتوان به یک ارزیابی جامع از شرایط سازه و اثرات نقایص موجود در آن رسید.

۱۶- تقدیر و تشکر

در اینجا لازم است بدینوسیله از زحمات و راهنمایی‌های جناب آقای دکتر کارب هاری (Karbhari, V.M)، استاد دانشگاه سن دیه‌گو کالیفرنیا، در تهیه مقاله و جمع‌آوری مراجع مختلف مربوط به آن کمال تشکر و قدردانی خود را ابراز نمائیم.

مراجع

- Birt, E.A. (1998) 'Damage detection in carbon-fiber composites using ultrasonic lamb waves', *Insight*, Vol. 40, No 5, pp.335-339.
- Cawley, P. and Adams, R.D. (1988) 'The mechanics of the coin-tap method of non-destructive testing', *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 122, pp.299-316.
- Connolly, M.P. (1992) 'The measurement of porosity in composite materials using infrared thermography', *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, Vol. 11, No. 12, pp. 1367-1375.
- Gregory, R. (2001) 'Laser shearography inspection for aircraft and space structures', *Insight*, Vol. 43, No. 3, pp.150-154.
- Grimberg, R. et al. (2001) 'Eddy current holography evaluation of delamination in carbon-epoxy composites', *Insight*, Vol. 43, No. 4, pp.260-264.
- Hawkins, G.F., Johnson, E. and Nokes, J.(1998)'Typical manufacturing flaws in FRP retrofit applications', *Concrete Repair Bulletin*, pp. 14-17.
- Hellier, C.J. (2001) *Handbook of Nondestructive Evaluation*, New York: McGraw-Hill.
- Henneke II, E.G. (1998) 'Vibrothermography applied to polymer matrix composites', in C.H. Jenkins (Ed.) *Manual on Experimental Methods for Mechanical Testing of Composites*, Lilburn, USA: The Fairmont Press, pp.213-221.
- Hertwig, M., Flemming, T. and Usinger, R. (1994) 'Speckle interferometry for detection of subsurface damage in fiber-reinforced composites', *Measurement Science and Technology*, Vol. 5, pp.100-104.

Hung, Y.Y. (1998) 'Computerized shearography and its application for nondestructive evaluation of composites', in C.H. Jenkins (Ed.) Manual on Experimental Methods for Mechanical Testing of Composite, Lilburn, USA: The Fairmont Press, pp.161-174.

Kaiser, H. and Karbhari, V.M. (2003) 'Identification of potential defects in the rehabilitation of concrete structures with FRP composites', International Journal of Materials and Product Technology, Vol. 19, No. 6, pp.498-520.

Karbhari, V.M., Sikorsky, C. and Lee, L.S. (2002) 'Field monitoring and degradation assessment of FRP bridge rehabilitation using level IV NDE techniques', Proceedings of the Structural Health Monitoring Workshop, SHM/ISIS Winnipeg, pp.319-328.

Lau, K. et al. (2001) 'Strain monitoring in composite-strengthened concrete structures using optical fiber sensors', Composites: Part B, Vol. 32, pp.33-4-45.

Mettemeyer, M. and Nanni, A. (2001) 'Guidelines for rapid load testing of concrete structural members', University of Missouri, Rolla.

Parks, V.J. (1998) 'Geometric moire', in C.H. Jenkins (Ed.) Manual on Experimental Methods for Mechanical Testing of Composites, Lilburn, USA: The Fairmont Press, Inc., pp.137-146.

Sikorsky, C., Stubbs, N., Karbhari, V. and Seible, F. (2001) 'Capacity assessment of a bridge rehabilitated using FRP composites', Proceedings of FRPRCSS-, Cambridge, pp.137-146.

Stubbs, N. et al. (2000) 'A global non-destructive damage assessment methodology for civil engineering structures', International Journal of Systems Science, Vol. 31, No. 11, pp.1361-1373.

Wong, B.S. et al. (1999) 'Thermographic evaluation of defects in composite materials', Insight, Vol. 41, No. 8, pp.504-509.

Zhang, Y. et al. (1998) 'Damage growth investigation in a random fiber composite beam by Moire interferometry', Journal of Composite Material, Vol. 32, No. 7, pp.664-678.

Zoughi, R., Ganchev, S. and Carrievau, G.W. (1995) 'Overview of microwave NDE applied to thick composites', in Seventh International Symposium on Nondestructive Characterization of Material, Prague, Czech Republic: Transtec publications



مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه با استفاده از مصالح پیش‌تنیده FRP به روش نصب در نزدیک سطح (NSM)

علی حاجی‌هاشمی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی اصفهان

Alihajihashemi@Gmail.com

داود مستوفی‌نژاد

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

dmostofi@cc.iut.ac.ir

مجتبی ازهری

استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

mojtaba@cc.iut.ac.ir

چکیده:

مقاوم‌سازی سازه‌ها با استفاده از مواد الیافی پلیمری مسلح شده (FRP)، این روزها به عنوان یک روش مرسوم در اکثر نقاط جهان پذیرفته شده است. دلیل این امر را می‌توان در حصول اثرات مقاومتی خوب در ازای زحمت کمتر جستجو کرد. همچنین امکان اجرای پروژه مقاوم‌سازی بدون تغییر در ظاهر و ابعاد سازه از دیگر مزایای این روش می‌باشد. با این حال در هنگام مقاوم‌سازی یک سازه با استفاده از مصالح FRP به صورت غیرپیش‌تنیده، اغلب استفاده کامل از ظرفیت مصالح FRP امکان‌پذیر نیست. دلیل این امر مستقیماً به وجود یک توزیع کرنش، ناشی از بارهای مرده یا سایر بارهای غیرقابل حذف در طول مقاوم‌سازی، مربوط است. این حقیقت منجر به تسلیم فولادهای مسلح‌کننده مقطع و یا خرد شدن بتن در ناحیه فشاری، قبل از کامل شدن ظرفیت باربری مصالح FRP می‌شود. از نظر تئوری و در حالت ایده‌آل، مقاوم‌سازی به روش نصب در نزدیک سطح (NSM) و با استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده دارای مزایای عمده‌ای نسبت به سایر شیوه‌های مقاوم‌سازی می‌باشد. زیرا از طرفی کاربرد FRP به صورت NSM نگرانی‌های ما در خصوص جداسدگی FRP و استفاده ناقص از ظرفیت کششی FRP را مرتفع می‌سازد؛ و از طرف دیگر با پیش‌تنیده کردن FRP قادر خواهیم بود تا از مزایای پیش‌تنیدگی یعنی افزایش ظرفیت باربری و کنترل تغییر شکل‌ها و ترک‌ها در یک پروژه مقاوم‌سازی استفاده نماییم. در کنار این مزایا، باید گفت که به علت رفتار الاستیک خطی مصالح FRP و استفاده از بخشی از ظرفیت کرنشی FRP در مرحله پیش‌تنیدگی، نگرانی از پایین بودن شکل‌پذیری و وقوع شکست ترد می‌تواند به عنوان نقطه ضعفی برای این شیوه مقاوم‌سازی

مطرح باشد. همچنین برخلاف مزایای بسیار، مصالح FRP پیش‌تنیده نیازمند توجه ویژه در نواحی انتهایی می‌باشند؛ جایی که شرایط بسیار سختی از نظر انتقال تنش وجود دارد.

در این تحقیق سعی می‌شود تا با برشمردن مزایای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی به روش NSM و همچنین مزایای استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده، به معرفی روش جدیدی برای مقاوم‌سازی تحت عنوان "مقاوم‌سازی با استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده به روش NSM پرداخته و مزایای این روش در مقایسه با سایر روش‌های مقاوم‌سازی، با استفاده از روابط تئوری و نتایج آزمایشگاهی، مورد بررسی قرار گیرد.

کلمات کلیدی: الیاف پلیمری مسلح شده (FRP)، پیش‌تنیدگی، روش نصب در نزدیک سطح (NSM)، تیر بتنی، مقاوم‌سازی.

۱- مقدمه

در سراسر دنیا سازه‌هایی وجود دارند که برای سکونت یا حمل و نقل مورد استفاده قرار می‌گیرند. این سازه‌ها دارای تنوع در کیفیت و عملکرد می‌باشند؛ ولی همگی در طول زمان دچار فرسودگی و تخریب می‌شوند. از مجموع سازه‌هایی که در بیست سال آینده مورد استفاده قرار خواهند گرفت، در حدود ۹۰-۸۵ درصد آنها هم اکنون ساخته شده‌اند که بعضی از آنها به دلیل شرایط نامناسبشان احتیاج به تعمیر یا بازسازی دارند. تعمیر یک سازه بتنی فرسوده وقتی لازم می‌شود که المانهای سازه‌ای آن از ارائه مقاومت یا سرویس‌دهی لازم ناتوان شده باشند. در عمل این موقعیت در جایی پیش می‌آید که سازه‌های بتنی یا اجزاء آنها به دلایل مختلف، نامناسب تشخیص داده شده و احتیاج به مقاوم‌سازی داشته باشند. این وضعیت نامناسب ممکن است به دلیل آسیب‌های فیزیکی، تغییر کاربری، خوردگی آماورها یا خطاهای بوجود آمده در زمان طراحی یا اجرا، حادث شده باشند [۱]. روش‌های مقاوم‌سازی متعددی، بسته به نوع ساختمان و شرایط مورد نظر، توسعه داده شده‌اند. به طور سنتی تعمیر یا بازسازی سازه‌های بتنی به کمک چسباندن ورقه‌های فولادی انجام می‌شده است. این روش دارای دو اشکال مشخص و اثبات شده می‌باشد [۲]:

الف) ورقه‌های فولادی در معرض خوردگی و جراثیمی می‌باشند.

ب) وزن ورق‌های فولادی در تیرهای با دهانه زیاد مشکل‌زا می‌باشد.

استفاده از مواد الیافی پلیمری مسلح شده (FRP)^۱ برای تعمیر و مقاوم‌سازی سازه‌ها به طور پیوسته در سال‌های اخیر افزایش یافته‌است. این به دلیل برتری‌های متعدد این کامپوزیت‌ها در مقایسه با مصالح سنتی مانند فولاد حادث شده است. این مزایا عبارت از: وزن کم، راحتی در نصب، دوام و مقاومت کششی بالا، خنثی بودن الکترومغناطیسی و دسترسی نامحدود در اندازه، شکل و ابعاد هستند [۳].

۲- مصالح FRP

کامپوزیت‌ها (مواد مرکب)، دسته‌ای از مواد هستند که همان‌طور که از نامشان بر می‌آید، از اجزاء مختلفی تشکیل یافته‌اند. به طور کلی FRP از دو جزء تشکیل شده است؛ جزء اول که قسمت باربر FRP محسوب می‌شود، الیاف هستند. این الیاف کاملاً الاستیک رفتار می‌کنند، شکننده هستند و مقاومت کششی بسیار بالایی دارند. قطر این الیاف بسته به نوع آنها در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون قرار دارد؛ جنس الیاف می‌تواند از شیشه، کربن، آرامید یا وینیل باشد که FRP ساخته شده با هر یک از این مواد را به ترتیب GFRP، CFRP، AFRP و VFRP می‌نامند. در بین انواع ذکر شده، CFRP به خاطر خواص بهتر نسبت به ۳ دسته دیگر دارای بیشترین



^۱ - Fiber Reinforced Polymer

کاربرد است. الیاف بکار رفته در CFRP، با نام شیمیایی پلی آکریلونیتریل^۱، مقاومت بسیار بالایی دارند؛ به طوری که گاه مقاومتی نزدیک به ۴۰۰۰MPa از خود نشان می‌دهند [۴].

جزء دوم ساختار FRP چسب یا رزین است. این جزء که به عنوان یک محیط چسبنده الیاف را در کنار هم نگاه می‌دارد، نقش چندان‌ی در باربری ندارد. چسب‌های موجود در ساخت FRP از دو نوع ترکیب ترموست^۲ و ترموپلاستیک^۳ ساخته می‌شوند.

مقاومت FRP در برابر خوردگی با هیچ ماده‌ای قابل مقایسه نیست. این خصیصه FRP را به عنوان جایگزین مناسبی برای فولاد در بتن مطرح ساخته است [۴]. در حال حاضر FRP به صورت‌های مختلفی استفاده می‌شود، از جمله:

الف- میله‌های FRP: که با توجه به مقاومت کششی بسیار بالا به عنوان جایگزین مناسبی برای فولاد در بتن مسلح مطرح هستند. این میله‌ها علاوه بر مقاومت بالا، مشکل اساسی بتن آرمه یعنی خوردگی فولاد در رویارویی با محیط‌های خورنده را مرتفع می‌سازند.

ب- ورقه‌های FRP: که کاربردهای بسیار وسیعی در بازسازی و مرمت سازه‌های فرسوده یا قدیمی دارند. از جمله می‌توان به مقاوم‌سازی خمشی یا برشی تیرها، تقویت اتصالات و محصور کردن ستون‌ها اشاره کرد.

راحتی اجرا، پایین‌تر بودن نسبی هزینه‌ها و قابل استفاده باقی ماندن کل سازه در طی پروژه مقاوم‌سازی، استفاده از مصالح FRP را تبدیل به اصلی‌ترین راه حل مطرح در پروژه‌های مقاوم‌سازی نموده‌اند.

۳- معرفی روش «نصب در نزدیک سطح (NSM)»^۴.

ورق‌های FRP عموماً بر روی سطح المانهایی که می‌خواهیم مقاوم شوند، به کار می‌روند. این روش با عنوان «تسلیح با اتصال خارجی (EBR)»^۵ شناخته می‌شود. تحقیقاتی که تاکنون انجام گرفته‌اند، نشان می‌دهند که در این روش، به علت جداشدگی پیش از موعد، استفاده از کل مقاومت کششی مصالح FRP امکان‌پذیر نیست [۳]. برای بالا بردن کارایی روش EBR، سیستم‌های مهارکننده متفاوتی ارائه شده‌اند [۵]. از آنجایی که در روش EBR مصالح FRP در سطوح خارجی نمایان هستند، عملکرد مسلح‌کنندگی این کامپوزیت‌ها می‌تواند تحت اثر اثرات منفی سیکل‌های یخ زدن و ذوب شدن^۶ قرار بگیرد؛ هم‌چنین سیستم‌های EBR در معرض حرکت‌های خرابکارانه قرار دارند [۶].

برای غلبه بر این ضعف‌ها تلاش‌های متعددی صورت گرفته‌اند که یکی از مورد قبول قرار گرفته‌ترین آنها روش «نصب در نزدیک سطح (NSM)» می‌باشد. مبنای روش NSM قرار دادن میله یا تسمه‌های FRP در شیارهای ایجاد شده در سطح بتن می‌باشد.

ایده قرار دادن مسلح‌کننده‌ها در پوشش بتنی به منظور مقاوم‌سازی، کشف جدیدی به شمار نمی‌آید. اولین کاربرد این ایده در دهه ۱۹۴۰ در شمال سوئد صورت گرفت؛ جایی که نیاز بود تا دال یک پل در قسمت لنگر منفی مقاوم‌سازی شود. بدین منظور آرماتورهای فولادی در پوشش بتنی جایگذاری شده و با ملات سیمان چسبانده شدند [۷].

^۱ - Polyacrylonitrile

^۲ - Thermosetting

^۳ - Thermoplastic

^۴ - Near- Surface Mounted

^۵ - Externally Bonded Reinforcing

^۶ - Freeze/ Thaw Cycles



در روش‌های قدیمی چسباندن ورقه‌ها روی سطح، لازم است برای اطمینان از چسبیدن مناسب بتن و کامپوزیت، قبل از به کار بردن چسب، لایه خارجی بتن برداشته شده و سنگدانه‌ها نمایان شوند. در اکثر موارد این کار به کمک ماسه‌پاشی^۱ صورت می‌گیرد که عملیات پیچیده‌ای به شمار نمی‌رود. اما اگر سطح بتن دارای اشکالات مثلاً اجرایی باشد، یا اگر ماسه‌پاشی نتواند تاثیر قابل ملاحظه‌ای ایجاد کند، باید از روش ساییدن سطح بتن^۲ یا روش‌های آماده‌سازی سطح قوی‌تری استفاده کرد که در هر صورت پرهزینه و زمان‌بر خواهد بود. در صورتی که قرار دادن مصالح مقاوم‌سازی در شیارهایی که از قبل بریده شده‌اند، نیازی به هیچ‌گونه عملیات آماده‌سازی سطح، به جز تمیز کردن شیارها با آب با فشار متوسط ندارد. همچنین با استفاده از تیغه‌های مناسب می‌توان شیارهایی کاملاً مستقیم، حتی در سطوح ناهموار ایجاد کرد. به علاوه این روش می‌تواند برای مقاوم‌سازی در نواحی لنگر منفی در دال‌ها و عرشه‌ها بسیار مورد توجه باشد؛ جایی که مسلح‌کننده‌های EBR در معرض آسیب‌های مکانیکی و محیطی قرار گرفته و نیاز به پوشش‌های محافظ دارند. شاید مهم‌ترین مزیت مسلح‌کننده‌های NSM در مقایسه با ورقه‌های EBR را بتوان در بالا بودن انتقال نیرو و همچنین بالا بودن دوام و مقاومت ضربه‌ای یافت [۸]. علاوه بر این‌ها مسلح‌کننده‌های NSM از مصونیت بیشتری در برابر آتش یا عوامل محیطی دیگر برخوردار هستند [۸].

برای کاربرد به عنوان مسلح‌کننده NSM، FRP دارای مزیت‌هایی نسبت به فولاد می‌باشد که شامل مقاومت بهتر در برابر خوردگی، راحتی و سرعت اجرای بالاتر به خاطر سبک وزن بودن و بهینه بودن عملیات ایجاد شیار می‌باشند. به جهت مقاومت کششی بالای مصالح FRP می‌توان از میله‌های با قطر کوچک برای نیروی کششی خواسته شده استفاده کرد، که این امر کاهش اندازه شیارها را در پی دارد.

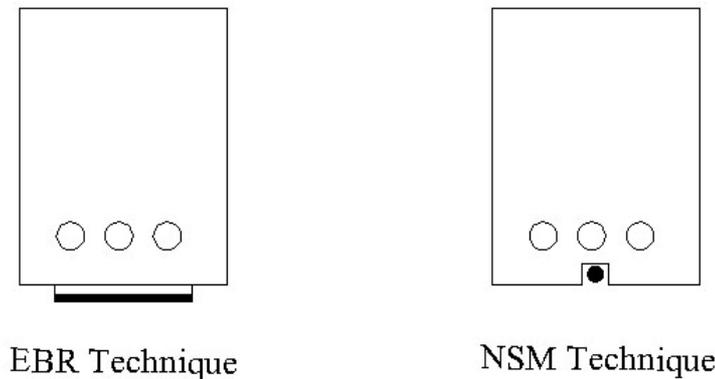
اجرای روش NSM شامل این مراحل می‌باشد: ابتدا شیاری در راستای مورد نظر در سطح بتن ایجاد می‌شود. اندازه این شیار باید طوری باشد که در اطراف میله فضای کافی برای ایجاد چسبندگی مناسب وجود داشته باشد. سپس شیار تا نیمه با چسب اپوکسی^۳ پر شده و میله FRP درون آن قرار گرفته و به آهستگی فشار داده می‌شود. این فشار باعث نفوذ چسب به اطراف میله و گوشه‌های شیار می‌شود. سپس شیار با چسب بیشتری پر شده و سطح با برداشتن مواد اضافی هم سطح می‌گردد [۹].

نکته قابل توجه این است که بریدن شیارها فقط برای سازه‌هایی امکان‌پذیر است که دارای عمق کافی از سطح تا آرماتورهای فولادی باشند. باید به یاد داشت که ضخامت پوشش بتنی وابسته به دقت نیروی کار در زمان ساخت سازه دارد و نه به آیین‌نامه‌های مورد استفاده. در هر صورت به نظر می‌رسد که این روش برای سازه‌های خارجی نظیر پل‌ها مناسب‌تر است تا سازه‌های داخلی که از پوشش بتنی کم‌تری برخوردارند [۱۰].

شکل (۱) تفاوت روش‌های EBR و NSM را به صورت شماتیک نشان می‌دهد:



1 - Sandblasting
2 - Grinding
3 - Epoxy Paste



EBR Technique

NSM Technique

شکل ۱- مقایسه شماتیک روش‌های EBR و NSM

۴- مفاهیم کلی پیش‌تنیدگی^۱

بتن ماده‌ای است که در فشار قوی بوده ولی در کشش ضعیف می‌باشد، به طوری که مقاومت کششی آن در حدود ۸-۱۴ درصد مقاومت فشاری آن است. به جهت ظرفیت کششی پایین، ترک‌های خمشی در مراحل اولیه بارگذاری در آن پدیدار می‌شوند. برای کاهش یا جلوگیری از توسعه یافتن این ترک‌ها، یک نیروی متمرکز در راستای طولی بر المان سازه‌ای وارد می‌شود. این نیرو با حذف کردن یا کاهش دادن قابل توجه تنش‌های کششی ناشی از بارهای خدمت در مقاطع بحرانی وسط دهانه و تکیه‌گاه، باعث افزایش ظرفیت خمشی، برشی و پیچشی در مقطع می‌شود. با اعمال این نیرو مقطع می‌تواند به صورت الاستیک رفتار کرده و تقریباً تمام ظرفیت فشاری بتن در کل عمق مقطع مورد استفاده قرار گیرد [۱۱].

این نیروی طولی اعمال شده، نیروی پیش‌تنیدگی نامیده می‌شود. یک نیروی فشاری که مقطع را در طول دهانه سازه، قبل از وارد شدن بارهای مرده و زنده، پیش‌تنیده می‌کند. از دیدگاه کلی، پیش‌تنیدگی به معنای ایجاد تنش‌های دائمی مخالف با تنش‌هایی می‌باشد که در اثر بارهای خدمت در سازه ایجاد خواهند شد [۱۲]. برحسب نوع اعمال نیروی پیش‌تنیدگی، دو نوع تیر پیش‌تنیده خواهیم داشت.

الف- تیر پیش‌کشیده^۲

ب- تیر پس‌کشیده^۳

علت اصلی عدم پیشرفت این رشته در سال‌های آغازین، ناتوانی در پیش‌بینی صحیح از اتلافاتی بود که به مرور زمان در تنش‌های پیش‌تنیدگی بوجود می‌آمد. به طور کلی اتلافات نیروی پیش‌تنیدگی را می‌توان در دو گروه طبقه‌بندی کرد. گروه اول اتلافاتی هستند که بلافاصله بعد از ساخت بوجود می‌آیند؛ و گروه دوم اتلافاتی می‌باشند که وقوع آنها به مرور زمان رخ می‌دهد. اولین نیروی پیش‌تنیدگی نیروی اعمالی توسط جک^۴ است. و با T نمایش داده می‌شود. این نیرو بلافاصله به علت اتلافات ناشی از اصطکاک کابل‌ها با جداره غلاف، سر خوردن در محل گیره‌ها و کاهش طول الاستیک بتن تحت فشار، کاهش می‌یابد. نیروی

¹ - Prestressing

² - Pre tension

³ - Post tension

⁴ - Jacking Force



پیش‌تنیدگی بعد از این اتلافات آبی، نیروی پیش‌تنیدگی اولیه^۱ نامیده شده و با T_i نمایش داده می‌شود. به مرور زمان به علت تغییر شکل‌های تابع زمان بتن نظیر جمع‌شدگی و خزش، و همچنین وادادگی کابل‌های پر تنش، اتلافات دیگری در نیروی پیش‌تنیدگی بوجود می‌آید. سرعت این اتلافات در روزهای اولیه زیاد است؛ ولی به مرور زمان از سرعت آن کاسته شده و بعد از چند سال تقریباً متوقف می‌شود. نیروی پیش‌تنیدگی باقیمانده که مقدار آن ثابت فرض می‌شود، نیروی پیش‌تنیدگی موثر^۲ نامیده شده و با T_e نمایش داده می‌شود [۱۱ و ۱۲].

برای محاسبه اتلافات تنش پیش‌تنیدگی، در حال حاضر سه روش وجود دارد که برحسب افزایش درجه دقت به ترتیب زیر می‌باشند:

الف- روش سرجمع

ب- روش محاسبه جداگانه اتلافات بدون توجه به اثر متقابل آنها

ج- روش گام به گام با در نظر گرفتن اثر متقابل اتلافات

طبق آیین‌نامه ACI 318 تنش ناشی از جک زدن نباید از $0.94 f_{py}$ و یا $0.85 f_{pu}$ (هر کدام که کوچکتر باشد) تجاوز نماید. همچنین پس از کسر اتلاف آنها، تنش پیش‌تنیدگی اولیه که با f_{si} نمایش داده می‌شود، نباید از $0.82 f_{py}$ یا $0.74 f_{pu}$ (هر کدام که کوچکتر باشد) تجاوز کند. f_{py} تنش جاری شدن و f_{pu} تنش نهایی فولاد مصرفی می‌باشد.

۵- مقاومت‌سازی با استفاده از مصالح پیش‌تنیده FRP به روش NSM

۵-۱- معرفی کلی

در یک پروژه مقاومت‌سازی با مصالح FRP غیر پیش‌تنیده، معمولاً دو عامل محدود کننده وجود دارند: کرنش در میله‌های فولادی یا مقاومت فشاری در بتن. با اینکه مصالح مقاومت‌کننده قسمت اعظم بارهای وارده را تحمل می‌کنند، اما ممکن است فولادها دچار تسلیم شده و یا بتن در ناحیه فشاری خرد شود. این روند استفاده سطح پایینی از قابلیت مصالح FRP را در پی دارد و این کاربرد ناکامل از مصالح FRP باعث بالا رفتن هزینه‌های پروژه می‌شود. بنابراین در بعضی موارد برداشتن بار از روی سازه یا حتی اعمال بار در جهت مخالف قبل از مقاومت‌سازی، می‌تواند بسیار سودمند باشد. اما این کار همیشه قابل انجام نیست. در حالت دیگر اگر بتوان مصالح FRP را پیش‌تنیده نمود، تنش در فولاد و بتن کاهش یافته و از ظرفیت مصالح FRP استفاده موثرتری می‌شود. به علاوه سازه در طول بارگذاری دچار تغییر شکل‌های کوچک‌تری می‌شود [۱۳].

مصالح FRP غیر پیش‌تنیده تنها می‌توانند در تحمل بارهای زنده اضافه شونده به سازه، دخالت داشته باشند و در تحمل بارهای مرده که بطور پیوسته و پیش از مقاومت‌سازی بر سازه اعمال می‌شده‌اند، نقشی ندارند. برای بهبود کارایی مقاومت‌سازی و استفاده کامل از ظرفیت مصالح FRP، می‌توان این مصالح را پیش‌تنیده کرد [۱۴].

استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده روی وجه کششی یک تیر بتنی نه تنها تامین کننده محدودیت‌های بسیار خوبی برای ترک‌ها و تغییر شکل‌ها می‌باشد، بلکه دوام سازه بتنی را نیز بهبود می‌بخشد؛ زیرا این دوام بطور مستقیم با عرض ترک‌ها و گسترش آنها در طول زمان در ارتباط است [۱۴].



¹ - Initial Force

² - Effective Force

بطور کلی استفاده از مصالح FRP پیش‌تنیده دارای چهار مزیت عمده می‌باشد:

الف- استفاده بهتر از مصالح مقاوم کننده

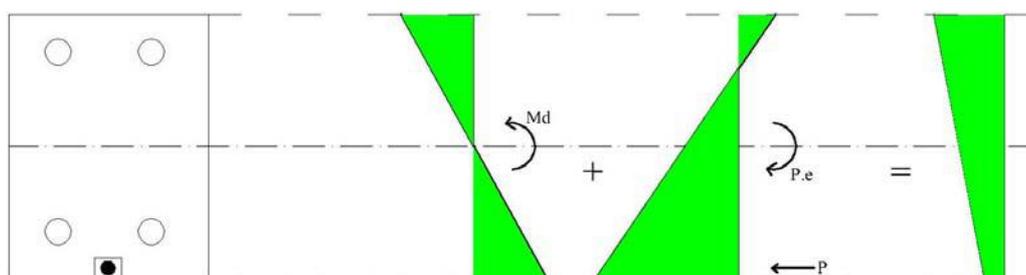
ب- ترک‌های کوچک‌تر در بتن و توزیع بهتر این ترک‌ها

ج- باربرداری از آرماتورهای فولادی

د- بالا رفتن سطح باری که منجر به تسلیم فولادها می‌شود [۱۳].

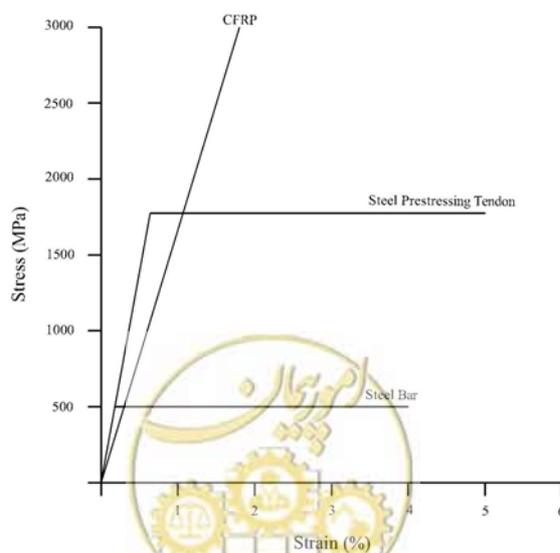
به نظر می‌رسد که مهم‌ترین مزیت استفاده از مصالح مقاوم کننده پیش‌تنیده، بالا رفتن بار تسلیم آرماتورهای فولادی می‌باشد. مطالعات انجام شده بیانگر افزایش در حدود ۵۰ درصد نسبت به نمونه مقاوم‌سازی نشده، و در حدود ۲۵ درصد نسبت به نمونه مقاوم‌سازی شده با مصالح غیر پیش‌تنیده می‌باشند [۱۳].

شکل (۲) توزیع تنش را در یک مقطع پیش‌تنیده، بدون در نظر گرفتن بارهای زنده، نشان می‌دهد:



شکل ۲- توزیع تنش در یک مقطع پیش‌تنیده [۱۳]

با این وجود به کار بردن مصالح FRP پیش‌تنیده دارای یک نقطه ضعف می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده شده است، به دلیل رفتار الاستیک خطی مصالح FRP و اینکه قسمتی از ظرفیت کرنشی این مواد در طول پیش‌تنیدگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، بنابراین سازه مقاوم شده با مصالح FRP پیش‌تنیده شاهد تغییر شکل‌های کوچک‌تری نسبت به سازه مقاوم شده با مصالح غیر پیش‌تنیده خواهد بود [۱۳].



شکل ۳- نمودار تنش-کرنش برای فولاد و CFRP [۱۳]

همچنین برخلاف مزایای بسیار، مصالح FRP پیش‌تنیده نیازمند توجه ویژه در نواحی انتهایی می‌باشند، جایی که شرایط بسیار سختی از نظر انتقال تنش وجود دارد. بدون تمهیدات ویژه برای مهار انتهایی، مصالح FRP دچار جداشدگی در نواحی انتهایی می‌شوند. این شکست با به کار بردن مهار مناسب قابل کنترل است [۱۴].

۵-۲- تحقیقات انجام شده

تحقیقات منتشر شده بر روی کاربرد FRP به صورت NSM برای مقاوم‌سازی سازه‌ها، در مقایسه با تحقیقات روی FRP به صورت EBR بسیار محدودتر هستند. دی‌لورنزیس و نانی (۲۰۰۲) برتری‌های استفاده از میله‌های FRP را در مقایسه با آرماتورهای فولادی به علت مقاومت آنها در برابر خوردگی به خصوص در محیط‌های خورنده، نشان دادند [۱۵]. آزمایش‌های انجام شده توسط الخرداجی و همکاران (۱۹۹۹)، افزایش ۲۷ درصدی در ظرفیت لنگر یک عرشه پل که با میله‌های CFRP به روش NSM مقاوم شده بود را نشان دادند [۱۶]. همچنین تحقیقات بلاسچکو و زیلیخ (۱۹۹۹) در آلمان نشان داد که چسبیدگی نوارهای CFRP به صورت NSM، بسیار بهتر از نوارهایی است که روی سطح چسبانده می‌شوند [۱۷].

دی‌لورنزیس و همکاران (۲۰۰۰) نشان دادند که مقاومت خمشی تیرهای T شکل با استفاده از میله‌های CFRP به صورت NSM، که با ماسه پوشانده شده بودند، و همچنین میله‌های آجدار CFRP به ترتیب ۳۰ و ۲۶ درصد افزایش داشته است [۸]. آردوینی و همکاران (۲۰۰۱) به این نتیجه رسیدند که استفاده از ملات اپوکسی با مقاومت بالا، می‌تواند استفاده کامل از سیستم مقاوم‌سازی FRP به صورت NSM را تضمین کند [۱۸].

آزمایشات کارولین و همکاران (۲۰۰۱) نشان داد که استفاده از میله‌های FRP به صورت NSM با مقطع مستطیلی که دارای مقاومت بالا و مدول الاستیسیته بالا بودند، ظرفیت نهایی باربری را به ترتیب ۱۰۸ و ۹۳ درصد افزایش می‌دهد [۱۰]. از طرف دیگر تحقیقات انجام شده در زمینه مقاوم‌سازی با استفاده از FRP پیش‌تنیده اکثراً بر روی ورق‌های FRP انجام پذیرفته است که از آن جمله می‌توان به این موارد اشاره کرد:

تحقیقات گاردن و هالووی (۱۹۹۸) بر روی انواع مودهای شکست [۱۹]، تریانتافیلو و همکاران (۱۹۹۹) بر روی رفتار کوتاه مدت FRP پیش‌تنیده [۲۰] و میر (۲۰۰۱) در زمینه صفحات FRP پیش‌تنیده [۲۱] همگی افزایش قابل توجهی را در سختی خمشی و ظرفیت باربری نهایی نمونه‌ها، در مقایسه با نمونه مقاوم نشده، گزارش کرده‌اند. همچنین الهاچا و همکاران (۲۰۰۳) استفاده از سیستم‌های مهار مکانیکی مختلف را برای ورق‌های FRP پیش‌تنیده مورد مطالعه قرار دادند. در همین تحقیق نشان داده شد که افت‌های پیش‌تنیدگی کوتاه‌مدت در حدود ۱۶ درصد و افت‌های دراز مدت (بعد از یک سال) در حدود ۱۱ درصد می‌باشند [۱۴]. باید گفت که تحقیقات در زمینه استفاده از میله‌های FRP پیش‌تنیده در مقاوم‌سازی به روش NSM بسیار نادر می‌باشند و تنها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد.

نوردین و همکاران (۲۰۰۱) با بکار بردن میله‌های پیش‌تنیده FRP به صورت NSM با مقطع مستطیلی که با استفاده از سیستم پس کشیده به تیر بتنی چسبانده شده بود، افزایشی به ترتیب در حدود ۱۰۰ و ۳۷ درصد را برای بار ترک دهنده و بار تسلیم در مقایسه با نمونه مقاوم شده با میله‌های غیر پیش‌تنیده گزارش کردند. کرنش پیش‌تنیدگی در این آزمایش در حدود ۰/۰۰۲ بوده است که معادل ۱۲ درصد کرنش نهایی میله‌ها می‌باشد. مود خرابی در هر دو مورد مقاوم‌سازی با میله‌های پیش‌تنیده و غیر پیش‌تنیده، پارگی میله‌های FRP گزارش شده است؛ در حالی که نمونه پیش‌تنیده تغییر شکل‌های کوچک‌تری را تجربه کرده است [۲۲].

نوردین و تالیسن (۲۰۰۶) تحقیق دیگری را با استفاده از میله‌های پیش‌تنیده FRP به صورت NSM با مقطع مستطیلی انجام دادند. آنها با اعمال نیروی پیش‌تنیدگی در حدود ۱۰ تا ۲۰ درصد نیروی نهایی میله‌های FRP، به این نتیجه رسیدند که این روش تاثیر بسیار خوبی بر افزایش بار ترک و بار تسلیم نمونه‌ها داشته است. همچنین نشان داده شد که طول دهانه پیش‌تنیدگی تاثیر چندان بر نتایج بدست آمده نداشته است. آنها در این تحقیق استفاده از سیستم مهار مکانیکی مناسب را جهت جلوگیری از افت‌های کرنش بسیار زیاد در نواحی انتهایی توصیه نموده‌اند [۱۳].

۶- خلاصه و نتیجه‌گیری

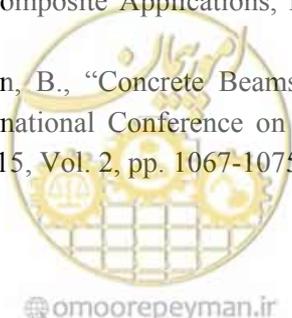
از نظرتئوری و در حالت ایده‌آل، مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی با استفاده از مصالح پیش‌تنیده FRP به روش NSM دارای مزایای عمده‌ای نسبت به سایر شیوه‌های مقاوم‌سازی می‌باشد. زیرا از طرفی کاربرد FRP به صورت NSM نگرانی‌های ما در خصوص جداسدگی FRP و استفاده ناقص از ظرفیت کششی FRP را مرتفع می‌سازد؛ و از طرف دیگر با پیش‌تنیده کردن FRP قادر خواهیم بود تا از مزایای پیش‌تنیدگی یعنی افزایش ظرفیت باربری و کنترل تغییر شکل‌ها و ترک‌ها در یک پروژه مقاوم‌سازی استفاده نماییم. در کنار این مزایا، باید گفت که به علت رفتار الاستیک خطی مصالح FRP و استفاده از بخشی از ظرفیت کرنشی FRP در مرحله پیش‌تنیدگی نگرانی از پایین بودن شکل‌پذیری و وقوع شکست ترد می‌تواند به عنوان نقطه ضعفی برای این شیوه مقاوم‌سازی مطرح باشد.

با این حال مطالعات و تحقیقات آزمایشگاهی که تا زمان حاضر بر روی این شیوه مقاوم‌سازی انجام گرفته‌اند بسیار محدود بوده و نیاز به مطالعات دقیق‌تر و انجام تحقیقات آزمایشگاهی گسترده‌تر در این خصوص به وفور حس می‌شود که در این راستا می‌توان به بررسی استفاده از سیستم مهار مکانیکی و مقایسه آن با حالتی که تمام نیرو از طریق چسب منتقل می‌شود (عدم استفاده از مهار مکانیکی) اشاره نمود که این بررسی تاکنون در هیچ یک از تحقیقات انجام شده مشاهده نگردیده است. همچنین در اندک مطالعات منتشر شده در این زمینه، نیروی پیش‌تنیدگی اعمالی در حدود ۲۰-۱۰ درصد ظرفیت FRP بوده است که به نظر دست پایین و ناچیز می‌آید.

مراجع

1. Alfarabi Sharif, G. J., Al-Sulaimani, I. A., Basundul, M. H., Baluch and Ghaleb, B. N., "Strengthening of Initially Loaded Concrete Beams Using FRP Plates", ACI Structural Journal, 1994, Vol. 91, No. 2, pp. 160-168.
2. Ross, C. A., Jerome, D. M., Tedesco, J. W., and Hughes, M. L., "Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Laminates", ACI Structural Journal, 1999, Vol. 96, No. 2, pp. 143-152.
3. ACI Committee 440, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures", ACI Technical Report, 2002.
4. Mostofinejad, D., "An Overview on FRP Reinforced Concrete as a Corrosion-Resistant Element in Offshore Structures", 4th International Conference on Coasts, Ports and Marine Structures, ICOPMAS 2000, Iran, Nov. 2000.

5. Khalifa, A., Alkhrdaji, T., Nanni, A. and Landsburg, S., "Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement", *Concrete International*, 1999, Vol. 21, No. 10, pp. 49-54.
6. Barros, J. A. O., and Fortes, A. S., "Flexural Strengthening of Concrete Beams with CFRP Laminates Bonded into Slits", *Cement and Concrete Composites*, 2005, No. 27, pp. 471-480.
7. Apslund, S. Q., "Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 1949, Vol. 52, No. 6, pp. 397-406.
8. De Lorenzis, L., Nanni, A., and La Tegola, A., "Flexural and Shear Strengthening of RC Structures with NSM FRP Rods", 3rd International Conference on Advanced Composite Materials in Bridge and Structures, Ottawa, Canada, 2000.
9. De Lorenzis, L. and Nanni, A., "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted FRP Rods", *ACI Structural Journal*, 2001, Vol. 98, No. 1, pp. 60-68.
10. Carolin, A., Hordin, H., and Taljsten, B., "Concrete Beams Strengthened with Near Surface Mounted Reinforcement of CFRP", *Proceeding of the International Conference on FRP Composite in Civil Engineering, CICE*, 2001, Hong Kong, China, Dec 12-15, Vol. 2, pp. 1059-1066.
11. Nawy, E. G., "Prestressed Concrete", 3rd Edition, Prentice Hall, 1999.
۱۲. طاحونی، شاپور، "طراحی سازه‌های بتن مسلح"، انتشارات دهخدا، ۱۳۷۴.
13. Nordin, H. and Taljsten, B., "Concrete Beams Strengthened with Prestressed NSM CFRP", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 2006, Vol. 10, No. 1, pp. 60-68.
14. El-Hacha, R., Wight, R. G., and Green, M. F., "Innovative System for Prestressing FRP Sheets", *ACI Structural Journal*, 2003, Vol. 100, No. 3, pp. 305-313.
15. De Lorenzis, L., and Nanni, A., "Bond Between Near Surface Mounted FRP Rods and Concrete in Structural Strengthening", *ACI Structural Journal*, 2002, Vol. 99, No. 2, pp. 123-132.
16. Alkhrdaji, T., Nanni, A., Chen, G., and Barker, M., "Solid RC Decks Strengthened with FRP", *Concrete International*, 1999, Vol. 21, No. 10, pp. 37-41.
17. Blaschko, M., and Zilch, K., "Rehabilitation of Concrete Structures with CFRP Strips Glued into Slits", 12th International Conference on Composite Materials, Paris, France, 1999.
18. Arduini, M., Gottardo, R., and De Riva, F., "FRP Rods for Flexural Reinforcement of Existing Beams : Experimental Research and Applications", *Proceeding of the International Conference on FRP Composite in Civil Engineering, CICE*, 2001, Hong Kong, China, Dec 12-15, Vol. 2, pp. 1051-1058.
19. Garden, H., and Hollaway, L. C., "An Experimental Study of the Failure Modes of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Prestressed Carbon Composite Plates", *Composites, Part B*, 1998, Vol. 29, No. 4, pp. 411-424.
20. Triantafillu, T. C., Deskovic, N., and Deuring, M., "Strengthening of Concrete Structures with Prestressed FRP Sheets", *ACI Structural Journal*, 1992, Vol. 82, No. 3, pp. 235-244.
21. Meier, U., "Post-strengthening with CFRP Strips : 10 Years of Practical Experience", *Proceeding of ACUN-3 Technology Convergence in Composite Applications*, New South Wales University, Sydney, Australia, 2001.
22. Nordin, H., Carolin, A., and Taljsten, B., "Concrete Beams Strengthened with Prestressed NSM Reinforcement", *Proceeding of the International Conference on FRP Composite in Civil Engineering, CICE*, 2001, Hong Kong, China, Dec 12-15, Vol. 2, pp. 1067-1075.



Influence of Fabric Overlap on the Ultimate Capacity of Pipes Rehabilitated with Fiber-Reinforced Composite

Farid Taheri

Department of Civil and Resource Engineering, Dalhousie University
Farid.taheri@dal.ca

1. Abstract

Steel pipelines must endure various of stresses during their service life, as they are subject to harsh elements, such as salt water, or corrosive chemicals that may cause external or internal defects in pipe wall. These defects, could in turn affect the pipes performance, in which case, the pipe must be either strengthened or repaired. A relatively new method of pipeline repair in use today is the application of fiber-reinforcement plastic composites (FRP) as external reinforcement. Typically, this includes the use of a unidirectional, continuous strand glass fiber fabric in a resin, wrapped around the region of the defect, in order to improve the local strength properties of pipe. As the region of defect becomes large or continues over a long length of pipe, multiple stripes of fabric must be used to cover the area. Due to the limitations of the practical dimensions of these fabrics, the ultimate capacity of the repaired system is affected by the resulting fabric overlap configuration.

This study was done as a preliminary examination of the effects of the overlap configuration resulting from wrapping of such composite around steel pipes on the pipe's ultimate capacity. Several wrapping configuration were investigated in this phase of our study. Reinforced (wrapped) pipe specimens were fabricated and tested to attain the ultimate capacity of the repairs under quasi-stasis internal pressure. The experimental results showed that from a comparative viewpoint, most of the configurations investigated did not significantly affect the capacity of the pipe when FRP was wrapped circumferentially. However, the biased wrap configuration proved to be the most efficient wrapping configuration.

Keywords: composites, FRP, pipe, rehabilitation, repair.

1 Introduction

1.1 Background

Although glass fiber reinforced materials have been used in structural applications for about 70 years (Moy, 2001), its application to pipeline repair is relatively new. Today, a variety of commercial kits exist that use woven composite materials to restore or generally improve the strength of line pipe. The advantage of these products over the traditional repair method is the ability to maintain operation of the pipeline during repair, as well as their adaptability and speed of application.

Several codes, such as the Canadian pipeline code, Z662, requires that cracks, gouges, grooves and arc burns in pipe be repaired by grinding, provided the pipe metal loss is within a certain limit. Those pipes which meet the requirements of grind repairs are permitted for continued service; otherwise, pipe must be repaired using other accepted repair method.

While permanent repair can include pipe replacement, a more efficient and economical traditional solution to exterior defects has been the use of repair sleeves. Various codes (i.e. CSA Z662) specify the requirements for repair sleeves as permanent repairs. Recently, Canadian standards have also implemented guidelines for the use of fiberglass reinforcement repair sleeves.

1.2 Motivations and Objectives

Above said, there are still some issue and questions that need clarification when considering the application of FRP for repair of defects in pipes. The objective of this brief study is to investigate the influence of joint configuration on the ultimate capacity of circumferentially applied FRP (E-glass fiber in epoxy resin) used to repair localized gouge defects in the exterior wall of steel pipelines. More specifically, the integrity of several wrapping configurations are evaluated using several FRP repaired pipe specimens tested under ambient temperature conditions, subject to quasi-statically internally pressurized loading condition.

2 Experimental Investigation

2.1 Specimen Design

A total of 12 pipe specimens were used in this study. The pipe was 5" (nominal) diameter schedule 40 welded seam steel pipe, cut to 610mm length. This pipe size was selected based on supplier availability, as well as physical limitations regarding testing apparatus. The length was chosen to ensure that end boundary condition effects would not influence the region of the defect (i.e. the reinforced region). The ends of each pipe

section were bevelled at 45° through half the wall thickness by grinding to improve weld penetration. This pipe selection, while not within typical dimension range of oil and gas industry pipeline ($D/t=22$), is considered to be suitable given the purpose and scope of this investigation. The specifics of the pipes, as well as the other test parameters are tabulated in table1.

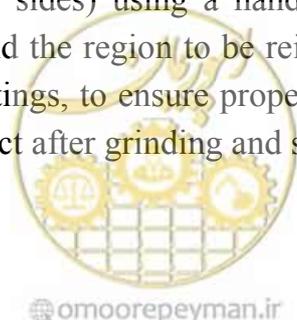
Steel end-plates (152 x 152 x 9.52 mm) were welded to the ends of the pipe, with fittings to accept the hydraulics used for load application. Each plate was drilled and tapped (tapered) to accept a threaded plug at one end, and the hydraulic fitting at the other. Plates were then fillet welded to the pipe specimens, and check for major leaks by applying internal air pressure while submerged in water.

Table 1- Pipe Geometry and Reinforcement Type

Specimen	Outside Diameter (mm)	Thickness (mm)	Length (mm)	Defect Depth Thickness	Wrap joint configuration
1	141	6.4	610	50	No Lap
2	141	6.4	610	50	Bias
3	141	6.4	610	75	None
4	141	6.4	610	75	No Lap
5	141	6.4	610	75	No Lap
6	141	6.4	610	75	Staggered 2 ply
7	141	6.4	610	75	Bias
8	141	6.4	610	75	Bias
9	141	6.4	610	75	Staggered 2 ply
10	141	6.4	610	75	Staggered 4 ply

2.2 Defects

The defect was then milled into each specimen and ground smooth using a hand grinder. The defects were designed to meet the requirements of grind defect, according to CSA Z662. The defect was selected to represent local external corrosion which has been ground smooth. A 12.7 mm wide, 50 mm long rectangular notch was milled into each specimen in the longitudinal direction at depth of 4.7 and 3.2 mm, which correspond to 75% and 50% of the pipe wall thickness, respectively. This groove was then ground smooth (bevelled at 45° on all sides) using a hand grinder. Each specimen was then sandblasted to bare metal around the region to be reinforced to provide a rough surface, free from corrosion and oil/coatings, to ensure proper adhesion of the laminate material. Figure 1(a) shows a typical defect after grinding and sandblasting.



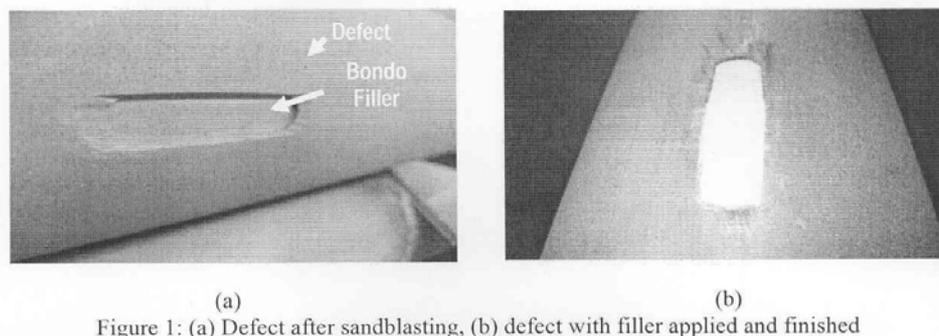


Figure 1: (a) Defect after sandblasting, (b) defect with filler applied and finished

Each specimen was then sand blasted in the defect area. A high strength filler material was used to fill the defect cavity. And reinforcement was applied in various configurations, and described in section 2.3.

A rigid filler material was used to fill the defect region to ensure compatibility between the laminate material and the remaining steel around the defect. For this purposes, Bondo Body Filler was used to fill the defects before laminate application. The putty material was prepared according to the recommended directions and applied to the area. After the filler material had hardened, the surface was filed and sanded to the original pipe profile (see figure 1(b)).

2.3 FRP Reinforcement Design

2.3,1 General

Several reinforcement designs, based on the variety of methods used in the industry by various product manufacturers were contemplated for this study. Reinforcement requirements were based on a simplified mechanics analysis, using the yield strength of the steel pipe as the minimum requirements of Grade A welded pipe, per ASTM standard A53. Once the number of layers and dimensions of the laminate were determined, the detailed design was established. In order to compare the integrity of the selected joint configurations, each joint was placed over the defect area. This situation often occurs in practice in cases where the length of the defects is longer than the width of fiberglass sheets. The following joint configurations were considered in this investigation.

2.3,2 No Lap Joint

This design used two 75 mm wide stripes of FRP laminate to form 4 layers (or plies) on each side of the defect. The two strips were applied consecutively, and the space between each strip was limited to less than 2-3 mm.



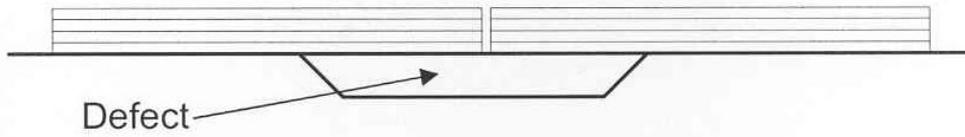


Figure 2: No Lap Joint

2,3,3 Consecutive Lap Joint

Two- 100 mm wide strips were lapped by 25 mm over the defect. Strips were applied consecutively.

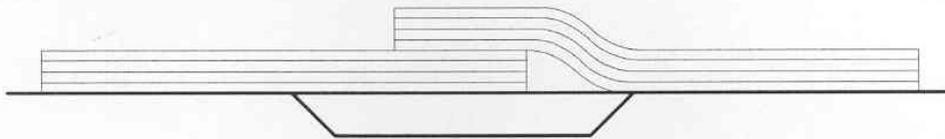


Figure 3: Consecutive Lap Joint

2,3,4 Staggered Joint

This design was selected to determine if an additional layer (two plies) of laminate over the ‘no lap’ design would improve the capacity of the joint. Each strip was 75 mm wide. As the additional middle layer would add to the thickness of the overall design, the base layer were reduced to two plies, for an overall thickness of four plies over the defect. One sample was applied with four plies in the base layer as well, for comparison.



Figure 4: Staggered Joint
 omoorepeyman.ir

2,3,5 Biased Joint

FRP strips were wrapped in biased at an angle of ± 8.3 (with respect to the circumferential direction), orientation alternating for 4 plies. Each strip was 65 mm wide, providing no overlap within each ply.

Each strip was centered in the middle of the defect in both directions.

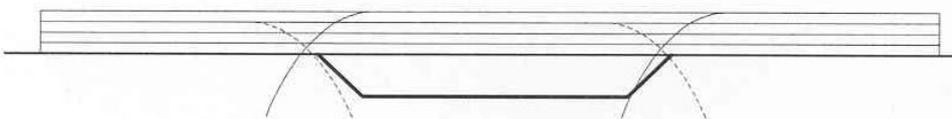


Figure 5: Biased Joint

Some of the actual over-wrapped pipes are shown in figure 6.

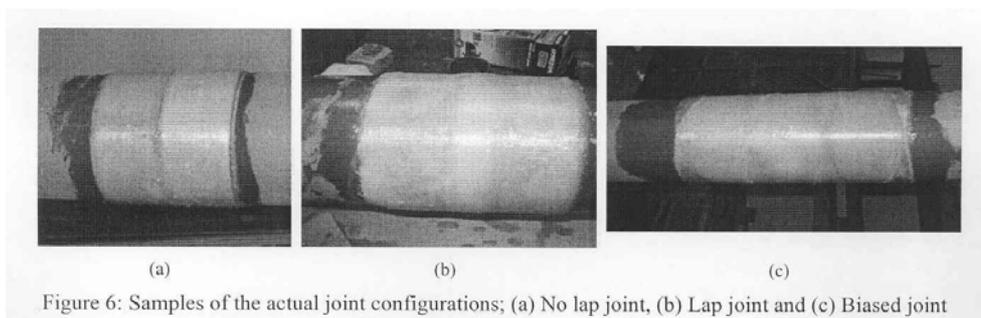


Figure 6: Samples of the actual joint configurations; (a) No lap joint, (b) Lap joint and (c) Biased joint

It should be noted that since the reinforcement used was unidirectional continuous strand fiber type, the consecutive lap joint proved to be an inadequate configuration (see figure 7). This was due to the 'slack' produced resin and void-rich areas, and caused fabric wrinkling as shown in figure 7. This lack of interlaminar continuity would dramatically affect the capacity and reliability of the laminate. The load transfer would rely on interlaminar and interfacial shear, which would be significantly dependent on the matrix's properties, rather than the fibers'. As opposed to the direct load transfer through

the fibers (see figure 8), Therefore, the configuration was deemed unacceptable, and the appropriate lap joint was alternatively obtained through the staggered joint design.

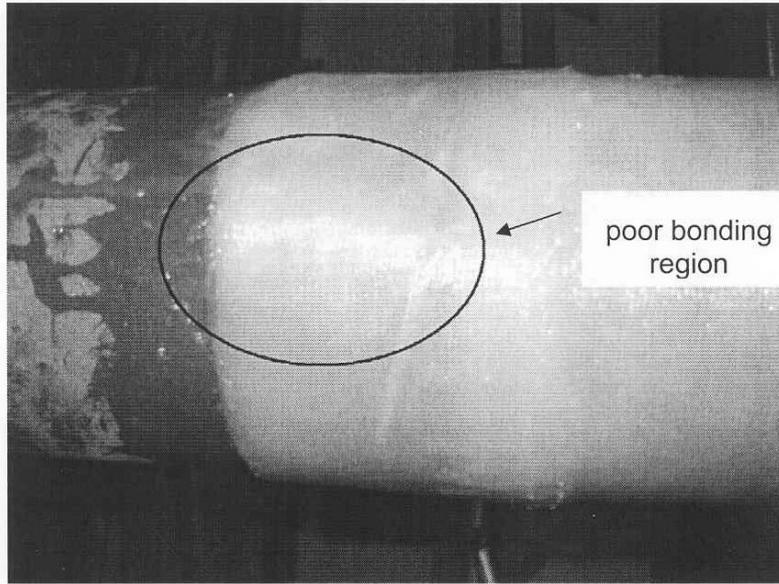


Figure 7: Repaired Pipe - Consecutive Lap Joint

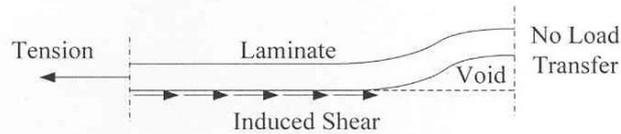


Figure 8:- Load Transfer due to Voids

Another note worth mentioning is that initially the defects were designed to go through the depth direction to a depth equal to $\frac{1}{2}$ and $\frac{3}{4}$ of the wall thickness. Preliminary tests however showed that the $\frac{1}{2}$ thickness defect caused the pipe specimens yield significantly before any failure in the region of the defect could occur. Therefore, the defects depth on all remaining specimens was modified to $\frac{3}{4}$ of the wall thickness.

2,4 Loading

Assuming the yield strength of steel as $f_y=400$ MPa, the estimated failure (yielding) pressure of the pipes was determined to be 36.4 MPa. A GDS pressure controller was used to exert this high magnitude of pressure in a controlled and gradual manner. The tests consumed an average of 30 minutes.

It was initially intended to test the pipes with free end boundary conditions. The rationale for this was the desire to induce stresses on the joint in the longitudinal direction, which could result in-service due to temperature variation and/or due to the Poisson's ratio effect (Mohareb et al 1994). However, due to observation of unforeseen deformations of the end plates during loading, it was necessary to modify the boundary conditions, and the ends of specimens had to be fully restrained by holding them in between two loading platforms of a Tinius-Olsen load frame. The load frame served only to restrain the end plates and strain in the longitudinal direction. The axial load was recorded throughout the course of the testing; it was determined that the load did not influence the materials in the specimen in the region of the defect. Therefore, the longitudinal stresses in the specimens due to this restraint are assumed to be negligible. The overall test set up is shown in figure 9: **Overall test set up.**

2,5 Ancillary Tests

Tests were performed to access the mechanical properties of the specimens and the materials. Coupons cut from the hand-laid laminate were tested to establish the ultimate strengths of the reinforcement. Tests were based on ASTM standard D 3039. The estimated tensile strength of the laminate were determined to be 640 Mpa in the fiber direction and 20 Mpa in the transverse direction. These values were used in the mechanical analysis of the reinforced section.

Two sets (each set having 2 specimens) of un-reinforced steel pipe having a defect with depth of $\frac{1}{2}$ and $\frac{3}{4}$ of the wall thickness, respectively, were tested. The pipe with larger defect fractured along the longitudinal direction at 20.3 Mpa pressure. The second pipe yielded at an internal pressure value of 38.4 Mpa (see figure 10). The yield strength of the pipe's material was determined based on this internal pressure, as was determined to be 420 Mpa. This is significantly larger than the assumed value in the original design. However, since the reinforcement was already applied to the pipes, they could not be altered accordingly.



3. Experimental Results

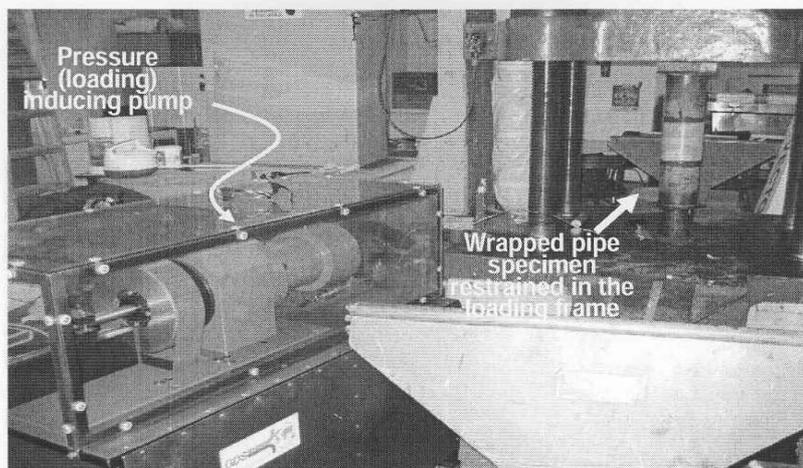


Figure 9: Overall test set up

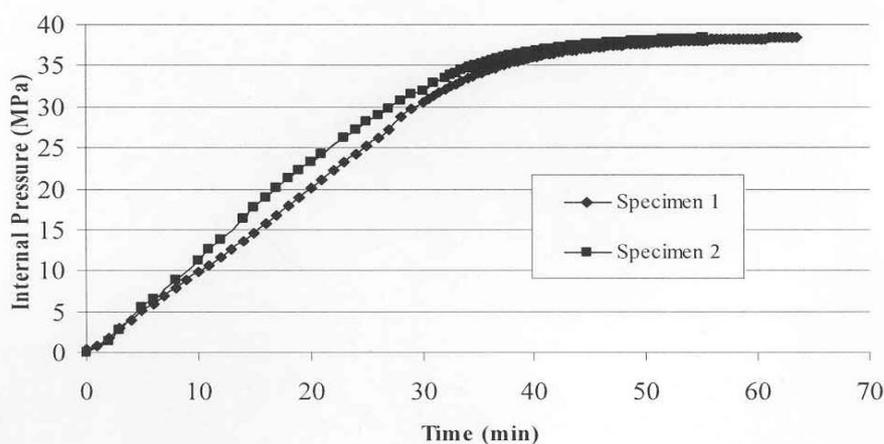


Figure 10: Yielding of Pipe Specimens

The pipe's internal pressure was controlled continuously by the pressure controller unit and displayed on the instrument display console. This data was recorded manually at regular intervals of 15 seconds up to 2 minutes, depending on the rate of change of data. The final pressure and time of failure was also recorded at the end of each test. Axial force was also recorded from the internal dial gauge display on the load frame at each time interval.

The test results are summarized in figure 11. In summary, all specimens with a defect depth of 75% of the wall thickness failed due to a fracture of the pipe in the defect region. It was observed that failure of the reinforcement did not occur until the defect area was locally failed, at which point delamination of the composite, or fracture of the composite in the direction of the fibers, imitated. A possible explanation for this phenomenon is that

the filler used was perhaps not stiff enough to transfer the load adequately from the defect in steel to the FRP wrap. As a result, the composite reinforcement did not have the capacity in itself to contain the pressure after the failure of the defect region.

Not catastrophic or sudden failure was observed with this mode of failure. The very quasi-static flow of water provided little fluid to escape once failure occurred. Failure however, was accompanied by a very rapid drop in pressure as the fluid escaped. In general, the crack caused by the fracture closed when the pressure dropped to a fraction of the ultimate.

Also to be noted is the fact that the staggered 4 ply specimen failed at a pressure lower than the 'no lap' specimens. This is counter-intuitive, as the reinforcement of specimen 10 was greater than that used to form the biased configuration and the no-lap case.

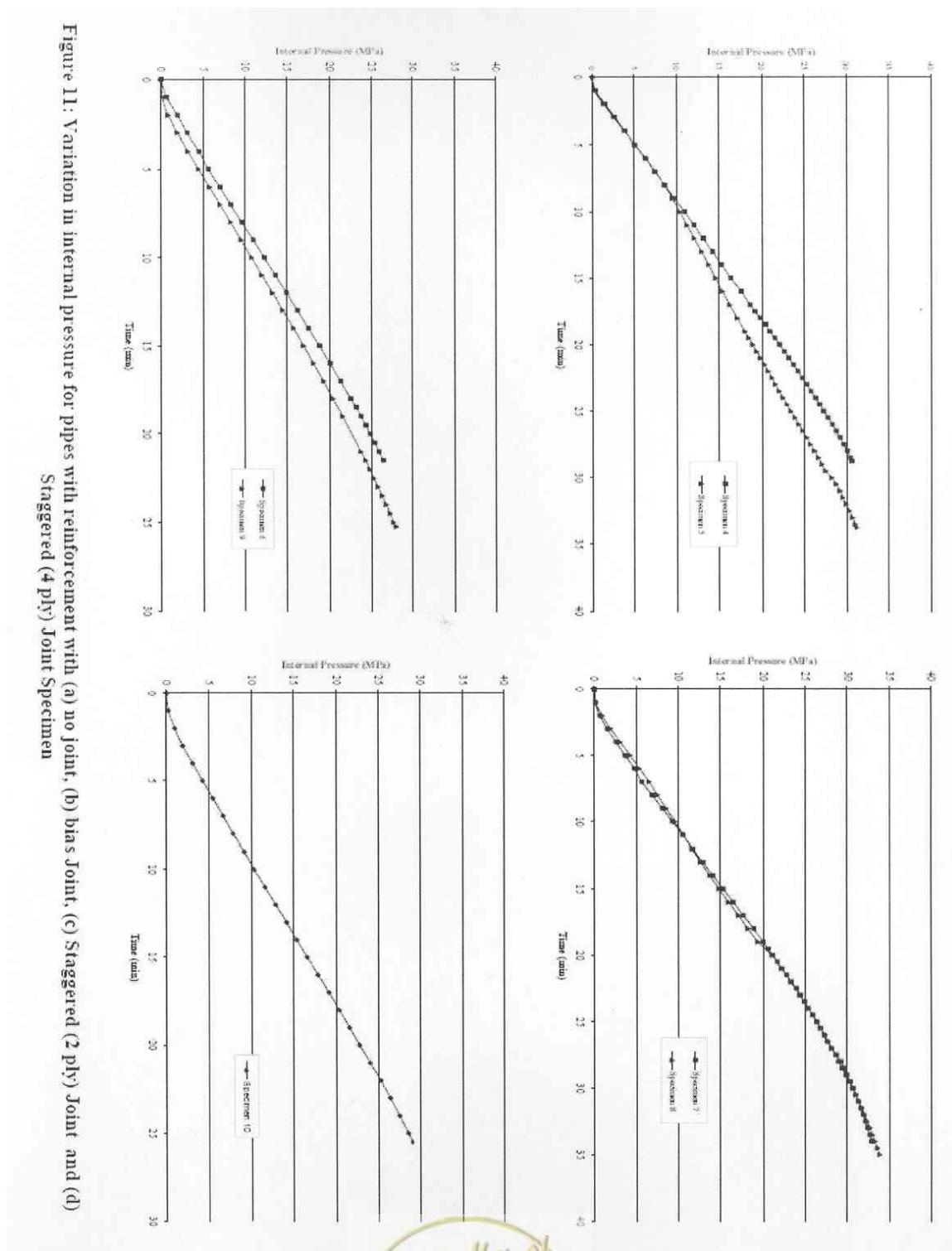
Table 2- Summary of test Results

Specimen	Reinforcement Type	Capacity (Mpa)
3	None	20.24
4	No Lap	30.60
5	No Lap	31.20
7	Bias	32.84
8	Bias	33.82
6	Staggered (2 ply)	26.31
9	Staggered (2 ply)	27.83
10	Staggered (4 ply)	28.93

4. Conclusions

In general, the results are very consistent, and all designs fell within reasonable limits. From a comparative viewpoint, the biased lay up proved to be the most efficient one. This is contrary to the industry suggestion and the FRP wrapping kits sold by most reputable composite strengthening vendors. In essence, this configuration follows the recommended winding angle for composite pressure vessels. Further analysis with pipes reinforced with different bias angles will be required to further validate the finding.





The results obtained from the pipes reinforced with composite wrapped in the form of the staggered and no-lap configurations indicate that pipe's capacity would not be changed with such configuration. This is due to the fact that in such cases, the lateral stress in the unidirectional composite (in the pipe's axial direction) is endured by the

resin; therefore, the limiting factor would be the resin, which is consistent in all these wrapping scenarios. Finally, comparing the 2 ply versus 4 ply configurations, there seems to be no great increase in capacity when reinforcement is applied in the hoop direction only. This may be due to issues concerning the interlaminar transfer of loads to the outer layer of the composite. This would also require further investigation.

5. Acknowledgement

The support of the Atlantic Innovation Fund in this work is gratefully appreciated. The also gratefully acknowledges the assistance of Mr. Daniel Grant in preparing and applying the composite reinforcement to the pipes, and conducting the tests, as well as Mark MacDonald help in preparing the pipe specimens.

References

Moy, S.S.J (edited by) FRP composites: life extension and strengthening of metallic structures. Thomas Telford, 2001

Mohareb, M. E., Elwai, A. E., Kulak, G. L. and Murray D. W. Deformational Behaviour of Line Pipe. Structural Engineering Report No. 202, University of Alberta

ASTM A53M-99. Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless. ASTM International, 1999

ASTM 3039M-00 Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. ASTM International. 2002



روشهای نوین مقاوم سازی لرزه‌ای

حسن مقدم

استاد دانشگاه صنعتی شریف

چکیده

در این مقاله انواع روشهای مقاوم سازی لرزه‌ای بطور اجمال مرور شده‌اند. لرزه‌خیزی ایران ایجاب می‌کند که موضوع مقاوم سازی با اهمیت خاصی دنبال شود. برنامه‌های اجرا شده در سالهای اخیر موید آن است که مقاوم سازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود در ایران به جد در دستور کار مسئولان قرار گرفته است. در این مقاله ابتدا نگاهی به تاریخچه مقاوم سازی می‌افکنیم و آنگاه مبانی روش جدید طراحی لرزه‌ای موسوم به طراحی عملکردی تشریح می‌گردد. شناخت این مبانی کمک شایانی به درک درست ضوابط مقاوم سازی خواهد نمود. در دنباله مقاله، انواع سیستمهای مقاوم سازی طبقه بندی و مرور شده‌اند. کاربرد پلیمر الیافی، عایقهای لرزه‌ای، انواع میراگرها و سایر ادوات لرزه‌ای از جمله مسائل مورد بحث می‌باشند. در این مقاله همچنین، نحوه بکارگیری دیوار برشی، میانقاب و سایر روشها برای مقاوم سازی ساختمانهای موجود بویژه ساختمانهای بنایی تشریح شده است.

واژه‌های کلیدی: طراحی لرزه‌ای، مقاوم سازی، بهسازی، عایق لرزه‌ای، میراگر، اف آر پی، میانقاب

مقدمه

مدتی است که موضوع مقاوم سازی در کشور با اقبال روز افزون مواجه شده است که با توجه به لرزه‌خیزی ایران، امری کاملاً موجه است. وقوع زلزله‌هایی چون نورث ریج در کالیفرنیا و کوبه در ژاپن بخوبی نشان داد که حتی کشورهایی که در کار زلزله بسیار پیشرفته، و در اعمال ضوابط لرزه‌ای سختگیرند لازم است به مقاوم سازی لرزه‌ای توجه نمایند.

یافته‌های علمی اواخر دهه ۶۰ که منجر به درک بهتر ماهیت زلزله و اهمیت رفتار غیرارتجاعی سازه شده رفته رفته اساس طراحی لرزه‌ای را دگرگون ساخت و مقاومت که تا آن زمان تنها عامل مهم ارزیابی ایستایی سازه بشمار میرفت جای خود را به معیارهای متکی به ظرفیت تغییر سازه سپرد. در واقع تحقیقات نشان داد که اتکای صرف به مقاومت نه شرط لازم برای ایستایی سازه در برابر زلزله‌های مخرب است و نه شرط کافی. غفلت از ظرفیت تغییر شکل سازه در محاسبات لرزه‌ای در طراحی لرزه‌ای میتواند به شکست تدایمی بینجامد که با صرف هزینه زیاد برای پایدار سازی سازه‌ها در زلزله‌های مخرب اتخاذ شده است. این موضوع اول بار بطور عمیق توسط محققان زلاند نو نظیر پاولی درک شد و به صراحت بیان گردید و اثر آن خیلی زود در ضوابط

لرزه‌ای این کشور ظاهر شد بطوریکه نیروی زلزله طرح به صورت تابعی معکوس از توانایی سازه برای تحمل تغییر شکل‌های غیرارتجاعی ارائه شد. تحقیقات گسترده در کشورهای لرزه‌خیز بویژه آمریکا، ژاپن و زلاندنو در سه دهه آخر قرن بیستم در این مسیر ادامه یافت و رفته رفته به صورت یک مکتب نو بروز نمود. تحقیقات نگارنده بر روی میز لرزان در اوایل دهه هشتاد خیلی زود وی را در زمره معتقدان و مروجان این مکتب نو قرار داد و بطوریکه حاصل یافته‌های خود و دیگران را به منظور تدوین شیوه‌ای نو برای طراحی لرزه‌ای مبتنی بر ظرفیت تغییرشکل سازه بکار گرفت و عرضه نمود (۱-۵)، شیوه‌ای که بعدها با نام طراحی عملکردی شهرت یافت و بطور فزاینده‌ای مورد توجه و پذیرش جهانی قرار می‌گیرد بطوریکه ضوابط پیشنهادی مقاوم‌سازی در آمریکا نظیر ATC40، FEMA 273، و FEMA356 ظرفیت تغییرشکل را مبنای محاسبات طراحی لرزه‌ای قرار داده‌اند.

مکتب جدید بخوبی نشان داد که تصور نیروی زلزله به عنوان یک عامل استاتیکی به خطاهای فاحشی در برآورد رفتار سازه می‌انجامد و چنین نگرشی نمی‌تواند مبنای برنامه‌ریزی برای پایدارسازی لرزه‌ای قرار گیرد. برای درک درست رفتار لرزه‌ای سازه باید به دو عامل بسیار مهم توجه نمود:

۱. رفتار دینامیکی سازه

۲. رفتار غیرخطی سازه

عامل اول موجب می‌گردد که تمهیداتی چون استفاده از انواع میراگرها و دستگاه‌های جداساز بطور وسیعی در مقاوم‌سازی لرزه‌ای بکار روند، و عامل دوم، آنگونه که خواهیم دید پای طیف وسیعی از روشها و تکنیکهای متکی بر افزایش ظرفیت تغییر شکل نظیر پلیمر الیافی را به این میدان باز نموده است. در این مقاله پس از نگاهی به تاریخچه مقاوم‌سازی، مبنای رفتار عملکردی و علت نیاز به مقاوم‌سازی تشریح شده و سپس به بیان انواع روشها و تکنیکهای مقاوم‌سازی، و نحوه بکارگیری آنها در عمل پرداخته‌ایم.

تاریخچه مقاوم‌سازی

این که بشر از چه زمانی با ماهیت زلزله آشنا بوده و در ساخت بناها این موضوع در نظر گرفته است، مقوله‌ای است که احتمالاً مورد توجه باستان شناسان می‌باشد، اما در عصر حاضر در دهه اول قرن بیستم پس از وقوع زلزله مسینا رجبو در ایتالیا، و بررسیهای انجام شده در باره نتایج آن زلزله، اولین دستور العمل طراحی لرزه‌ای توسط هیئت بررسی کننده به صورت خیلی ساده تدوین شد. در این دستورالعمل اثر زلزله به صورت یک نیروی افقی معادل یک دوازدهم وزن ساختمان در نظر گرفته شد و طراحان موظف شدند سازه را برای چنین نیرویی طرح کنند. این ضوابط بتدریج در سطح جهان جای خود را باز کرد بطوریکه یکدهه بعد در ژاپن و دودهه بعد در ایالات متحده آمریکا ضوابط مشابه‌ای برای زلزله ارائه شد. بدین ترتیب از ابتدای قرن بیستم رفته رفته در ایتالیا، ژاپن، آمریکا و سایر کشورها ضوابطی برای طراحی لرزه‌ای تدوین شد و سازه‌ها بر مبنای این ضوابط ساخته شد. بروز زلزله‌های بعدی بخوبی نشان داد که این ضوابط بسیار موثرند و سازه‌های طراحی شده بر اساس این ضوابط رفتار بهتر و ایمن‌تری دارند. از این رو، برای حفظ و ایمن‌سازی ساختمانها و تاسیسات، در اکثر کشورهای لرزه‌خیز به موازات تدوین و تکامل ضوابط لرزه‌ای، برنامه‌ای برای مقاوم‌سازی

بناها و تاسیسات موجود که در طرح آنها ضوابط زلزله منظور نشده، آغاز گردید. در این میان، تحقیقات وسیعی برای یافتن شیوه‌های موثر مقاوم‌سازی در جهان انجام شد که هنوز نیز ادامه دارد و در این مقاله به آن اشاره خواهد شد.



نمونه‌ای از کاربرد عایق لاستیکی (الاستومر) برای کاهش نیروی زلزله

زلزله نورث ریچ و تغییر فلسفه مقاوم‌سازی

رخداد زلزله نورث ریچ در سال ۱۹۹۴ در کالیفرنیا تأثیری عمیق بر نحوه نگرش جامعه مهندسی به مقوله مقاوم‌سازی داشت. تا آن زمان، مراد از مقاوم‌سازی افزایش مقاومت سازه بود و علت اصلی خرابی سازه در زلزله کمبود مقاومت تلقی می‌شد. هرچند تحقیقات مفصل محققان در فاصله سالهای ۱۹۶۰ تا ۱۹۸۰ بطلان این نظر را بخوبی نشان داده بود، اما شاید هرگز تا زمان رخداد زلزله نورث ریچ در سال ۱۹۹۴، جامعه مهندسی از اهمیت این یافته‌ها چنین مطمئن نشده بود. در زلزله نورث ریچ انواع سازه‌ها نظیر ساختمانهای مسکونی و عمومی، پلها، تاسیسات گوناگون و ... که طبق ضوابط زلزله وقت طراحی شده بودند از گزند زلزله در امان نمانده و دچار آسیب شدند. بدین ترتیب، جامعه مهندسی قانع شد که توجه صرف به افزایش مقاومت کارساز نیست و زمان آن فرا رسیده است تا پیام پژوهشگران را خوب درک نموده و بکار گیرد. این پیام که از اواسط دهه شصت در اغلب کنفرانسها مطرح می‌شد این بود که باید در کنار مقاومت به ظرفیت تغییر شکل سازه نیز توجه نمود. به عبارت دیگر، تلاش برای مقاوم‌سازی سازه تا حدی که نیروی زلزله را تحمل کند اغلب بیحاصل و غیرعملی است و بجای آن باید ضمن پذیرش تسلیم، سازه را برای تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از تسلیم مهیا ساخت. زلزله نورث ریچ تأثیر بسزایی در جایگزینی این فلسفه جدید داشت بطوریکه بلافاصله پس از آن، محققان تحقیقات گسترده‌ای را برای یافتن راهکارهای مقاوم‌سازی بر اساس نظریه جدید آغاز نمودند که هنوز نیز ادامه دارد. ظهور مواد و مصالح جدید برای افزایش ظرفیت تغییر شکل سازه یکی از پیامدهای این تغییر است که از آن میان می‌توان به رواج گسترده پلیمر الیافی اشاره نمود. در دهه آخر قرن بیستم آیین‌نامه‌های زلزله بسرعت و بطور مکرر تغییر کردند تا خود را با فلسفه جدید همساز نمایند. این تغییرات کمتر توانست نظر محققان را تأمین کند از این رو، از اواسط دهه نود روش جدیدی بنام طراحی عملکردی برای طراحی لرزه‌ای مطرح شد. این روش متکی بر اصول فوق است و در آن بطور روش، برای سازه امکان تسلیم در زلزله

در نظر گرفته شده و سازه باید در محدوده تسلیم، تاب تحمل تغییر شکل‌های ایجاد شده را داشته باشد. انتشار پیش نویس ضوابط مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود در سال ۲۰۰۰ بر مبنای فلسفه عملکردی (۲۰) فصل آغازین این فلسفه نو را رغم زد و بزودی در سطح جهان انتشار یافت.



کاربرد پلیمر الیافی برای افزایش مقاومت و ظرفیت تغییر شکل پایه پلها

مقاوم‌سازی در ایران

ضوابط زلزله برای اولین بار در اواسط دهه چهل شمسی در ایران، در حد چند صفحه در آیین نامه ۵۱۹ درج شد و تا سال ۱۳۶۶ که برای اولین بار ضوابط زلزله به صورت مستقل با عنوان آیین نامه ۲۸۰۰ منتشر شد، تنها مرجع طراحی لرزه‌ای در کشور بشمار می‌رفت. طی بیش از دو دهه از انتشار این ضوابط، به استثنایی برخی از ساخت و سازهای دولتی، کمتر نشانی از رعایت این ضوابط در سطح عمومی می‌توان یافت. انتشار این ضوابط اولیه را شاید بتوان تاثیر زلزله سهمگین بوئین زهرا در سال ۱۳۴۱ دانست که منجر به تلفات و خسارات فراوانی شد. رخداد زلزله مهیب طبس در سال ۱۳۵۷ شاید می‌توانست عامل موثری بر رواج این ضوابط در سطح عام باشد اما شاید همزمانی آن با حوادث انقلاب، این اثر را کمرنگ نمود. حتی انتشار آیین نامه ۲۸۰۰ در سال ۱۳۶۶ نیز نتوانست تاثیر فوری بر کیفیت ساخت و ساز در ایران داشته باشد. ضوابط این آیین نامه به تاسی از گزارش ویژه یکی از کمیته‌های انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا (۲۱) در سال ۱۹۷۸ تنظیم گردید. وقوع زلزله منجیل در سال ۱۳۶۹ نقش بسیار موثری در جدی گرفتن خطر زلزله در ایران داشت. تقریباً بلافاصله پس از رخداد این زلزله، پیشنهاد این نگارنده برای تشکیل دوره‌های تخصصی زلزله پذیرفته شد و این دوره‌ها ابتدا در پژوهشگاه بین المللی زلزله و سپس در وزارت مسکن و شهرسازی و سازمان نظام مهندسی دنبال شد^۱. آشنایی مهندسان با مهندسی زلزله بطور عام و مسائل آیین نامه ۲۸۰۰ بزودی اثر خود را در ساخت و ساز لرزه‌ای شهری نشان داد. همسو با این حرکت عمومی، و متأثر از توصیه‌لرزه‌ای کمیته ملی ایمنی هیئت دولت در سال ۱۳۷۰ مصوبه‌ای را تصویب نمود که در آن به سازمان‌های دولتی یکسال فرصت داده شد تا ساختمان‌های مهم را در برابر زلزله مقاوم‌سازی کنند. اگر چه این مصوبه هرگز نتوانست به هدف تعیین شده برسد و هنگامی که معاون فنی سازمان برنامه در سال ۱۳۷۶ از این نگارنده خواستند گزارشی از نتایج کار تهیه

^۱ در آن زمان، این نگارنده به عنوان رئیس بخش سازه پژوهشگاه، ریز دروس را تعیین و مسئولیت اداره و تدریس تعدادی از این دروس را برعهده داشتم.

نماید، پاسخ نسبتاً کوتاه بود. شاید مقاوم سازی ساختمانهای زیست خاور در مشهد در سال ۱۳۷۱ و بانک تجارت در خیابان طالقانی تهران در سال ۱۳۷۵ از موارد معدود مقاوم سازی ساختمانهای موجود در برابر زلزله باشد. البته تعمیر ساختمانهای آسیب دیده از زلزله نظیر منجیل مقوله ای جدا است.



ساختمانهای زیست خاور و بانک تجارت از اولین نمونه های مقاوم سازی لرزه ای در کشور

در سال ۱۳۷۷ سازمان برنامه مصمم به پیگیری برنامه مقاوم سازی گردید و در این راستا پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی مامور شد تا با بهره گیری و برگردان نشریات فیما ۲۷۳ و ۳۵۶ (۲۰) دستور العملی برای مقاوم سازی ساختمانهای موجود تهیه کند. این دستور العمل که بطور عمده بر گرفته از نشریه فیما ۳۵۶ و بر اساس روش طراحی عملکردی است در مهر ۱۳۸۱ انتشار یافت و بدنبال آن حرکت مقاوم سازی ساختمانهای دولتی در کشور بطور وسیعی آغاز گردید.



برجهای اسکلت بتنی که در سال ۱۳۸۲ مقاوم سازی شدند و در آن تلفیقی از دیوارهای برشی بتنی، میانقابهای مرکب و بتنی، و پلیمر الیافی بکار گرفته شد

مبانی طراحی عملکردی

نصب دستگاههای شتابنگار در غرب امریکا در دهه ۳۰ میلادی و ثبت زلزله السترو در سال ۱۹۴۰ برای اولین بار این فرصت را برای محققان بوجود آورد تا پاسخ سازه ها را در یک زلزله واقعی برآورد کنند و با کمال تعجب به این نتیجه برسند که نیروهای ایجاد



شده در سازه بسیار بزرگتر از آن است که ظرف چند دهه اول قرن بیستم تصور می‌نموده‌اند. این واقعیت طی سخنرانیها و مقالات متعدد بارها در کنفرانسهای جهانی زلزله و سایر همایشها در فاصله سالهای ۱۹۶۰ تا ۱۹۸۰ بیان گردید. بتدریج محققان ضرورت تحول در نحوه نگرش به زلزله را دریافتند تا آنکه از اوایل دهه نود بتدریج بحث جایگزینی روشهای جاری با روش عملکردی مطرح گردید. مبانی این روش که در جزوات درسی این نگارنده در دوره‌های فشرده مهندسی زلزله در پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی طی سالهای ۱۳۶۹ تا ۱۳۷۰، و بعداً در کتاب مهندسی زلزله (۴) در سال ۱۳۷۵ تشریح شده به قرار زیر می‌باشد:

در زلزله‌های قوی، سازه‌های معمولی به تسلیم می‌رسند و عملاً نیروی زلزله با مقاومت سازه برابر می‌گردد، و افزایش و یا کاهش مقاومت سازه تأثیری در این فرایند ندارد.

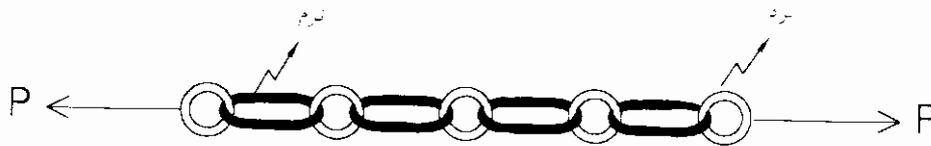
شرط اصلی پایداری سازه در زلزله‌های قوی داشتن مقاومت کافی برای تسلیم نشدن نیست بلکه برای پایدار ماندن سازه باید ظرفیت تحمل تغییرشکل‌های ایجاد شده در زلزله را دارا باشد.

اصل دوم در واقع به این علت برقرار است که ماهیت واقعی اثر زلزله از نوع نیرو نیست بلکه از جنس تغییرشکل ارتعاشی است. اثر شتاب ناشی از زلزله نیروهایی در سازه ایجاد می‌شود که به آن نیروی ناشی از زلزله گفته می‌شود. از آنجا که ماهیت شتاب زلزله گذرا و لحظه‌ای است، این نیروها نیز ظرف چند دهم ثانیه به اوج رسیده و از بین می‌روند. همانطور که گفتیم مقدار این نیروها نیز مستقیماً به زلزله مربوط نبوده و صرفاً تابع خصوصیات خود سازه است. بدیهی است که اگر در لحظاتی نیرو در بخشی از اعضای سازه به حد تسلیم برسد سازه فرو نخواهد ریخت. البته این امر مشروط به آن است که این اعضا شکل پذیر باشند و گونه برای اعضای ترد نیروی ایجاد شده هرگز نباید به حد مقاومت برسد. بدین ترتیب عملاً طراحی عملکردی با ضابطه زیر کنترل می‌شود:

- :
۱. نیرو در اعضای ترد به حد مقاومت عضو نرسد
 ۲. جابجایی در اعضای نرم به حد ظرفیت جابجایی عضو نرسد

در مورد اعضای نرم که توسط تغییر مکان کنترل می‌شوند، هر قدر احتمال وقوع زلزله در دوره عمر سازه بیشتر باشد آیین نامه حدپذیرش سختگیرانه تری برای جابجایی اعضا مقرر کرده است، و به عکس. اما در مورد اعضای ترد که توسط نیرو کنترل می‌شوند مقاومت سازه هرگز نباید کمتر از نیروی ایجاد شده باشد. از این رو، لازم است سازه طوری طراحی شود تا با استفاده از یک سازوکار تسلیم هدایت شده بتواند مانع از بروز نیروهای غیرقابل قبول در اعضای ترد گردد. شکل زیر به صورت نمادین این فرایند را نشان می‌دهد. استقرار حلقه‌های نرم کم مقاومت در کنار حلقه‌های قوی و ترد، مانع از ایجاد نیروی شکننده در این اعضا می‌گردد و حد نیروی ایجاد شده در زنجیر متناسب با مقاومت سازکار تسلیم یعنی حلقه‌های نرم خواهد بود و هیچ تحریک خارجی هر چند شدید نمی‌تواند موجب گسیختن حلقه‌های ترد گردد.





سازگار تسلیم هدایت شده: وجود حلقه‌های نرم مانع از گسیختگی حلقه‌های ترد

طبقه بندی روشهای مقاوم سازی

تکنیکها و روشهای ابداع شده و بکار رفته برای مقاوم سازی را می توان چنین تقسیم کرد:

۱. روشهای افزایش استقامت سازه
۲. روشهای کاهش تحریک زلزله

۱. روشهای افزایش استقامت سازه

افزایش استقامت سازه خود شامل موارد زیر می باشد:

۱. افزایش مقاومت
۲. افزایش سختی
۳. افزایش ظرفیت تغییر شکل و بهبود رفتار پسماند

برای افزایش مقاومت سازه در حالت کلی می توان اجزایی را به سازه اضافه کرد که باعث افزایش مقاومت می گردند مانند دیوار برشی، بادبند، و میانقاب به سازه، و یا مقاومت اجزای موجود را افزایش داد مانند روکش کردن ستونها، گیردار کردن اتصالات، و ... برای افزایش سختی می توان از اجزایی همچون بادبند، دیوار برشی و میانقاب استفاده کرد. باید توجه داشت که افزایش سختی تاثیر زیادی در کاهش تغییر شکل ایجاد شده در زلزله دارد و در نتیجه می تواند نسبت تغییر شکل نیاز به ظرفیت را در اجزای مختلف سازه تا مجاز کاهش دهد.

برای افزایش ظرفیت تغییر شکل و بهبود رفتار پسماند تحقیقات بیشماری در چنددهه گذشته در سراسر جهان انجام گرفته است و تکنیکهای بسیار زیاد و مصالح نوین برای این منظور ابداع و معرفی شده اند. انواع تکنیکهای ارائه شده برای پوشاندن اتصالات بتنی با ژاکتهای فلزی و الیافی، استفاده از اتصالات فولادی تسلیم شونده، بادبندهای ضد کمانش، اتصالات اصطکاکی، استفاده از آلیاژهای حافظه دار، استفاده از سیمانهای مخصوص در ناحیه گره ستونهای بتنی، دیوارهای برشی بی پنجه با حرکت گهواره ای، و ... از این جمله اند.

۲. روشهای کاهش تحریک زلزله

روشهای کاهش تحریک زلزله به نحوی سعی دارند از شدت تحریک وارد شده به سازه بکاهند. این روشها خود به دو دسته

تقسیم می شوند:



۱. روشهای کاهش تحریک ورودی

۲. روشهای کاهش پاسخ

روش عمومی برای کاهش تحریک ورودی به سازه استفاده از عایق ارتعاشی است. برای این منظور انواع سیستمهای جداسازی ارتعاشی سازه تدوین شده است که از آن میان می‌توان به عایقهای لاستیکی و عایقهای لغزشی اشاره نمود. برای کاهش پاسخ سازه در زلزله نیز تکنیکهای متعددی ابداع شده است که می‌توان به انواع میراگرها و تکنیکهای کنترل فعال و غیر فعال اشاره کرد.

پلیمر الیافی

تحقیقات گسترده‌ای در خصوص استفاده از مواد مرکب شامل الیاف کربن، شیشه و آرامید توسط چسب مخصوص به عضو مورد نظر به عنوان روکش ترمیم و تقویت، انجام گرفته است. اولین تحقیقات انجام شده در این زمینه از اوایل دهه ۱۹۸۰ در سوئیس آغاز شد و نتایج آن در سال ۱۹۹۱ در تقویت پل‌های بتن‌آرمه به کار رفت. بدنبال زلزله‌های سال‌های ۱۹۹۰ کالیفرنیا و ۱۹۹۵ کوبه ژاپن کاربرد مواد مرکب ساخته شده از پلیمر الیافی برای تقویت و مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و بنایی گسترش بسیار یافت (۶-۱۱). اسی‌آی (ACI Committee 440, 2R-02) نیز در این زمینه دستور العملی را منتشر نموده است (۱۲). در کانادا نیز اخیراً آیین‌نامه‌ای برای مقاوم‌سازی با پلیمر الیافی منتشر شده است که در آن نحوه استفاده از الیاف بتنی برای افزایش مقاومت خمشی و برشی اعضا بتنی تشریح شده است (۱۳).

انواع الیاف مورد استفاده عبارت است از الیاف کربن، الیاف شیشه و آرامید. از مزایای الیاف کربن می‌توان به مقاومت بسیار بالای کششی، وزن بسیار ناچیز، استحکام بالای خستگی، ضریب انبساط حرارتی بسیار پایین، مقاومت بالا در مقابل خوردگی و شکل‌پذیری بسیار مناسب اشاره نمود و از معایب این الیاف می‌توان به ترد بودن در شکست، هدایت الکتریکی، کرنش کم در شکست و قیمت بالا اشاره نمود. الیاف شیشه به علت قیمت مناسب، رایج‌ترین و پرمصرف‌ترین نوع الیاف مورد استفاده در صنعت است که بر حسب نوع و ترکیب مواد به کار رفته در تهیه آنها به انواع گوناگونی تقسیم می‌گردد. از مزایای این الیاف می‌توان به وزن بسیار ناچیز، استحکام کششی نسبتاً بالا، شکل‌پذیری مناسب، راحتی در جابجایی، سرعت عمل بالا، سادگی اجرا، مقاومت شیمیایی بالا، عایق بودن حرارت و الکتریسیته، حساسیت به سایش، راحتی برش در اندازه‌های دلخواه، امکان تقویت بدون نیاز به تخریب و قیمت پایین (به خصوص در مقایسه با الیاف کربن) اشاره نمود. قابل ذکر است که خواص الیاف شیشه‌ای علاوه بر مواد به کار رفته در ساختار آنها به عوامل دیگری مانند شرایط محیطی و غیره نیز وابسته است، به طور مثال افزایش دما باعث کاهش استحکام الیاف شده و یا اینکه افزایش رطوبت موجب کاهش استحکام الیاف می‌گردد. با افزایش سرعت بار در حین آزمایش نیز استحکام الیاف افزایش می‌یابد. پلیمرهای آرامیدی با خصوصیتی همچون نقطه ذوب بالا، مقاومت حرارتی عالی و غیرقابل حل بودن در بسیاری از حلال‌های آلی شناخته شده‌اند. البته به علت مخارج بالای سرمایه‌گذاری اولیه، تولید و استفاده از این الیاف محدودتر از الیاف شیشه و کربن است. مهمترین خواص الیاف آرامید عبارتند از: نسبت استحکام و مدول به وزن بسیار عالی (وزن کم و استحکام بالا)، مقاومت در برابر ضربه، مقاومت خستگی مناسب - عدم حساسیت به شکاف یا ترک، مقاومت بالا در مقابل حلال‌های آلی، مواد سوختی و نرم‌کننده‌ها و امکان استفاده مداوم تا دمای حدود ۱۸۰ درجه سانتیگراد. الیاف آرامید اگرچه در کشش رفتاری الاستیک از

خود نشان می‌دهند اما تحت بار فشاری رفتاری غیرخطی از خود بروز می‌دهند. نور ماورای بنفش نیز اثری تخریبی بر این الیاف دارد. همچنین لازم به ذکر است که برش الیاف آرامید با وسایل برش معمولی به سختی انجام می‌شود و به وسایل برش مخصوصی احتیاج دارد.

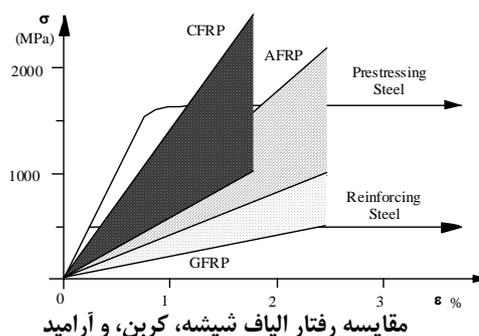
جزء مهم دیگر در استفاده از الیاف، رزین است که برای چسباندن استفاده میشود. رزین‌های اپوکسی خواص بسیار خوبی داشته و عملکرد مناسبی از خود نشان دادند. از مهمترین خواص رزین‌ها می‌توان به سختی و مقاومت بسیار بالا، مقاومت حرارتی مناسب، چسبندگی عالی به بسیاری از مواد مانند فلزات، چوب، بتن، شیشه، سرامیک و غیره، مقاومت شیمیایی خوب به ویژه در محیط‌های قلیایی و ... اشاره نمود.



استفاده از پلیمر الیافی برای تقویت ستونها و تیرها

در شکل سمت راست الیاف در زیر تیر برای تقویت خمشی و در نزدیکی تکیه گاه برای تقویت برشی بکار رفته اند

سختی پلیمر الیافی عموماً کمتر از فولاد است. در شکل زیر رفتار الیاف شیشه، کربن و آرامید با فولاد مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود که حد ظرفیت کشیدگی برای الیاف شیشه و آرامید در حدود ۲۵۰۰۰ و برای الیاف کربن حدود ۱۸۰۰۰ میکرو کرنش است. این در مقایسه با ظرفیت بیش از ۲۰۰۰۰۰ میکرو کرنش فولاد خیلی کمتر است.



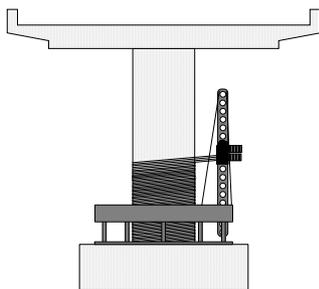
تقویت اجزای بتنی با پلیمر الیافی

الیاف کربن به چند شکل در مقاوم‌سازی استفاده می‌شوند:

۱. برای افزایش مقاومت خمشی
۲. برای افزایش مقاومت برشی
۳. برای افزایش محصور شدگی

نوع اول و دوم معمولاً برای ترمیم و یا تقویت تیرها، ستونها و دیوارهای برشی استفاده می‌شود.



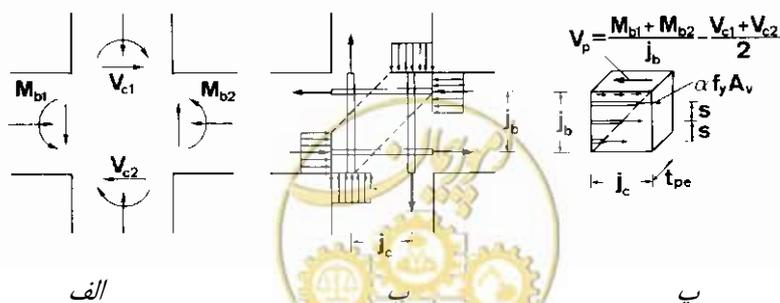


استفاده از پلیمر الیافی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای

در شکلهای بالا از الیاف برای تقویت خمشی و برشی تیر، و در شکلهای پایین برای تقویت برشی و عرضی میانقاب بنایی، و تقویت ستون بتنی استفاده گردیده است.

تقویت اتصالات بتنی

در شکل زیر می‌بینیم که اتصالات بتنی از دوسو زیر اثر لنگرهای مخالف قرار گرفته و تنشها در امتداد یکی از اقطار کشش و در دیگری فشار بوجود می‌آورند تا آنجا که در امتداد قطر فشاری ترک ایجاد می‌شود و با افزایش لنگر نهایتاً قطر فشاری خرد می‌شود. این پدیده توسط محققان بسیاری مورد تأیید قرار گرفته است (۱۴-۱۶). رفتار پسماند این نوع اتصالات حاکی از شکست ترد آنها است که مشخصه عمومی شکستهای برشی است و ویژگیهای آن عبارتند از: کاهندگی سختی، کاهندگی شدید مقاومت، ظرفیت اتلاف انرژی کم و شکل پذیری اندک. از این رو ناحیه اتصال در قابهای بتنی فوق العاده مهم است و باید مورد توجه خاص قرار گیرد اما متأسفانه این موضوع چندان برای سازندگان ساختمان روشن نیست و تمهیدات ویژه‌ای را در ناحیه اتصال در نظر نمی‌گیرند. در شکل زیر یک ساختمان ۴ طبقه بتنی در شهر رشت دیده می‌شود که در زلزله منجیل ۱۳۶۹ فرو ریخت. تلاشی اتصالات در این ساختمان قابل توجه است.



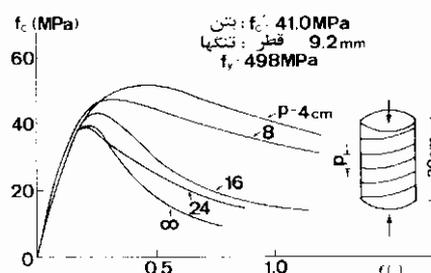
عملکرد اتصالات بتنی تحت نیروهای ناشی از زلزله، الف. نیروها، ب. تنشها، پ. نحوه مقاومت اتصال



ساختمانی بتنی در رشت که به دلیل ضعف اتصالات در زلزله منجیل ۱۳۶۹ منهدم شد

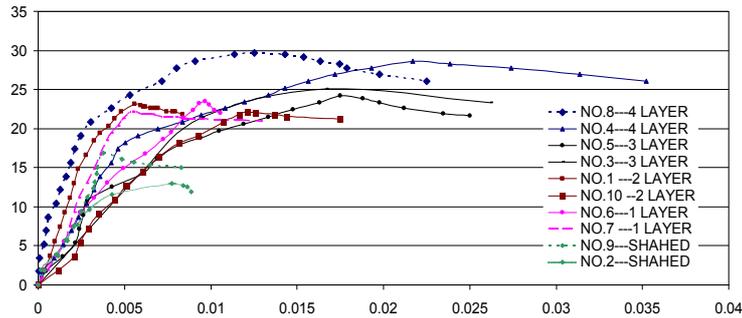
تأثیر محصور کنندگی

با نزدیک شدن تنش به حد مقاومت فشاری بتن، ترک‌هایی در داخل بتن ایجاد می‌گردد و بتن در جهت عرضی (عمود بر جهت اعمال نیرو) از هم باز می‌شود. در این حالت، اگر به وسیله تنگ، میلگرد عرضی و یا هر ابزار دیگری مانع از حرکت عرضی بتن شویم بر مقاومت و شکل‌پذیری بتن افزوده می‌شود. همانگونه که در شکل زیر پیداست، وجود تنگ‌های ماریچ موجب افزایش چشمگیری در مقاومت و شکل‌پذیری شده است.



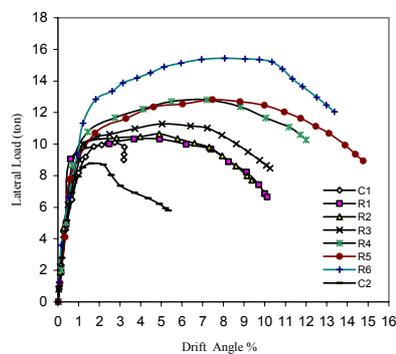
اثر محصور کنندگی بر مقاومت فشاری و شکل‌پذیری بتن

نمونه‌ای از عملکرد محصور کننده الیاف شیشه در افزایش مقاومت و شکل‌پذیری نمونه‌های استوانه‌ای در شکل زیر ارائه شده است. از این الیاف تقویت ستونها در دو ساختمان ۱۵ طبقه در تهران استفاده شد. در این آزمایشها که در دانشگاه صنعتی شریف انجام شد، با افزودن لایه‌هایی از الیاف شیشه توانستیم مقاومت نهایی را تا حد دو برابر افزایش دهیم اما اثر خیلی مهمتر الیاف در این بود که ظرفیت تغییر شکل بتن را از حدود ۶۰۰۰ میکرو کرنش برای بتن نامحصور به حدود ۳۵۰۰۰ میکرو کرنش برای بتن محصور افزایش داد. بدین ترتیب، اگر تیرها و ستونهای مجاور گره یک قاب بتنی را با این روش محصور کنیم باید انتظار داشت ظرفیت جابجایی آن حدوداً ۵ برابر شود. به عبارت دیگر، حد پذیرش جابجایی چنین ساختمانی در زلزله سطح خطر مورد نظر به میزان پنج برابر افزایش می‌یابد. این بی‌شک ارتقا چشمگیری در عملکرد لرزه‌ای چنین ساختمان بشمار می‌آید.



تأثیر الیاف شیشه بر افزایش مقاومت، شکل پذیری و کرنش شکست نمونه‌های استوانه‌ای

در آزمایش مشابهی در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نمونه ستونهای بتنی با الیاف پیش تنیده مقاومسازی شدند. در این پروژه از روش خاصی برای پیش تنیده کردن الیاف استفاده شد که شرح آن در (۱۷ و ۱۸) آمده است. همانطور که در شکل زیر مبینیم وجود الیاف باعث شده است مقاومت تا دو برابر و جابجایی جانبی ستون تا سه برابر افزایش یابد. از این ویژگی مهم می‌توان بخوبی برای تقویت ناحیه گره در مقاومسازی ساختمانهای بتنی استفاده نمود.



خاصیت محصورکنندگی الیاف می‌تواند در مقاومسازی قابهای بتنی بکار آید

عایق لرزه‌ای

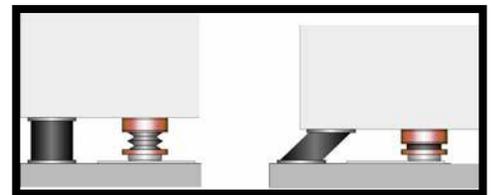
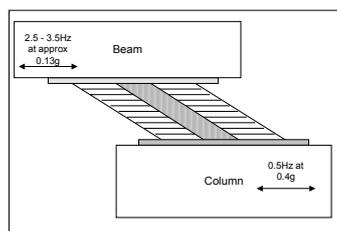
می‌دانیم که تحریک ارتعاشی زلزله معمولاً از ناحیه پی به سازه اثر می‌کند. از این رو اگر بتوان پی را از سازه جدا ساخت، عملاً تحریک زلزله بی اثر می‌شود. این ایده سالیان درازی است که ذهن مهندسان و محققان را بخود مشغول ساخته است و در این راستا تحقیقات زیادی صورت گرفته است. بطور کلی عایقهای ارتعاشی به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۱. عایقهای لاستیکی

۲. عایقهای لغزشی

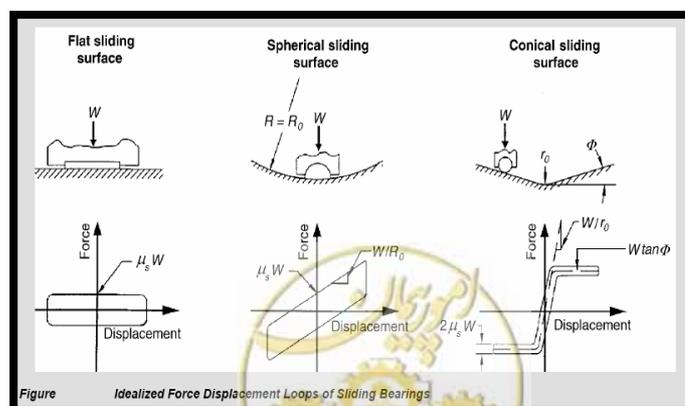


عایقهای لاستیکی معمولاً به صورت لایه‌های لاستیکی جداشده با صفحات فولادی و با یک یک هسته سربی ساخته می‌شوند. وجود هسته سربی باعث افزایش میرایی است. معمولاً برای هر عایق لاستیکی دارای ظرفیت معینی برای تحمل جابجایی جانبی است. سختی برشی عایق از عواملی است که توسط طراح تعیین و به فروشنده سفارش داده می‌شود و کالا بر اساس آن تهیه می‌گردد. سختی مورد نظر از طریق تحلیل دینامیکی سازه تعیین می‌گردد و بستگی به نوع سازه و زلزله، و میزان کاهش مورد نظر برای نیروهای زلزله دارد.



عایقهای لاستیکی

عایقهای لغزشی به شکلهای مختلفی ساخته می‌شوند. همانطور که در شکل زیر می‌بینیم، عایقهای لغزشی را می‌توان به دو گروه ساده و برگشت‌پذیر تقسیم کرد. در عایقهای ساده سطح تکیه گاه تخت است و پس از انجام لغزش عاملی برای برگرداندن سازه به وضع اولیه تدارک دیده نشده است اما عایقهای برگشت پذیر دارای سطح مقعر یا شیبدار می‌باشند. وجود تقعر و شیب عاملی برای بازگرداندن سازه به وضع اولیه می‌باشد. تکیه‌گاه‌های لغزشی معمولاً از فولاد ساخته می‌شود. نمودار پسماند عایقهای لغزشی بستگی زیادی به نوع و میزان تقعر سطح عایق و میزان اصطکاک آن دارد. تفاوت عمده عایقهای لغزشی با لاستیکی در این است که می‌توانند بطور کامل مانع از انتقال تحریک زلزله به سازه گردند اما در عوض باید برای امکان تحمل جابجایی بیشتری در محل جداشدگی از پی تدارک گردد.



عایقهای لغزشی

اولین ساختمانی که در جهان به جداساز لرزه‌ای از نوع تکیه گاه لاستیک-سرب مجهز گردید ساختمان ویلیام کلایتون در ولینگتون زلاندنو بود که در سال ۱۹۸۱ به بهره برداری رسید. از سالها پیش تحقیق و بکارگیری جداسازهای لرزه‌ای در ژاپن به آرامی سیر رشد و تحول خود را طی می نمود. لیکن از زمانیکه نخستین ساختمان بزرگ جداسازی شده در سال ۱۹۸۶ به بهره برداری رسید. روند بکارگیری این ادوات دچار تحول فزاینده ای گردید بطوریکه در اواخر سال ۱۹۸۸ مهندسان ژاپن نظاره گر ساخت و تکمیل هفدهمین ساختمان جداسازی شده در کشورشان بودند.

اولین ساختمان عایق شده در ژاپن در سال ۱۹۸۲ توسط شرکت بریجستون ساخته شد. سازه مذکور ساختمانی کوچک و ۲ طبقه بود که بر روی ۶ تکیه گاه لاستیک طبیعی بنا شده بود. این ساختمان توسط مهندسان سازه توکیو کنچیکو طراحی شده بود. در زلزله ۱۹۹۴ نورث ریج بیمارستان دانشگاه یو اس سی که نخستین بیمارستان عایق شده بود هیچ خسارتی ندید در حالی که ۳۱ بیمارستان در منطقه لس آنجلس خسارتهای جدی دیدند. بیمارستان عمومی لس آنجلس با کمتر از ۱ مایل از بیمارستان جداسازی شده یو اس سی متحمل چیزی در حدود ۳۸۹ میلیون دلار خسارت گردید.



بیمارستان دانشگاه یو اس سی در کالیفرنیا: عایق لرزه‌ای باعث پایداری کامل این سازه در زلزله نورث ریج ۱۹۹۴ شد

میراگرها و سیستمهای کنترل

طیف گسترده میراگرها از جمله ابزارهای لرزه‌ای هستند که برای کاهش اثر تحریک زلزله بکار می‌روند. از دیر باز افزایش میرایی به عنوان عاملی برای کاهش پاسخ دینامیکی سازه بخوبی مورد توجه قرار داشته است. برای کاهش پاسخ سازه در زلزله، علاوه بر میرایی طبیعی سازه می‌توان از ابزارهایی مصنوعی استفاده کرد که میراگر خوانده می‌شوند. میراگرها انواع مختلفی دارند:

۱. میراگر روغنی

۲. میراگر اصطکاکی

۳. میراگر هیستریزیس

۴. میراگر موزون

و سیستمهای کنترل به دو گروه فعال و غیرفعال تقسیم می‌شوند. نمونه کنترل‌های فعال عبارتند از:



¹ Tokyo Kenchiku Structural Engineers

۱. بادبندهای فعال

۲. جرمهای متحرک

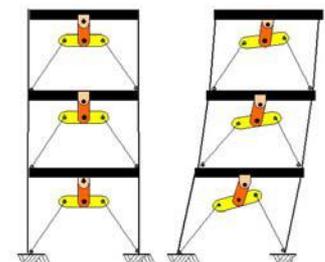
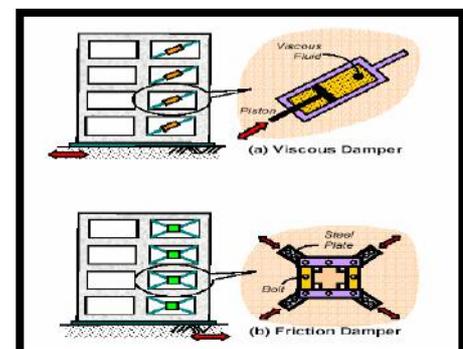
و نمونه کنترل‌های غیر فعال عبارتند از:

۱. کابلهای سفت شونده

۲. بادبندهای اصطکاکی

۳. ابزارهای متکی به فلزهای حافظه دار

اساس کار کلیه ابزارهای میراگر اصطکاکی و روغنی بر آن است که از حرکت ارتعاشی ناشی از زلزله انرژی کسب کنند. در میراگرهای اصطکاکی جابجایی، و در میراگرهای روغنی سرعت تبدیل به انرژی می‌شود. نحوه تعبیه این ابزارها برای جذب جابجایی یا سرعت ناشی از زلزله بسیار متنوع است. همانطور که در شکل‌های زیر دیده می‌شود در سازه اولی سرعت ناشی از جابجایی قطری قاب در میراگر یک نیروی مقاوم ایجاد می‌کند که در خلاف جهت زلزله عمل نموده و باعث کاهش پاسخ لرزه‌ای می‌گردد. در سازه دوم، در اثر گریز قاب چرخشی در محل نصب میراگر اصطکاکی ایجاد می‌شود که موجب اتلاف انرژی در میراگر به صورت اصطکاکی می‌گردد. در شکل سوم، ابزار نصب شده روی کابل لقی ناشی از گریز قاب را گرفته و در دور بازگشت، کابل بلافاصله وارد عمل می‌شود.

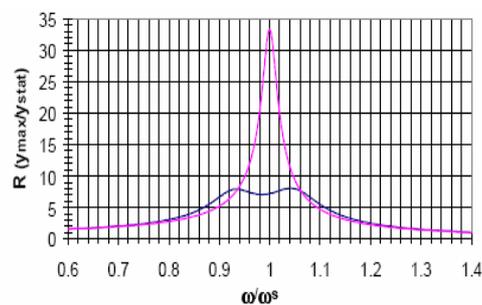


انواع میراگرها و ادوات لرزه‌ای

برای مقابله با تحریک زلزله می‌توان جرم‌هایی را در طبقات مختلف سازه و بویژه بام قرار داد تا در هنگام زلزله بوسیله محرک‌های روغنی یا موتورهای الکتریکی دوار به حرکت در آیند. این ادوات توسط که رایانه قوی به نحوی کنترل می‌شوند که در هر لحظه نیروی تولید شده توسط این ادوات به مقدار مناسب و در جهت مخالف نیروهای اینرسی ناشی از زلزله عمل کند. رایانه مزبور با گرفتن بازخور از نقاط مختلف سازه و تحلیل دینامیکی سازه، در مدت بسیار کوچکی می‌تواند نیروی لازم برای مقابله با زلزله را محاسبه و به ادوات مزبور فرمان دهد. این روش را کنترل فعال می‌نامند.

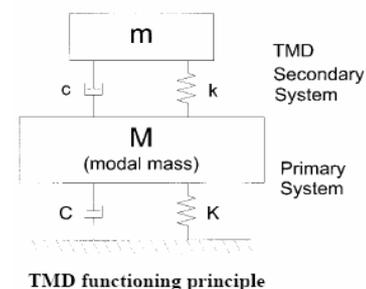
جرم موزون

از جمله روش‌های کنترل غیرفعال استفاده از دستگاه جرم موزون است. اساس این روش بر استفاده از خاصیت تشدید سازه‌های هم فرکانس می‌باشد. معمولاً دستگاه مورد نظر را در نقطه‌ای که دارای بیشترین دامنه در مد مورد نظر است قرار می‌دهند و با تنظیم سختی فنر، فرکانس آن را با فرکانس مد مورد نظر هماهنگ می‌کنند. معمولاً این تنظیمها برای مد اول که بیشترین تاثیر را در پاسخ لرزه‌ای دارد انجام می‌دهند. بدین ترتیب، در هنگام زلزله با شروع پاسخ مد اول، جرم مزبور به حالت تشدید در آمده و نوسان زیادی در خلاف جهت سازه اصلی انجام می‌دهد و حرکت آن را کند می‌نماید. همچنین به دلیل این نوسان شدید، انرژی قابل ملاحظه‌ای در دستگاه مزبور میرا می‌گردد. شکل زیر تاثیر نصب دستگاه جرم موزون را در کاهش پاسخ دینامیکی سازه نشان می‌دهد.



Structure Amplification Ratio ($\zeta=0.015$) with and without TMD.

جرم موزون موجب کاهش چشمگیری در طیف پاسخ سازه شده است



پوشش بتنی

با پوشش بتنی می‌توان رفتار لرزه‌ای ستونهای بتنی و دیوارهای آجری را بطور چشمگیری ارتقا داد. تاثیرات مهم پوشش بتنی عبارتند از:

۱. افزایش مقاومت برشی ستون و دیوار
۲. افزایش مقاومت محوری ستون
۳. افزایش مقاومت خمشی ستون
۴. افزایش مقاومت عرضی (عمود بر صفحه) دیوار
۵. افزایش شکل پذیری ستون و دیوار



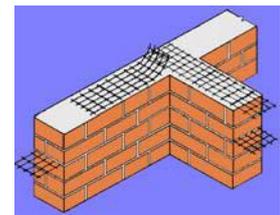
این تکنیک کاربردی گسترده‌ای در سطح جهان دارد و این نگارنده برای مقاوم‌سازی ساختمانهای بنایی در بم و بروجرد از آن در سطح وسیعی استفاده نموده است. برای مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی، باید در فواصل مناسب با ایجاد حفرهایی در دیوار و کاشت میلگرد در آن زمینه را برای اتصال پوشش بتنی با دیوار آماده نمود. سطح دیوار قبلا باید کاملا اندود زدایی شده باشد و سپس با نصب شبکه میلگرد بر سطح دیوار و پاشیدن بتن کار دنبال می‌گردد. در طرحهای اجرا شده در بم و بروجرد، پنجه و پاشنه این دیوارها به نحو خاصی مقاوم شدند تا تاب حرکات گهواره‌ای دیوار داشته باشند.



کاربرد پوشش بتنی برای تقویت ستون بتنی و دیوار آجری

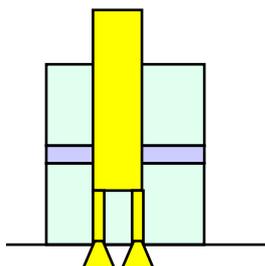
شبکه پلیمری

چندی است استفاده از شبکه‌های پلیمری برای مقاوم‌سازی ساختمانهای بنایی رواج یافته است. این شبکه‌های را می‌توان در درز ملات اجرا کرد و نیز به صورت شبکه روی دیوار نصب و سپس به آن پوشش سیمانی اضافه نمود. تحقیقات نشان داده است که کارایی دومی بیش از اولی می‌باشد.



دیوار برشی

استفاده از دیوار برشی یکی از موثرترین روشها برای مقاوم سازی است. در شکل زیر نمونه‌ای از کاربرد دیوار برشی بتنی برای مقاوم‌سازی یک ساختمان مسکونی در تهران نشان داده شده است. دیوارهای برشی در بیرون ساختمان و در چهار طرف آن اجرا شدند. هر دیوار بر روی دو شمع بتنی درجا تکیه دارد و در تراز سقفها به سقف دوخته می‌شود. همچنین در تمام طول دیوار، اتصال دیوار بتنی و ساختمان از طریق میلگردهای کاشته شده در دیوار تامین شده است.



استفاده از دیوار برشی بتنی برای مقاوم‌سازی یک ساختمان مسکونی در شهرک غرب تهران-۱۳۸۳

میانقاب بتنی

وجود دیوار آجری در داخل قاب فولادی یا بتنی عملاً از جابجایی قاب در صفحه خود جلوگیری کرده و در نتیجه بخشی از نیروی جانبی وارد به قاب به میانقاب منتقل می‌گردد. مشاهدات، تجربیات گذشته و تحقیقات گسترده نظری و آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت و سختی این قابها به مراتب بیش از قاب لخت (بدون میانقاب) است. گزارش جامع نگارنده (۱۹) از تحقیقاتی که از سالهای ۱۹۴۸ تا ۱۹۹۰ در این زمینه صورت گرفته مؤید این واقعیت است که اندرکنش قاب و میانقاب تأثیر غیر قابل اغمازی بر رفتار سازه دارد. به‌طور کلی می‌توان گفت که اندرکنش قاب با میانقاب موجب افزایش سختی و مقاومت از یکسو، و افزایش نرمی (شکل‌پذیری) میانقاب از سوی دیگر می‌شود و در نتیجه خواص لرزه‌ای را به‌طور چشمگیری بهبود می‌بخشد. این ویژگی مهم می‌تواند در کار مقاوم‌سازی به نحو شایسته‌ای بکار گرفته شود. این موضوع نظر این نگارنده را در ۲۰ سال گذشته بخود جلب نموده و اهمیت توجه به میانقاب در مقالات و کتب مختلف از جمله مراجع ۱ و ۲ به تفصیل تشریح شده است. خوشبختانه فیما ۳۵۶ و به تبع

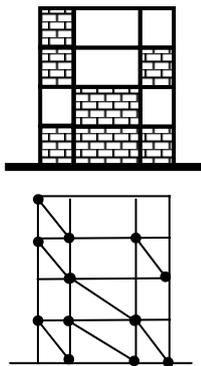
آن دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود این موضوع را در دستور کار قرار داده‌اند و طراحان می‌توانند از میانقاب به عنوان جزء لرزه‌بر استفاده کنند. میانقابها را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد:

۱. میانقاب بنایی غیر مسلح

۲. میانقاب بتنی

۳. میانقاب مرکب

میانقاب بتنی معمولاً مقاومت بسیار زیادتری از میانقاب بنایی دارد اما رفتار آن بسیار ترد و شکننده است. تحقیقات اخیر نشان داده است که با افزودن پوشش سیمانی یا بتنی بر روی میانقاب بنایی، و یا ایجاد یک لایه بتنی در درون آن می‌توان میانقاب چند لایه یا مرکب ایجاد نمود که خواص بسیار جالبی دارد و در واقع ترکیبی از قدرت میانقاب بتنی و شکل پذیری میانقاب بنایی می‌باشد. شکل زیر نمونه ای از آزمایشهای انجام شده در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن بر روی میانقاب مرکب را نشان می‌دهد. با توجه به خواص عالی میانقاب مرکب، نگارنده در سالهای اخیر استفاده وسیعی از آن در طرحهای مقاوم سازی نموده است.

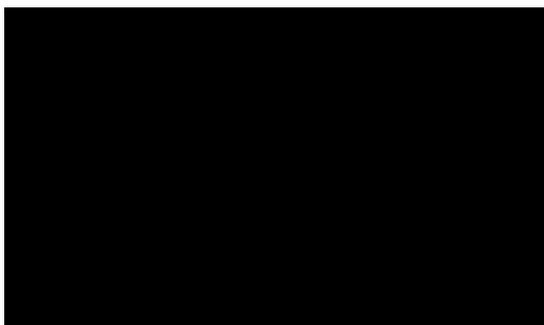
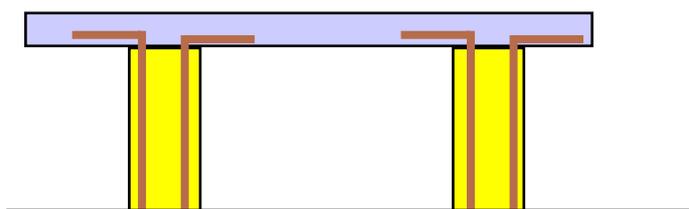


میانقابهای بتنی و مرکب، و نحوه مدلسازی آنها

ساختمانهای آسیب دیده بم و روش دوخت و دوز

زلزله دیماه ۱۳۸۲ موجب تخریب گسترده بناهای شهر بم گردید. بررسی ساختمانهای آسیب دیده در بم نشان داد که اکثر ساختمانها دچار آسیبهای سازه‌ای شدید شده‌اند. با توجه به اینکه اکثر این ساختمانها فاقد هر نوع سیستم کلاسیک لرزه‌بر بودند، در وهله اول به نظر میرسد باید کلاً تخریب و نوسازی شوند اما با توجه به تحقیقات انجام شده در داخل و خارج کشور در سالهای اخیر، راهکارهایی برای تعمیر و مقاوم سازی انواع ساختمانها بدست آمده است که میتواند بکار گرفته شود. از این رو، توجه مسئولان بازسازی بم به این موضوع جلب شد که با بهره‌گیری از یافته‌های محققان میتوان بسیاری از ساختمانهای آسیب دیده را مقاوم ساخت بطوریکه در شرایط کارکرد عادی و زلزله‌های متوسط بطور کامل ایمن گردند و در زلزله‌های بسیار شدید نیز تا حدود زیادی عملکرد آنها بهبود یابد و احتمال فروریزی ساختمان بسیار کم شود. خوشبختانه این موضوع مورد استقبال مسئولان قرار گرفت و امکان استفاده از دانش روز برای حل مشکل ساختمانهای آسیب دیده بم فراهم شد. برای ساختمانهای دارای اسکلت بطور وسیعی از ایده

میانقاب مرکب استفاده شد. برای ساختمانهای بنایی از روش دوخت و دوز استفاده گردید. در این روش، ابتدا سقف با روش خاصی صلب و به کلیه دیوارهای دوخته می‌شود. تعدادی از این دیوارها به عنوان دیوار برشی اصلی با استفاده از روکش سیمانی تقویت می‌شوند و بدین ترتیب سقف وظیفه انتقال کلیه نیروهای اینرسی ناشی از اتکای تیغه‌ها و وزن خود را به دیوارهای برشی اصلی بر عهده خواهد داشت.



استفاده از سیستم دوخت و دوز برای مقاوم‌سازی ساختمانهای بچ



مراجع

۱. مقدم، حسن، مهندسی زلزله، مبانی و کاربرد، انتشارات فراهنگ، فروردین ۱۳۸۱
۲. مقدم، حسن، طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۳
۳. مقدم، حسن، طرح لرزه‌ای پلها، انتشارات مرکز تحقیقات راه و ترابری، ۱۳۷۵
۴. مقدم، حسن، مهندسی زلزله، انتشارات مرکز تحقیقات راه و ترابری، ۱۳۷۵
5. Moghaddam, H. A., Dowling, P.J, Ambraseys, N.N, 1988, shaking table study of brick masonry infilled frames subjected to seismic excitations, Proc 9th World Conf on Earthquake Eng, Tokyo, Vol VIII, pp 913-918.
6. Arduini, M.; and Nanni, A., 1997, Parametric Study of Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement, ACI STRUCTURAL JOURNAL, V.94, Sep-Oct 1997, pp.493-501.
7. Khalifa, A.; Belarbi, B.; and Nanni, A., 2000, "Shear Performance of RC Members Strengthened with Externally Bonded FRP Wraps," Proc., 12th World Conference on Earthquake Engineering, Jan 30 - Feb 04, 2000, Auckland, New Zeland, pp.305-315.
8. Saadatmanesh, H.; and Ehsani, M., R., 1990, Fiber Composite plates Can Strengthen Beams, Concrete International : Design & Construction, V.12, No.3, Mar.1990, pp.65-71.
9. Quantrill, R. J. & Hollaway L. e. and Throne A. m., 1996, Part 1. Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response. Mag. concrete Res. 48 (177), 331-342.
10. Hutchinson, A. R. and Rahimi, H., 1993, Behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded fiber reinforced plastics, Proc 5 Th International Conference on structural faults and repair, university of Edinburgh, vol 3, pp.221-228.
11. Shahrooz, B., M.; Boy, S.; and Baseheart, M., 2002, Flexural Strengthening of Four 76-year-old T-beams with various Fiber-Reinforced Polymer Systems: Testing and Analysis, ACI STRUCTURAL JOURNAL, V.99, No.5, September-October, pp.681-691.
12. ACI Committee 440, 2R-02, Systems for Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Strengthening Concrete Structures.
13. ISI Canada, 2001, Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers, ISIS Canada Corporation, Manual No. 4, Septerber.
14. Wakabayashi, M., 1986, Design of earthquake resistant buildings, McGraw Hill.
15. Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G., Hognestad, E., 1973, Design provisions for shear walls, J. ACI, 70(3), 221-230.
16. Paulay, T., Park, R., Priestley, M.J.N., 1978, Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions, J. ACI, 75(11), 585-593.
17. Mehdizad, S, Moghaddam, H., 2005, behaviour of square concrete columns strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips, Proc of the International conference on concrete repair, rehabilitation and retrofitting, Cape Town, South Africa, 21-23 Nov, pp1273-1278.
18. Moghaddam, H, Mehdizad, S, behaviour of square concrete columns retrofitted with CFRP and AFRP, 1st European Conf on Earthquake Eng and Seismology, Geneva, Switzerland, Sept 2006.
19. Moghaddam, H. A., Dowling, P.J, 1987, The state-of-art in infilled frames, ESEE report, No 87-2, Imperial college, London.

20. FEMA 356, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2001.
21. ATC (Applied Technology Council), 1978, Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings (ATC 3-06), Nat Bur Stand Spec Publ 510, Washington



مطالعات بهسازی در مجتمع‌های صنعتی و تست‌های مربوطه با تأکید بر آزمایش‌های غیرمخرب

حسین رجایی، استادیار گروه مهندسی و مدیریت ساخت، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر*
rajaieh@aut.ac.ir

وحید شاه‌حسینی، دانشجوی دکتری مدیریت ساخت، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر**
shahhosseini@aut.ac.ir

مهدی روانشادنی، دانشجوی دکتری مدیریت ساخت، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر***
ravanshadnia_m@yahoo.com

چکیده :

انتخاب روش‌های آزمایش برای ارزیابی مشخصات مصالح جهت مطالعات بهسازی از اهمیت خاصی برخوردار است و در این رابطه بررسی میزان خسارت ناشی از آزمایش به سازه، هزینه، سرعت انجام و قابل اعتماد بودن نتایج لازم است مدنظر قرار گیرد. با توجه به روش‌های متنوع جهت انجام آزمایشات، سهولت دسترسی به موقعیت، حمل تجهیزات و ایمنی آزمایشگر در مراحل انجام آزمایش از پارامترهای مهم در انتخاب نوع آزمایش می‌باشد.

در این مقاله مزایا و معایب آزمایشات مخرب و غیرمخرب به منظور انجام مطالعات بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته و در نهایت با عنایت به امتیازات عمده آزمایشات غیرمخرب، این گزینه نسبت به آزمایش‌های مخرب توصیه شده است.

واژه‌های کلیدی : مطالعات بهسازی، آزمایش‌های غیرمخرب، ارزیابی وضعیت موجود، مشخصات مصالح

۱- مقدمه

هدف از بهسازی لرزه‌ای، انجام ارزیابی وضع موجود سازه و ارائه راهکارهای لازم تا رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر ساختمان برای سطح خطر معینی از زلزله می‌باشد. در این رابطه لازم است ترتیبی اتخاذ شود که اطلاعات مربوط به خواص مهندسی مصالح به کار رفته و نحوه استقرار اعضای سازه‌ای و اتصالات آنها به یکدیگر برای استفاده در تحلیل مشخص شود. بدین منظور اطلاعات لازم از طریق اسناد و مدارک فنی (در صورت موجود بودن)، یا با انجام آزمایش‌های ضروری می‌بایست تعیین گردد. بطور کلی این اطلاعات در دو دسته مشخصات مصالح مورد استفاده در ساختمان و مشخصات اعضای سازه‌ای طبقه‌بندی می‌شود.

حتی در صورت وجود مدارک و مستندات فنی برای مصالح در دوره ساخت و آگاهی از کرانه پایین مشخصات مصالح، لازم است برای کلیه ساختمان‌های در دست مطالعه اعم از فولادی، بتنی و بنایی تعداد حداقلی آزمایش صورت گیرد. [۱] ارزیابی مشخصات مکانیکی مصالح با انجام آزمایش‌های مخرب و آزمایش‌های غیر مخرب را می‌توان تعیین نمود. مطالعاتی وسیعی در زمینه انجام آزمایشات مخرب برای ارزیابی مشخصات مصالح انجام شده ولی امروزه با ابداع تکنیک‌ها و روش‌های آزمایش غیر مخرب، بکارگیری از روش‌های کم هزینه، سریع، دقیق و عملی در مطالعات بهسازی، لازم می‌باشد. [۲ و ۳ و ۴]

۲- آزمایشات مخرب و غیرمخرب

با توجه به آگاهی از اطلاعات تولید مصالح و توانایی پیمانکاران، آزمایش‌های مخرب برای ساختمان‌های در دست احداث، مراحل تحلیل و دوره ساخت، در عملیات اجرایی بسیاری از پروژه‌ها به صورت سیستماتیک انجام می‌پذیرد. به طور کلی در مرحله ساخت این آزمایشات دارای نتایج قابل پذیرشی می‌باشند و در این رابطه دسترسی به نمونه‌ها به سهولت انجام‌پذیر می‌باشد. با عنایت به دسترسی آزمایشگاه‌ها در دوره اجرا، تامین هزینه‌های آزمایش در عملیات اجرای پروژه و وجود سیستم کنترل کیفیت در عملیات اجرایی ملاحظه می‌شود نتایج حاصله از آزمایشات از قابلیت اعتماد بالایی برخوردار می‌باشد. متأسفانه جهت ارزیابی مشخصات مصالح برای ساختمان‌هایی که در دست مطالعات بهسازی قرار می‌گیرند، تمهیدات فوق به سهولت در دسترس نیست و دارای مشکلاتی به شرح زیر می‌باشد:

- انتخاب محل آزمایش به طوری که نتایج آزمایش با قابلیت اعتماد بالا قابل تعمیم به اجزای مختلف باشد.
- با عنایت به کاربری ساختمان در دوره بهره‌برداری عملاً امکان دسترسی به موقعیت آزمایش بعضاً مشکل و غالباً نشدنی است. و عمدتاً موجب وقفه در بهره‌برداری از بخش‌های مختلف ساختمان می‌گردد.
- به منظور دسترسی به نمونه قابل اعتماد برای آزمایش تجهیزات خاص مورد نیاز می‌باشد و حضور نیروی انسانی آموزش دیده و متخصص اجتناب ناپذیر است.
- در بسیاری از موارد به علت صعوبت دسترسی به محل نمونه‌گیری و استفاده از تجهیزات خاص امکان تهیه نمونه با ابعاد مناسب جهت آزمایش امکان‌پذیر نیست.
- به طور کلی با توجه به اعمال بار به اعضای مختلف ساختمان، اجزای سازه در دوره بهره‌برداری تحت تاثیر تنش‌های مختلف قرار گرفته و عملاً آثار تنش‌های ناشی از بارگذاری در نمونه‌های تهیه شده حذف می‌گردد و قطعاً در ارزیابی مشخصات مصالح تاثیر گذار می‌باشد.
- با توجه به امکانات و ابزار مورد استفاده جهت تهیه نمونه‌ها، امتداد تنش‌های وارد به نمونه در مرحله آزمایش مطابق امتداد تنش‌های وارده در دوره بهره‌برداری نمی‌باشد.
- با توجه به تمهیدات مورد نیاز جهت دسترسی به موقعیت نمونه و تجهیزات لازم ملاحظه می‌شود که تهیه نمونه در دوره بهره‌برداری برای بخشی از ساختمان وقفه ایجاد می‌گردد که با توجه به نوع بهره‌برداری هزینه‌های توقف در تولید و استفاده از ساختمان را در پی خواهد داشت. در این رابطه لازم است هزینه تهیه نمونه‌ها و سرعت انجام آزمایش نیز مورد توجه قرار گیرد.



- با توجه به میزان تنش‌های وارده به محل تهیه نمونه‌ها، در بسیاری از حالات امکان ترمیم موقعیت نمونه‌ها به شیوه صحیح برای ساختمان مورد تحلیل اجرایی نبوده و می‌تواند در نقاط کلیدی نقاط ضعفی برای سازه ایجاد نماید که قطعاً با اهداف بهسازی لرزه‌ای سازگار نمی‌باشد.
 - در مواردی که مسائل دوام مصالح در سازه مطرح می‌باشد، تهیه نمونه‌ها برای آزمایشات مربوطه با مشکل مواجه خواهد شد و احتمالاً نتایج مشخصات مصالح در آزمایشگاه با واقعیت همخوانی ندارد.
- با توجه به پیشرفت تکنولوژی و تولید تجهیزات آزمایشگاهی برای آزمایشات غیر مخرب بسیاری از مشکلات فوق‌الذکر به هنگام استفاده از این تجهیزات کاهش می‌یابد. در این رابطه با عنایت به سهولت استفاده از تجهیزات آزمایشات غیرمخرب، می‌توان نسبت به افزایش تعداد آزمایش‌ها اقدام نمود و در واقع با داشتن داده‌های بیشتر، نتایج قابل اعتمادتر برای مشخصات مصالح در اختیار قرار گیرد. لازم به ذکر است با عنایت به سیستم‌های پیشرفته این تجهیزات، کالیبره شدن بموقع آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار بوده و بهره‌گیری از افراد متخصص و آموزش دیده در مراحل آزمایش قویاً لازم می‌باشد و مهمتر از آن توانایی آنها در تفسیر نتایج و تطابق آن با واقعیت سازه بایستی مورد توجه قرار گیرد.

۳- آزمایشات ارزیابی مشخصات مصالح در سازه‌های بتنی

مهمترین پارامترها در برنامه‌ریزی مربوط به انتخاب آزمایش‌ها در تعیین مشخصات مصالح، میزان خسارت ناشی از آزمایش، هزینه، سرعت انجام و قابل اعتماد بودن نتایج آزمایش‌ها می‌باشد. همچنین باید تاثیر روش‌های متنوع آزمایش، سهولت دسترسی به موقعیت، حمل تجهیزات و ایمنی آزمایشگر در هنگام آزمایش مد نظر قرار گیرد. انتخاب روش، متناسب با محدودیت‌های عملی انواع روش‌ها صورت می‌پذیرد. ابتدا می‌بایست روشی انتخاب شود که کمترین میزان تخریب را داشته باشد و بتوان بوسیله آن مشخصات مصالح نواحی بحرانی در اعضای ساختمان را کشف نمود. به دلایل فوق ملاحظه می‌شود در این رابطه برای مطالعات بهسازی، انجام آزمایش‌های غیر مخرب گزینه مناسبی می‌باشند. پس از تشخیص نواحی بحرانی در صورت امکان لازم است نمونه‌ای از آزمایشات مخرب به منظور ارزیابی نتایج مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱- آزمایش‌های مخرب

در آزمایش‌های مخرب برای نمونه برداری باید مقاطعی انتخاب شود که به لحاظ شرایط بارهای ثقلی و تخمین شرایط بارهای ناشی از زلزله، تحت کمترین تنش‌ها قرار می‌گیرند تا تاثیر تنش‌های ناشی از بهره‌برداری بر روی مقاومت نمونه کسب شده به حداقل کاهش یابد. آزمایش مغزه‌گیری به عنوان یکی از آزمایش‌های مخرب، دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:

- وجود محدودیت برای اندازه و خواص مغزه نمونه گرفته شده به طوری که تمامی خصوصیات مورد انتظار قابل تامین باشد و به سازه کمترین خسارت وارد آید.
- مغزه‌گیری باید بعد از تعیین و تخمین محل استقرار میلگردها به نحوی انجام شود که در عملیات مغزه‌گیری آسیبی به میلگردها وارد نشود. برای تخمین محل میلگردها باید از آزمایش‌های غیرمخرب چون دستگاه میلگرد یاب استفاده شود تا به عضو خسارتی وارد نشود.



- پس از مغزه‌گیری باید محل مغزه توسط بتن یا ملاتی که خواص مکانیکی آنها حداقل در حد مشخصات بتن موجود باشد، پر و ترمیم گردد. در حالی که ملاحظه می‌شود در آزمایش‌های نیمه‌مخرب مانند آزمایش کندن که آسیب جدی به سازه وارد نمی‌کند، ترمیم سطحی آن کافی است.
 - با توجه به ابعاد نمونه تهیه شده لازم است مقاومت به دست آمده از مغزه‌گیری کالیبره شده و به روش قابل قبولی به مقاومت فشاری بتن تبدیل گردد.
 - پیش‌بینی‌های احتمالی برای اعضای با شرایط بحرانی می‌بایست صورت گیرد تا به دلیل تنش‌های وارده بر اثر نمونه‌گیری در دوره بهره‌برداری برای سازه مشکلی ایجاد نشود.
- آزمایش‌های مغزه‌گیری معمولاً دقیق‌ترین نتایج را برای مقاومت در جای یک سازه ارائه می‌نمایند اما انجام این آزمایش‌ها معمولاً موجب وارد آمدن خسارت‌هایی به اعضای سازه شده، به کندی صورت گرفته و گران قیمت نیز می‌باشند. به همین دلیل فقط در هنگام ضرورت از آنها استفاده می‌کنند. در مغزه‌ها باید معادل نمونه مکعبی را برای طول مغزه، جهت مغزه‌گیری، آرماتورها و حد جاری شدن آنها تصحیح کرد. یکی از مهمترین موارد مصرف این روش استفاده از آن در کالیبراسیون روش‌های غیر مخرب است. چنانچه از میلگردهای موجود در سازه ساختمان برای آزمایش استفاده شود لازم است برای مرمت از میلگردهای جایگزین وصله‌هایی که موجب پیوستگی میلگردهای مقطع مورد نظر شود، استفاده کرد تا خللی در مقاومت مقطع سازه ایجاد نگردد.

۳-۲- آزمایش‌های غیرمخرب

با توجه به رشد تکنولوژی و توسعه ساخت تجهیزات آزمایشات غیر مخرب ملاحظه می‌شود که آزمایش‌های غیرمخرب می‌تواند در تعیین مشخصات مکانیکی بتن مورد استفاده وسیع قرار گیرد. تعدادی از آزمایشات غیر مخرب عبارتند از آزمایش فرا صوت (اولتراسونیک) بر طبق استاندارد، روش مقاومت نفوذ (میله وینسور)، روش سختی سطحی و برگشت. آزمایش‌های غیر مخرب با توجه به محدودیت‌های کالیبره شدن و نیروی انسانی متخصص عملاً نباید به طور کامل جایگزین آزمایش‌های مخرب شوند ولی باید به صورت مستدل جایگزین برخی از آزمایش‌های مخرب شوند و میزان انجام آزمایشات مخرب را به حداقل ممکن برسانند. آزمایش‌های غیرمخرب، دارای مزایایی به شرح زیر می‌باشد:

- آزمایش‌هایی نظیر اندازه‌گیری سختی سطح و اندازه‌گیری سرعت امواج، نه تنها هیچ گونه اثر تخریبی ندارند، بلکه ارزان و سریع نیز می‌باشند که این خود موجب می‌شود تا از هر نظر برای ارزیابی مقایسه‌ای مناسب باشند.
- میزان دقت لازم برای پیش‌بینی مقاومت سازه، تاثیر بسزایی در انتخاب نوع آزمایش دارد که البته میزان دقت علاوه بر وابستگی به انتخاب نوع آزمایش، بستگی کامل به انتخاب محل مناسب بر روی عضو به منظور انجام آزمایش دارد.
- در تخمین مقاومت در محل، برآورد مناسب سازه‌های هنگامی امکان پذیر است که موقعیت‌های انتخاب شده، نقاط تنش بحرانی در عضو باشند. در این صورت قادر خواهیم بود توزیع مقاومت در عضو را به خوبی تعیین نماییم.
- مقاومت بتن درجا در طول اعضا به خاطر تفاوت در تراکم و عمل‌آوری، متفاوت خواهد بود و این اثر می‌تواند ناشی از تهیه غیر یکنواخت مصالح نیز باشد. همچنین آثار تراکم و عمل‌آوری مخصوصاً به روش‌های ساخت بستگی دارد، در عین حال به صورت بسیار نزدیکی به نوع عضو و موقعیت انتخاب شده در عضو نیز وابسته است.

• با کالیبره کردن نتایج آزمایش‌های غیرمخرب با آزمایشات مخرب می‌توان از آنها در تعیین مشخصات مصالح بیشترین استفاده را نمود.

میزان محاسبه‌ای که لازم است تا پارامترهای مقتضی را در یک شرایط خاص آزمایش تعیین نماید بستگی به روش آزمایش دارد. اما این خود نیز تابع درک صحیح و کامل کل فرآیند است. سرعت امواج صوتی باید برای آثار ناشی از آرماتورها اصلاح شوند و آزمایش‌های بیرون کشیدن، مقاومت در برابر نفوذ و سختی سطحی باید برای بدست آوردن مقدار متوسط معدل‌گیری شوند. نباید اطلاعاتی استخراج شوند که خواصی غیر از آن چیزی که مستقیماً اندازه‌گیری شده در بر داشته باشند.

تعیین حداقل نمونه‌های مورد نیاز، بستگی به نوع برنامه‌ای که در آن برنامه قرار است مشخصات مکانیکی مصالح تعیین گردد، دارد مثلاً اگر قرار است در یک برنامه متعارف و معمول، این مشخصات تعیین شود، تعداد نمونه‌ها با نمونه‌هایی که در یک برنامه جامع و کامل لازم است متفاوت خواهد بود. پس اگر برنامه گردآوری اطلاعات در حد متعارف باشد تعداد کمتر است ولی برای یک برنامه جامع تعداد بیشتر خواهد بود. حداقل تعداد آزمایش در حالت کلی به عواملی مانند موارد زیر بستگی دارد:

- سن ساختمان
- ابعاد ساختمان
- امکان دسترسی به اعضای سازه‌ای
- وجود فرسایش و گسترده‌گی آن در اعضا
- دقت مورد نیاز
- هزینه انجام آزمایش‌ها
- میزان اطلاعات معتبر

۴- آزمایشات ارزیابی مشخصات مصالح در سازه‌های فولادی

برای ارزیابی ظرفیت اعضا و اتصالات و مشخصات مصالح فولادی، حداقل اطلاعات زیر مورد نیاز است: [۵ و ۶]

- تنش حد تسلیم، تنش حد نهایی و ضریب ارتجاعی مصالح مینا.
 - تنش حد تسلیم، تنش حد نهایی مصالح اجزای اتصال.
 - قابلیت جوش‌پذیری مصالح مینا و اجزای اتصال و نیز تغییر شکل نسبی نهایی مصالح با تعیین کرنش معادل مصالح مینا.
- مشخصات مصالح باید با نمونه‌برداری از مصالح در نواحی کم تنش انجام گیرد. برای آزمایش پیچ یا پرچ باید پیچ مناسبی را قبلاً جایگزین نمود و نمونه‌برداری از یک اتصال جوش باید با مرمت آن اتصال همراه باشد.

۴-۱- آزمون‌های کیفی اتصالات جوشی

آزمون‌های مورد استفاده برای ارزیابی کیفیت اتصالات جوشی به صورت آزمون‌های مخرب، آزمون‌های غیرمخرب، آزمون‌های

عینی دسته‌بندی می‌شوند.



۴-۲- آزمون‌های مخرب

در آزمون‌های مخرب که در واقع آزمون‌های مکانیکی از قبیل کشش، خمش، ضربه و آزمون‌های متالوگرافی و آنالیز شیمیایی می‌باشند، نیاز به تهیه نمونه از قطعه جوشکاری شده و یا نمونه بریده شده از قطعه آزمایش می‌باشد. نمونه آزمون در زمان آزمایش تخریب شده و قابل استفاده نمی‌باشد.

۴-۳- آزمون‌های غیرمخرب

آزمون‌های غیر مخرب آزمون‌هایی هستند که موجب تخریب جوش یا قطعه مورد آزمون نمی‌شوند این آزمون‌ها عبارتند از:

آزمون فرا صوتی یا آلتراسونیک

در این آزمایش امواج فراصوتی منتشر داده شده به قطعه مورد نظر، در صورت برخورد با هرگونه تغییر تراکم داخلی منعکس می‌شوند و مشخصات مصالح ارزیابی می‌گردد. اکثر مصالح با این روش قابل ارزیابی می‌باشند در صورتی که سطح قطعه و امواج ارسالی از کیفیت خوبی برخوردار باشند. مزایای این روش عبارتند از:

- نتایج دقیق و بسیار حساس را به سرعت ارائه می‌نماید
- ضخامت، عمق و نوع نقص و ترک با استفاده از این روش قابل تعیین می‌باشند.
- این روش دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:
- نتایج به صورت دائمی در دسترس نمی‌باشند و بایستی ثبت شوند.
- فرسایش مواد، کیفیت سطح نمونه و تنش‌های بهره‌برداری در نتایج آزمایش تاثیرگذارند.

آزمون رادیوگرافی

در این آزمون نوع و محل عیوب داخلی و بسیار ریز جوش بر روی فیلم‌های عکاسی نمایان می‌شود. اکثر مواد با اشکال و ساختار مختلف توسط این روش قابل ارزیابی می‌باشند. مزایای این روش عبارتند از:

- نتایج دائمی و با حساسیت بالا از مصالح بدست می‌آید.
- قابلیت استفاده به طور گسترده و بازرسی حجمی نمونه را داراست.
- این روش دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:
- نتایج آزمایش وابسته به ضخامت مصالح می‌باشد و در صورت محدودیت در ضخامت به توزیع چگالی در جسم وابسته است.
- خطر پرتوافکنی در آزمایش وجود دارد.

آزمون ذرات مغناطیسی

این آزمون برای بررسی عیوب سطوح اتصال در جوش بکار می‌رود. با استفاده از این روش معایبی از قبیل ترک‌های سطحی، ذوب ناقص، تخلخل، بریدگی کناره جوش، نفوذ ناقص ریشه جوش و اختلاط سرباره کنترل می‌شوند. این روش محدود به مواد فرومغناطیس نظیر فولاد و چدن بوده و امکان استفاده از آن برای مواد غیرمغناطیسی مانند فولاد ضد زنگ، آلومینیوم و مس وجود ندارد. مزایای این روش عبارتند از:

- کاربرد آسان روش نسبت به دیگر آزمون‌ها
- تجهیزاتی و مواد مصرفی نسبتاً ارزان می‌باشند.
- نتایج با حساسیت با و به سرعت قابل مقایسه با نتایج آزمون مایع نافذ است.



این روش دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:

- فقط سطوح و مقداری از زیر سطح قطعه قابل شناسایی است.
- فقط برای مواد فرومغناطیسی قابل انجام است.

آزمون جریان‌های گردابی

در این روش از انرژی الکترومغناطیسی جهت آشکارسازی معایب و نواقص فلز پایه و فلز جوش استفاده می‌شود. این روش هم برای مواد فرومغناطیسی و هم برای مواد غیرمغناطیسی قابل استفاده بوده و از کاربرد وسیعی در بازرسی اتصالات جوشی خطوط لوله برخوردار است. با استفاده از این روش می‌توان عیوبی از قبیل تخلخل، نفوذ یا اختلاط گل جوشکاری، ترک و ذوب ناقص فلز را آشکار نمود. مزایای این روش عبارتند از:

- آزمایش ساده، فراگیر و حساس می‌باشد.
- آزمون در صورت نبود اتصال قابل انجام می‌باشد.
- به سادگی به شرایط محل وفق پذیر است.
- این روش دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:
- متغیرهای آزمایش می‌بایستی کشف و کنترل شوند.
- عمق نفوذ سطحی بوده و فقط معایب سطحی قابل شناسایی هستند.

مایع نافذ

در این آزمایش با اسپری لایه نازکی از مایع نافذ چون رنگ مرئی و فلورسنت بر روی قطعه انجام می‌گیرد. این مایع در داخل عیوب سطحی نفوذ می‌نماید و امکان بازرسی از معایب را فراهم می‌نماید. مزایای این روش عبارتند از:

- آزمایش نسبتاً آسان بوده و مواد آن ارزان می‌باشند.
- نتایج بسایر حساس بوده و کاملاً فراگیر می‌باشند.
- نیاز به حداقل آموزش برای نیروی انسانی در این آزمون نسبت به دیگر آزمون‌ها دارد.
- این روش دارای محدودیت‌هایی به شرح زیر می‌باشد:
- معایب سطحی فقط قابل ارزیابی می‌باشند.
- شرایط سطحی قطعه باید صاف و بدون هرگونه مواد زائدی باشد.

بازرسی چشمی

در این بازرسی سطح جوش و فلز پایه پیرامون به دقت مورد بازرسی و بازبینی قرار می‌گیرد. بازرسی چشمی عموماً توسط بازرسین جوشکاری و ناظرین مجرب صورت می‌گیرد. تمامی جوش‌ها باید مورد بازرسی چشمی قرار گرفته و در صورت مطابقت با شرایط زیر مورد پذیرش واقع می‌شوند:

- عاری بودن از هرگونه ترک
- امتزاج کامل فلز جوش و فلز پایه و امتزاج کامل لایه‌ها و پاس‌های مجاور
- عاری بودن چاله‌های انتهایی جوش از ترک‌های ستاره و پر شدن کامل سطح مقطع آنها
- دیگر کنترل‌های ظاهری



۴-۴- حداقل تعداد آزمایش

حداقل تعداد آزمایش‌ها به نوع برنامه تعیین مشخصات مصالح بستگی دارد. در آزمایش‌های متعارف در صورتیکه مدارک فنی معتبر از نتایج آزمایش‌ها موجود نباشد و یا ناقص باشند. انجام حداقل یک آزمایش کششی از هر نوع از اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند و اجزای تقویت و اتصالات) از اعضای که حتی‌المقدور تکراری می‌باشند لازم خواهد بود. در آزمایش‌های جامع در صورت وجود مدارک فنی معتبر از نتایج آزمایش‌های مصالح، انجام حداقل دو آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند و اجزای تقویت و اتصالات) از اعضای که حتی‌المقدور تکراری می‌باشند لازم خواهد بود.

جهت انجام مطالعات سازه، اطلاعات زیر برای اعضاء و اتصالات سازه باید مشخص گردد.

- ابعاد و ضخامت اعضاء، همچنین ورقهای پوششی، مهاربندها و سخت کننده‌ها.
- سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اینرسی، خواص پیچشی اعضاء در مقاطع بحرانی
- موقعیت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها بنحویکه اجرا شده‌اند.
- شرایط فیزیکی فلز مینا و اجزای اتصال شامل بررسی تغییر شکل‌ها و آسیب دیدگی‌های موجود

۵- نتیجه‌گیری

استفاده از آزمایشات غیرمخرب در صورت وجود نسبت کالیبراسیون، تجهیزات آزمایشگاهی و نیروی انسانی آموزش دیده و خیره دلیل دارا بودن مزایای این آزمایشات در قابلیت اطمینان بالای نتایج، سرعت انجام، هزینه پایین و خسارات کم وارد به سازه نسبت به آزمایشات مخرب می‌تواند جایگزین آزمایشات مخرب در انجام مطالعات بهسازی لرزه‌ای قرار گیرد و با انجام مطالعات بر روی نتایج حاصل از این آزمایشات، دستورالعمل‌های مطالعات بهسازی در جهت بهبود استفاده از امکانات، تجهیزات و منابع مالی مورد بازنگری قرار گیرند.

۶- مراجع

[۱]. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و تفسیر آن، سال ۱۳۸۱، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور و

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

[2]. Guidelines for Earthquake Resisting Design, Construction and Retrofitting of Building, United Nation Center for Regional Development, 2003

[3]. NEHRP Commentary on the Guidelines for the seismic Rehabilitation of Building (FEMA274), October 1997, Washington D.C. USA.

[4]. Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by American society of civil engineers (ASCE), for Federal Emergency Management Agency (FEMA356), November 2000, Washington D.C. USA.

[5]. Don E.B., Roderic K.S. Nondestructive evaluation: a tool in design, manufacturing, and service, 1997, CRC Press.

[6]. Guidelines for Earthquake Resisting Non-Engineered Construction, International Association for Earthquake Engineering, 2004



آزمایشهای مهم و موثر غیرمخرب برای شناسایی سیستم‌ها و مصالح مجتمع‌های صنعتی

علیرضا خالو، استاد سازه و زلزله، دانشگاه صنعتی شریف

چکیده:

آزمایش‌های غیرمخرب، به جهت سهولت انجام و هزینه نسبتاً پایین، نقش گسترده‌ای در تعیین خواص مصالح، اعضا و اتصالات سازه‌ها یافته‌اند. با انجام آزمون‌های غیرمخرب، بدون ایجاد تأثیر زیان‌آوری بر سازه‌ها و تجهیزات، در موارد بسیاری می‌توان به خصوصیات مصالح و اعضای سازه، مشخصات هندسی، ابعاد مقاطع، اندازه و محل آرماتورها، نقایص ناشی از مشکلات اجرایی، میزان آسیب دیدگی‌ها و .. با قاطعیت و اطمینان دست یافت. آزمون‌های غیرمخرب به طور کلی به دو دسته تقسیم می‌شوند؛ (۱) آزمون‌های سازه‌های بتن‌آرمه و (۲) آزمون‌های سازه‌ها و تجهیزات فولادی. در واقع، در مورد آزمون‌ها تفاوت خاصی بین سیستم‌ها و مصالح به کار رفته در مجموعه‌های صنعتی با سازه‌های معمول وجود ندارد. در این مقاله ضمن بیان جایگاه آزمون‌های غیرمخرب (NDT) در شناسایی خواص سازه‌ها، مهم‌ترین و کاربردی‌ترین روش‌های آن ارائه شده‌اند. همچنین به منظور دستیابی به نتایج قابل اطمینان و ارزیابی دقیق سازه‌ها و تجهیزات، پیشنهادهای ارائه شده است.

مقدمه:

مجتمع‌های صنعتی به لحاظ کاربرد و میزان سرمایه هزینه شده اهمیت ویژه‌ای دارند. انجام مطالعات مناسب در انتخاب طرح‌های اولیه از یک سو، و نگهداری، تعمیر و تقویت آنها از سوی دیگر می‌تواند سبب افزایش عمر مفید و بهره‌برداری بیشتر از آنها شود. تجربه نشان داده است با وجود طراحی سازه‌های صنعتی برای عمر مفید طولانی و نیز محافظه کارانه بودن ضوابط طراحی در آیین نامه‌های قدیمی تر در غالب موارد، آسیب‌پذیری این سازه‌ها در شرایط محیطی نامناسب و یا در اثر اعمال بارهای پیش‌بینی نشده در خور توجه است. از این رو لازم است تأسیسات و سازه‌های مهم با توجه به شرایط و نیازهای جدید مورد ارزیابی قرار گرفته و در صورت لزوم بهسازی و تقویت شوند.

مجتمع‌های صنعتی دربرگیرنده سازه‌های (ساختمان‌های) بتنی و فولادی مختلف نظیر ساختمان‌های اداری، انبار، کارگاه، آتش‌نشانی، بهداری، آزمایشگاه، تولید، کنترل و پست برق که از سازه‌های همانند سازه‌های معمول برخوردارند. تجهیزات بخش عمده‌ای از سازه‌ها

را در این مجتمع‌ها تشکیل می‌دهند همانند مبدلها، پمپ‌ها و وسلها. این تجهیزات بر پایه پداستال و یا قابهای فولادی (سازه نگارنده) مستقر هستند. سازه تجهیز به صورت پیش ساخته یا در جا ساخته می‌باشند و با تستهای مختلف در زمان ساخت، نصب و بهره برداری به دفعات کنترل می‌شوند.

قبل از انجام هر اقدامی در خصوص تقویت سازه‌ها و تأسیسات، لازم است اطلاعات درستی از وضعیت موجود مصالح، اعضا و اتصالات آنها در دست داشت. مقاومت مکانیکی و خواص سازه‌های مهندسی سازنظیر سازه‌های فولادی و بتن مسلح معمولاً در مدارک ساخت آنها موجود است. این اطلاعات کمک بزرگی در ارزیابی اولیه سازه می‌کند. گام بعدی در تعیین مشخصات سازه‌ها بررسی‌های چشمی است که می‌تواند نیاز یا عدم نیاز به بررسی‌های دقیق تر را آشکار کرده و روشهای مربوط را تعیین کند.

مطمئن‌ترین راه اطلاع از وضعیت موجود سازه به ویژه در مواردی که اطلاعات و مستندات لازم در خصوص خواص مصالح و اجرا در دست نیست انجام آزمایش می‌باشد که به دو صورت مخرب و غیرمخرب است. آزمایش‌های غیرمخرب^۱ (NDT) معمولاً توسط وسایل سبک و قابل حمل آزمایشگاهی و بدون تأثیر زیان‌آوری بر اعضای سازه و اتصالات انجام می‌شوند. این آزمایشات بر مبنای روشهای متفاوت فراصوتی، رادیوگرافی، مغناطیسی، الکتریکی و ... صورت می‌گیرند.

آزمایشات مخرب نیز نقش تعیین کننده‌ای در شناسایی خواص مصالح و اعضای سازه ایفا می‌کنند. در مواردی که اطلاعات و مستندات لازم در خصوص خواص مصالح و اجرا در دست نیست، انجام حداقل آزمایش‌های مخرب لازم است. در این روش لازم است نمونه‌برداری از قسمت‌های غیربحرانی صورت گیرد و بعد از نمونه‌برداری سازه ترمیم گردد. به طور کلی آزمایش‌های مخرب پر هزینه‌تر و نیازمند زمان بیشتر نسبت به آزمایش‌های غیرمخرب می‌باشند. این مقاله مهم‌ترین و کاربردی‌ترین آزمایش‌های غیرمخرب برای انواع سازه‌ها و تجهیزات ارائه شده است. همچنین پیشنهادهای جهت انجام هر چه بهتر آزمایشات و بالابردن قابلیت اطمینان نتایج ارائه گردیده است.

۱- سازه‌های بتن آرمه

تعداد و نوع آزمایش‌های لازم برای تعیین خواص مصالح و اعضای سازه‌های بتن آرمه به دقت اطلاعات سازه‌ای موجود و نیز، کیفیت و شرایط فیزیکی مصالح و اجزای سازه بستگی دارد. برای ارزیابی ظرفیت اعضا و اتصالات بتنی موجود، حداقل به اطلاعات زیر نیاز می‌باشد:

الف- ابعاد مقاطع بتنی و تعداد و آرایش آرماتورها و تاندها

ب- مقاومت فشاری و ضریب ارتجاعی بتن

ج- تنش تسلیم و مقاومت نهایی آرماتورها و تاندها

د- میزان خرابی و آسیب‌های موجود در مقطع شامل ترک خوردگی بتن و خوردگی آرماتورها



برای به دست آوردن اطلاعات فوق از انواع آزمایشهای غیرمخرب و مخرب استفاده می‌شود. آزمایشهای غیرمخرب نباید به طور کامل جایگزین آزمایشهای مخرب شوند ولی می‌توانند از تعداد آزمایشهای مخرب لازم بکاهند. حداقل تعداد آزمایشهای لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگردها با توجه به ضوابط «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» و یا سایر استانداردهای معتبر بین‌المللی تعیین می‌شود.

۱-۱- بازرسی چشمی

به طور معمول بازرسی چشمی اولین گام در ارزیابی یک سازه بتنی به شمار می‌رود. این روش به عنوان روش ساده و سودمند نقش مهمی در جهت‌گیری و تعیین آزمایشهای مخرب و غیرمخرب ایفا می‌کند. کیفیت انجام بازرسی‌های چشمی به دانش و تجربه شخص بازدیدکننده بستگی دارد.

بازرسی‌های چشمی دارای محدودیت‌های قابل توجهی می‌باشد. از آن جمله می‌توان به مشاهده سطوح اعضا به تنهایی و عدم آگاهی از نق‌های داخلی اشاره کرد. همچنین هیچ‌گونه اطلاعات کمی از مشخصات مصالح و اعضا به دست نخواهد آمد. از این رو بازرسی‌های چشمی معمولاً با یک یا چند آزمایش غیرمخرب همراه هستند. استفاده از تجهیزات ساده و سودمند نظیر ذره‌بین، میکروسکوپ قابل حمل، فایبراسکوپ^۱ و بوراسکوپ^۲ می‌تواند باعث بهبود کیفیت مشاهدات شود. استفاده از دوربین‌های عکاسی و تصویربرداری نیز برای بررسی‌های دوباره سودمند خواهند بود. اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان ارزیابی چشمی را صلب کرده باشد، این ارزیابی می‌تواند از طریق برداشت موضعی مصالح پوششی یا به طور غیر مستقیم، مثلاً از طریق ایجاد حفره، انجام شود.

۱-۲- آزمایشهای مخرب

آزمایش مخرب متداول شامل نمونه‌گیری از طریق مغزه‌گیری از بتن سخت شده می‌باشد. این روش به عنوان یکی از دقیق‌ترین و مهم‌ترین روش‌ها مطرح است. هر چند مغزه‌گیری بین آزمایش‌های در محل جزو آزمایش‌های پرهزینه و کند محسوب می‌شود، اما دقت و قابلیت اعتماد بالای آن در تعیین مقاومت فشاری بتن انجام آن را توجیه می‌کند. مقاومت مغزه به طور کلی پایین‌تر از مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد است. روابط (۱) و (۲) دو رابطه متداول برای تبدیل مقاومت فشاری مغزه (f_{cc}) به مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد (f_{sc}) را نشان می‌دهد

$$f_{sc} = -0.001f_{cc}^2 + 1.47f_{cc} - 0.83d + 32 \quad (۱)$$

$$f_{sc} = -0.001f_{cc}^2 + 1.33f_{cc} + 38 \quad (۲)$$



در روابط فوق f_{sc} و f_{cc} بر حسب $\frac{kg}{cm^2}$ و d (کمتر از ۳۰ روز) سن نمونه‌های مغزه‌گیری شده بر حسب روز می‌باشد. چنانچه آزمایش‌های غیرمخرب حضور ترکهای داخلی یا مناطق ضعیف در بتن را مشخص نمایند، نیاز به انجام مغزه‌گیری می‌باشد. همچنین در مواردی که مقاومت نمونه‌های سیلندری به علت نمونه‌گیری نامناسب پایین باشد، و یا سطح بتن ریخته شده دارای ترک‌های قابل رؤیت و کرمو است، از مغزه‌گیری استفاده می‌شود.

مغزه‌گیری تا حد امکان نباید به آرماتورهای موجود صدمه بزند. برای این منظور استفاده از ردیاب آرماتور توصیه می‌شود. بعد از مغزه‌گیری حفره ایجاد شده باید توسط بتن یا ملاتی مشابه آن ترمیم شود.

در صورتیکه مشخصات آرماتور معمولی یا فولاد پیش تنیده مورد نیاز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها باید وصله‌هایی جهت اطمینان از پیوستگی آرماتورها تعبیه شود تا تداوم انتقال نیرو توسط آرماتورها مختل نگردد. لازم به ذکر است تا حد امکان باید از بریدن تاندن‌ها خودداری نمود و سعی کرد نمونه‌گیری از طریق قسمتهایی از تاندن که فاقد تنش پیش تنیدگی هستند، مثل اضافه تاندن خارج از مهار، انجام شود. تمام نمونه‌های برداشته شده فولادی باید با مواد جدید جایگزین شوند، مگر اینکه نتایج نشان دهند که نیازی به جایگزینی نیست.

۱-۳- آزمايش‌های غیرمخرب

در این بخش به بررسی آزمایش‌های غیرمخرب برای سازه‌های بتن آرمه پرداخته می‌شود. در هر مورد اصول حاکم بر آزمایش و روش کار شرح داده شده است. همچنین موارد کاربرد و محدودیت‌های هر روش مورد بحث قرار گرفته است.

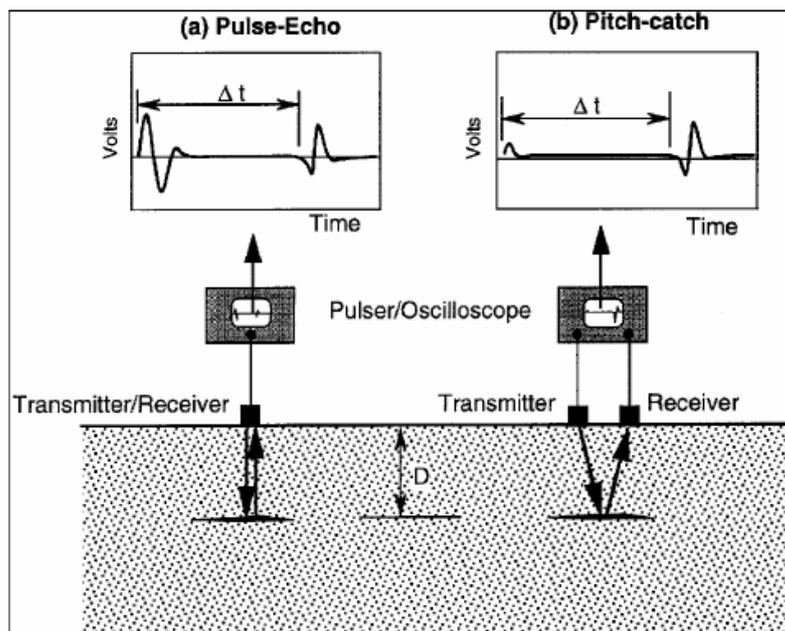
۱-۳-۱- آزمايش آلتراسونیک^۱ (فراصوتی)

روش‌های قدیمی استفاده از امواج فراصوتی در تشخیص خواص مصالح بر مبنای اندازه‌گیری زمان عبور امواج طولی در طول مشخصی از ماده استوار بوده است. این روش را روش «انتقال آلتراسونیک^۲» یا «سرعت موج آلتراسونیک^۳» می‌نامند. از آنجا که در روش فوق لازم بود به هر دو طرف عضو دسترسی پیدا کرد، روش «انعکاس آلتراسونیک^۴» جایگزین آن شد. در این روش آزمایش بر روی یک وجه عضو قابل انجام است و در آن زمان رسیدن موج منعکس شده از نقص‌های موجود در ماده اندازه‌گیری می‌شود. در شیوه «انعکاس ارتعاش^۵» یک ارتعاش اولیه بر روی سطح ماده تولید می‌شود. موج تولید شده در میان ماده منتشر شده و در محل ترک‌ها و یا

1. Ultrasonic
2. Ultrasonic through transmission
3. Ultrasonic pulse velocity
4. Ultrasonic-echo
5. Pulse-echo
6. Pitch-catch



سایر سطوح منعکس می‌شود. موج منعکس شده به وسیله عامل تولیدکننده موج برداشت می‌شود. در روش «جلب ارتعاش»^۱ که قدری توسعه یافته‌تر است، برای برداشت موج منعکس شده از یک عملگر جداگانه که در کنار تولیدکننده موج قرار دارد استفاده می‌شود. شکل (۱-۱) نحوه عملکرد دو روش نامبرده را نشان می‌دهد. در روش‌های فوق لازم است سرعت موج منتشر شده در ماده مشخص باشد تا محل نقص‌ها تعیین شوند.

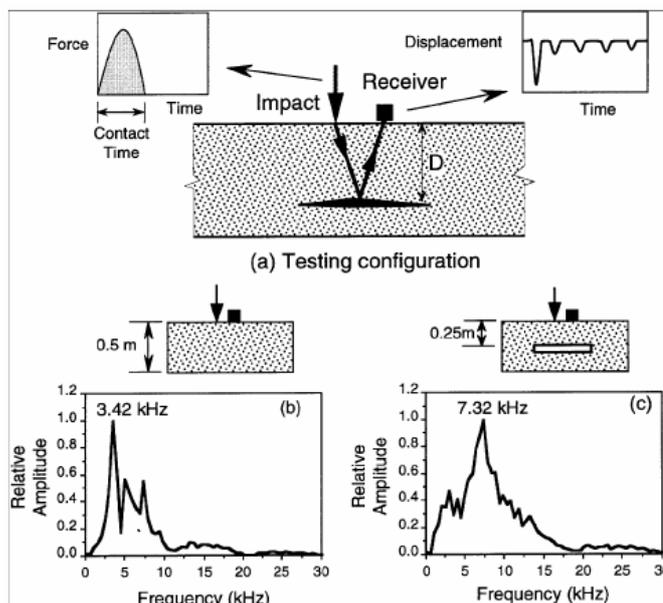


شکل (۱-۱): نحوه عملکرد روش‌های انعکاس ارتعاش و جلب ارتعاش

۱-۳-۲- روش انعکاس ضربه^۲

از دیگر روش‌های تعیین مشخصات مصالح بتنی می‌توان روش «انعکاس ضربه» را نام برد. در این شیوه با اعمال یک ضربه در سطح ماده، موج تنش ایجاد شده در آن نقطه در همه جهات منتشر می‌شود و از موقعیت‌های مختلف انعکاس می‌یابد. از مزایای روش «انعکاس ضربه» نفوذ موج تا عمق‌های بیشتر می‌باشد. از این رو استفاده از این روش برای فونداسیون‌ها و شمع‌ها نیز امکان‌پذیر است. از دیگر کاربردهای این روش می‌توان به تعیین ضخامت و نقایص اعضای پوسته‌ای شکل مانند دالها و عرشه پلها، تعیین نقایص در تیرها، ستونها و اعضای استوانه‌ای توخالی و نیز تخمین عمق ترک‌ها اشاره کرد.





شکل (۲-۱) (a) نحوه عملکرد روش انعکاس ضربه، (b) طیف دامنه ارتعاش برای آزمایش دال بدون نقص، (c) طیف دامنه ارتعاش برای آزمایش دال توخالی

شکل (۲-۱) اصول حاکم بر روش انعکاس ضربه را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. یک ارتعاش تنش انتقالی به وسیله یک ضربه مکانیکی روی سطح ماده ایجاد می‌شود. امواج طولی و عرضی و نیز ارتعاش سطحی در همه جهات منتشر می‌شوند. امواج فوق توسط سطوح داخلی و یا مرزهای خارجی منعکس شده و توسط یک دریافت کننده^۱ حساس برداشت شده و مورد تحلیل قرار می‌گیرند.

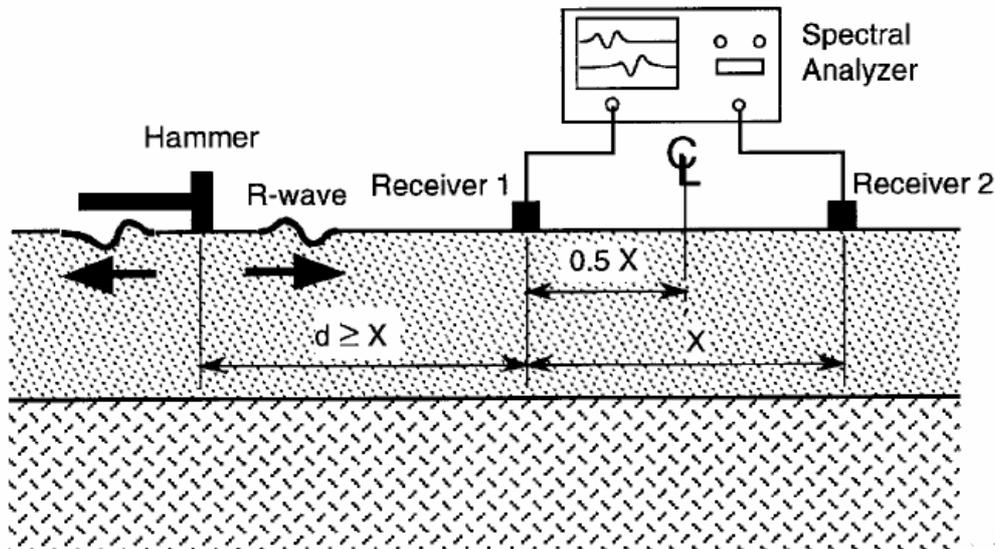
۳-۳-۱- روش تحلیل طیفی امواج سطحی (SASW)^۲

در این روش با تخمین نسبت بین طول موج و سرعت ارتعاشات سطحی در فرکانس‌های متفاوت، می‌توان به بررسی ضخامت و سختی الاستیک دال‌ها پرداخت.

از این روش می‌توان در تعیین مشخصات لایه‌های خاک، آسفالت، روسازی‌های بتنی و اجزای سازه‌های بتنی نیز استفاده کرد.

1. Receiver
2. Spectral Analysis of Surface Waves



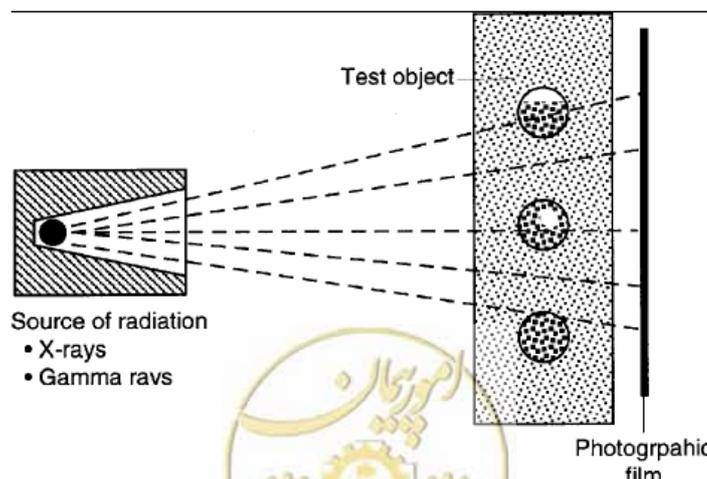


شکل (۳-۱): نحوه عملکرد روش تحلیل طیفی امواج (SASW)

در شکل (۳-۱) نحوه عملکرد روش فوق نشان داده شده است. امواج سطحی (R) به وسیله اعمال یک ضربه بر روی سطح ماده ایجاد می‌شوند. دو دریافت کننده با فاصله مشخص برای دریافت امواج سطحی منتشر شده به کار می‌رود. سپس نتایج برداشته شده مورد تحلیل قرار گرفته و سختی ماده به دست می‌آید.

۱-۳-۴- رادیوگرافی^۱ (پرتونگاری)

این روش بر مبنای پدیده جذب موج بیشتر توسط قسمت‌های متراکم‌تر ماده، به بررسی موقعیت آرماتورها و حفره‌ها در اعضای بتن آرمه می‌پردازد. به این ترتیب با استفاده از امواج عبور کرده از عضو می‌توان یک تصویر بر روی فیلم‌های مخصوص تهیه کرد.



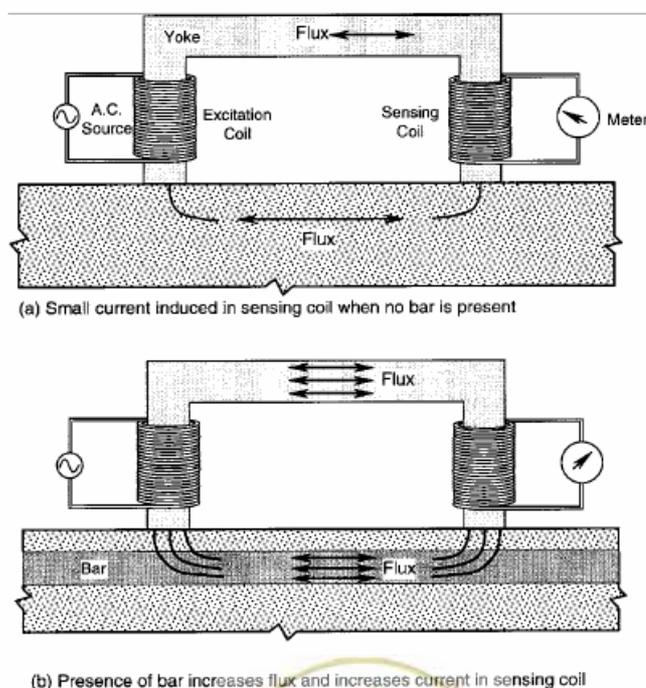
شکل (۴-۱): نحوه عملکرد روش رادیوگرافی در تعیین محل آرماتورها و حفره‌های مجاری پیش تنیده

در این شیوه همانطور که در شکل (۴-۱) نشان داده شده است، یک منبع تابش اشعه در یک طرف عضو قرار داده می‌شود و یک دسته پرتو به آن تابانده می‌شود. هنگام عبور از عضو بتنی، به تدریج پرتوهای تابانده شده با توجه به ضخامت و چگالی مواد مختلف موجود رقیق می‌شوند. پرتوهای عبور کرده از عضو در سمت دیگر با یک فیلم مخصوص برخورد کرده و بر آن اثر می‌گذارند. در نهایت یک شبیه‌سازی دو بعدی (صفحه‌ای) از وضعیت آرماتورها و حفره‌های موجود در مقطع به دست می‌آید.

حضور مصالح متراکم مانند آرماتورها سبب ایجاد مناطق روشن در فیلم می‌شوند و محل حفره‌ها نیز با لکه‌های تیره شناخته می‌شوند. در تجهیزات ساخته شده معمولاً از پرتوهای رادیواکتیو به علت توانایی نفوذ بیشتر آنها استفاده می‌شود. لازم است در استفاده از تجهیزات فوق نکات ایمنی مطابق با راهنمایی‌های شرکت سازنده دستگاه رعایت شوند.

۱-۳-۵- روش مغناطیسی در تعیین پوشش بتنی

پوشش سنج یا کاورمتر^۱ برای اندازه‌گیری ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها با استفاده از القای میدان مغناطیسی بر روی آنها به کار می‌رود. شکل (۵-۱) نحوه عملکرد روش القای مغناطیسی را نشان می‌دهد. حضور یا عدم حضور آرماتور در نزدیکی میدان مغناطیسی القا شده سبب تغییر در مقاومت مغناطیسی محیط می‌شود.



شکل (۵-۱): پوشش سنج مغناطیسی (a) عدم حضور آرماتور سبب القای جریان کمی در سیم پیچ ثانویه می‌شود. (b) حضور آرماتور باعث افزایش شار مغناطیسی و جریان در سیم پیچ ثانویه می‌شود.

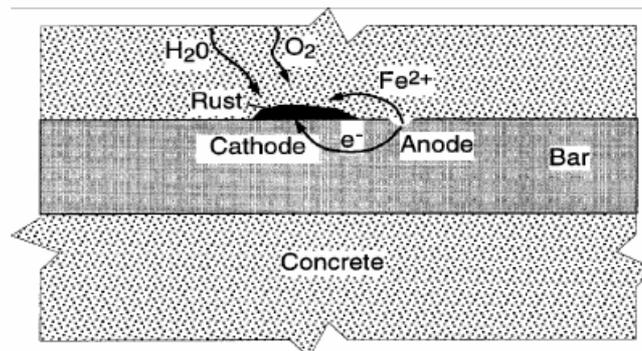
شاخک جستجوگر از یک رسانای U شکل در هسته، سیم پیچ القا کننده اولیه متصل به جریان متناوب و سیم پیچ ثانویه متصل به آمپر متر تشکیل شده است. وقتی که جریان متناوب در سیم پیچ اولیه برقرار می‌شود یک میدان مغناطیسی متناوب بین قطب‌های شاخک ایجاد می‌شود.

در این شرایط، در صورت عدم حضور آرماتور به علت مقاومت مغناطیسی بالای بتن شار کمی در سیم پیچ ثانویه ایجاد شده و به دنبال آن جریان ایجاد شده نیز کوچک خواهد بود. حضور آرماتور که از نظر مغناطیسی دارای مقاومت بسیار کمی است سبب برقراری یک شار مغناطیسی قوی بین دو سیم پیچ شده و خروجی سیم پیچ ثانویه را به شدت افزایش می‌دهد. به این ترتیب، با درجه‌بندی مناسب آمپر متر اندازه ضخامت بتن روی آرماتورها تعیین می‌گردد.

۱-۳-۶- روش پتانسیل نیم سلولی^۱

روش پتانسیل نیم سلولی برای تخمین میزان خوردگی آرماتورهای فولادی به کار می‌رود. این روش در بخش‌هایی از سازه که احتمال خوردگی زیاد است استفاده می‌شود.

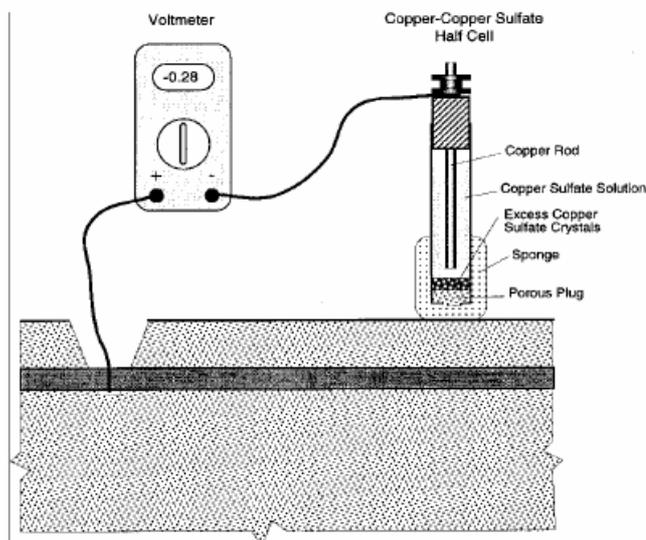
خوردگی یک فرآیند الکتروشیمیایی است که در اثر جریان یونها و الکترون‌ها واقع می‌شود. شکل (۱-۶) یک آرماتور خورده شده در داخل بتن را نشان می‌دهد.



شکل (۱-۶): خوردگی آرماتور فولادی احاطه شده توسط بتن (آهن در محیط آند حل شده و به عنوان زنگار کاتد ته نشین می‌شود).

در محیط‌های فعال آندی، اتم‌های آهن الکترون از دست می‌دهند و به عنوان زنگار در محیط باقی می‌مانند. این فرآیند به عنوان واکنش اکسیداسیون نیم سلولی یا واکنش آندی شناخته می‌شود. شکل (۱-۷) شمای کلی روش پتانسیل نیم سلولی را مطابق استاندارد ASTM C876 نشان می‌دهد.





شکل (۷-۱): نمای کلی روش پتانسیل نیم سلولی

دستگاه فوق متشکل از یک الکتروود مسی که در محلول سولفات مس قرار دارد، سیم‌های اتصال و یک ولت متر مقاومت بالا تشکیل شده است. مانند آنچه که در شکل (۷-۱) نشان داده شده است، نیم سلول الکتریکی به وسیله یک در پوش متخلخل و یک اسفنج مرطوب با بتن تماس داده می‌شود. قطب مثبت ولت متر به آرماتور و قطب منفی آن به الکتروود مسی متصل می‌گردد. اگر میلگرد در حال خوردگی باشد، الکترون‌ها تمایل به جریان از آرماتور به سمت الکتروود مسی دارند. شدت ولتاژ نشان داده شده در ولت متر نشان دهنده میزان احتمال خوردگی آرماتور می باشد.

۱-۳-۷- چکش بازگشتی اشمیت^۱

چکش بازگشتی اشمیت (شکل (۸-۱)) اساساً ابزاری برای آزمایش سختی سطح به شمار می‌آید که روشی ساده و سریع برای کنترل یکنواختی بتن است. در این آزمایش با اعمال ضربه روی سطح بتن به صورت استاندارد و با استفاده از انرژی اعمالی مشخص، فرورفتگی یا برگشت چکش اندازه گیری شده و مقدار سختی تعیین می‌شود. این دستگاه از یک چکش با فنر کنترل شده تشکیل شده است که با فشار آن روی سطح بتن، عکس العمل نیروی فنر در برابر سطح به دست می‌آید.





شکل (۸-۱): چکش بازگشتی اشمیت برای تعیین مقاومت فشاری و یکنواختی بتن

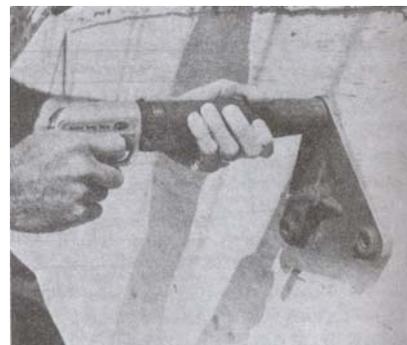
نتایج حاصل متأثر از صافی، درجه کربناتاسیون، رطوبت سطح، اندازه و عمر نمونه و دانه بندی سنگدانه‌ها می‌باشد. اخیراً انواع دیجیتالی چکش‌های فوق با دقت بالاتری در دسترس هستند. برای تعیین مقاومت مصالحی مانند گچ و ... که مقاومت بسیار پایینی دارند، از انواع چکش‌های پاندولی استفاده می‌شود.

۱-۳-۸- روش مقاومت نفوذ^۱

این روش نیز همانند آزمایش چکش اشمیت برای تعیین سختی سطح به کار می‌رود. در این روش مقدار نفوذ (یا مقاومت در برابر نفوذ) در بتن توسط دستگاهی تحت عنوان Windsor Probe، با شلیک یک آلیاژ سخت به درون بتن تعیین می‌شود. طول قسمت فرو نرفته میله معیاری برای مقاومت فشاری بتن است.



(ب)



(الف)

شکل (۹-۱) الف- تپانچه شلیک کننده میله، ب- طول باقی مانده میله های شلیک شده

در این آزمایش به دلیل سطح کوچک مورد مطالعه، تغییرات آن نسبت به مقاومت فشاری استاندارد زیاد است. لیکن روش مناسب جهت تعیین مقدار افزایش مقاومت در سنین اولیه و به ویژه برای تعیین زمان برداشت قالب‌ها می‌باشد.

۱-۳-۹- آزمایش بیرون کشیدگی^۲

آزمایش بیرون کشیدگی شامل بیرون کشیدگی، قطعه‌ای فولادی با انتهای بزرگتر که درون بتن تازه قرار داده شده است می‌باشد. نیروی لازم جهت بیرون کشیدن قطعه فولادی توسط دینامومتر اندازه‌گیری می‌شود. به جهت شکل خاص قطعه، قطعه

1. Pullout
2. Penetration Resistance Method



فولادی با مخروطی از بتن بیرون کشیده می‌شود و بنابراین صدمه وارده به سطح بتن باید پس از آزمایش تعمیر شود. شکست ایجاد شده به صورت کششی - برشی با ایجاد خطوط مخروطی با زاویه ۴۵ درجه در جهت کشیدگی است. مقاومت بیرون کشیدگی حدود ۲۰ درصد مقاومت فشاری بتن است.

روش آزمایش ساده و انجام آن سریع است، ولی لازم است قبل از اجرای بتن قطعه فولادی در آن قرار داده شود.



شکل (۱-۱): تجهیزات انجام آزمایش بیرون کشیدگی

۲- سازه‌ها و تجهیزات فولادی

برای ارزیابی ظرفیت اعضا و اتصالات فولادی موجود، حداقل به اطلاعات زیر نیاز است:

- الف- تنش تسلیم، مقاومت نهایی و مدول الاستیسیته مصالح مینا
- ب- تنش تسلیم، مقاومت نهایی و مدول الاستیسیته مصالح اجزای اتصال
- ج- تعیین کربن معادل مصالح مینا و اجزای اتصال و یا بررسی قابلیت جوش‌پذیری مصالح مینا و اجزای اتصال
- د- ابعاد و ضخامت اعضا، ورقهای پوششی، مهاربندها و سخت‌کننده‌ها
- ه- سطح مقطع، مدول مقطع، ممان اینرسی و خواص پیچشی اعضا در مقاطع بحرانی
- و- موقعیت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها

ز- شرایط فیزیکی فلز مینا و اجزای اتصال شامل بررسی تغییر شکل‌ها و آسیب دیدگی‌های موجود

برای بدست آوردن اطلاعات فوق از انواع آزمایش‌های مخرب و غیرمخرب استفاده می‌شود. آزمایش‌های غیرمخرب نباید به طور

کامل جایگزین آزمایش‌های مخرب شوند، ولی می‌توانند از تعداد آزمایش‌های مخرب لازم بکاهند. حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای

تعیین مشخصات مصالح، اجزا و قطعات فولادی با توجه به ضوابط «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» و یا سایر

استانداردهای معتبر بین‌المللی تعیین می‌شود. در این بخش روش‌های مختلف آزمایش قطعات فولادی با تأکید بر آزمایش‌های قابل

انجام بر روی جوش‌ها ارائه خواهد شد.



۱-۲- بازرسی چشمی

همانند آنچه در بند (۱-۱) ذکر شد، در مورد سازه‌ها و تأسیسات فولادی نیز بازرسی چشمی از ابتدایی‌ترین و مهمترین بخش‌های ارزیابی سازه است که باید توسط اشخاص آگاه و با تجربه صورت گیرد.

۲-۲- آزمایشهای مخرب

برای انجام آزمایش‌های مخرب، نمونه‌های آزمایشی از کل مجموعه انتخاب شده و آزمایش روی آنها انجام می‌شود. در این روش قطعه مورد آزمایش از بین رفته و باید تعویض شود. نمونه‌برداری باید از نواحی کم تنش انجام شود. هر گاه ابزار اتصال همچون پیچ یا پرچ برای آزمایش انتخاب شود، در هنگام برداشت آنها باید پیچ مناسبی را موقتاً جایگزین کرد. نمونه‌برداری از یک اتصال جوشی باید با مرمت آن اتصال همراه باشد. همچنین می‌توان به جای جداسازی نمونه‌های آزمایشی از قطعات سازه، نمونه‌هایی با همان ابعاد و مشخصات و روش ساخت تهیه کرد و مورد آزمایش قرار داد.

در آزمایش مخرب جوش، جوش در معرض خمش، پیچش و کشش، جهت بررسی عیوب و خواص مکانیکی، قرار می‌گیرد. آزمایشات مخرب بر روی اتصالات رایج در جوشکاری عبارتند از:

الف- کوبیدن اتصال گوشه به اندازه‌ای که تخت و هموار شود.

ب- کوبیدن، اتصال T به اندازه‌ای که تخت و هموار شود.

ج- خم کردن اتصال لب به اندازه‌ای که به شکل U درآید.

د- کوبیدن اتصال همپوش به اندازه‌ای که به شکل یک اتصال T درآید.

ه- باز و خم کردن اتصال لبه به اندازه‌ای که همانند اتصال لب باز و خم شود.

اطلاعات مفید و سودمندی از قبیل مقاومت، شکل‌پذیری و سایر خواص مکانیکی از انجام اینگونه آزمایشات به دست می‌آید. لازم به ذکر است انجام آزمایش‌های مخرب به تنهایی کافی نیست و لازم است آزمایش‌های غیرمخرب نیز برای تکمیل اطلاعات مورد نیاز انجام شود.

۳-۲- آزمایش‌های غیرمخرب

آزمایش‌های غیر مخرب بخش جدایی‌ناپذیر و مهمترین تشکیل دهنده برنامه تضمین کیفیت^۱ (QA) در صنایع مختلف می‌باشد. آزمایشات غیر مخرب با تشخیص اندازه، شکل و مکان عیب، استفاده کننده را قادر می‌سازد تا درباره خصوصیات قطعه مورد نظر ارزیابی درستی به عمل آورد.

به کمک اینگونه روشها می‌توان عیوبی مانند ترک، اختلاط سر باره، پوکی، نفوذ ناکافی، ذوب ناکافی، گودافتادگی کنار جوش و نیز محتوای آلیاژی آنها را تعیین نمود. در این بخش چهار آزمایش غیرمخرب متداول از نقطه نظر اصول حاکم بر آزمایش، روش کار، موارد کاربرد و محدودیت‌ها مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند.



۲-۳-۱- آزمایش ذرات مغناطیسی^۱ (MT)

آزمون ذرات مغناطیسی از جمله آسانترین آزمایش‌های غیرمخرب جوشکاری است. این آزمایش برای بررسی و بازبینی عیوب سطحی لبه ورق‌ها قبل از جوشکاری به کار می‌رود. این روش جوش را برای معیابی از قبیل ترک‌های سطحی، ذوب ناقص، تخلخل، بریدگی کناره جوش، نفوذ ناقص ریشه جوش و اختلاط سرباره کنترل می‌کند. این روش محدود به مواد مغناطیسی شونده نظیر چدن و فولاد بوده و برای مواد و فلزات غیر مغناطیسی نظیر فولاد ضد زنگ، آلومینیوم و مس کاربرد ندارد.

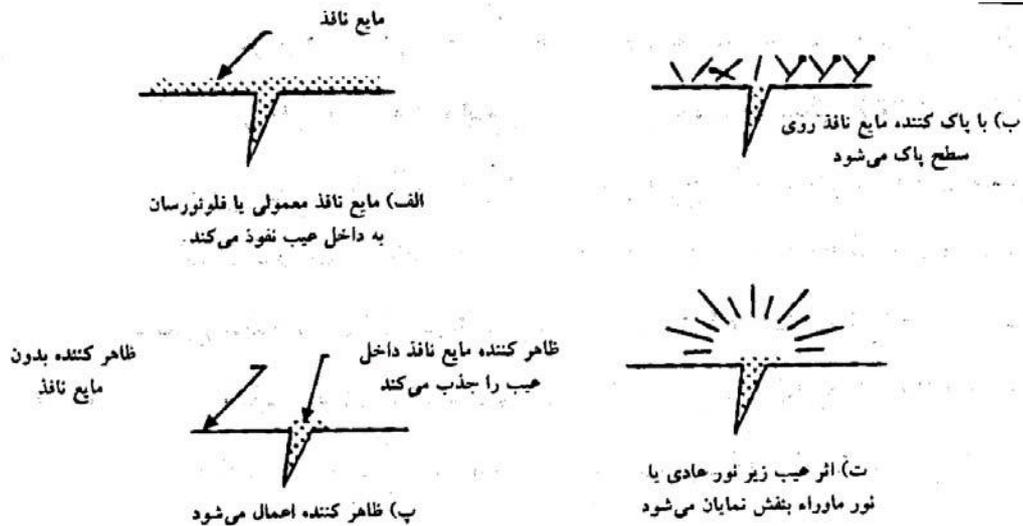
روش کار به این صورت است که قطعه مورد آزمایش با استفاده از جریان الکتریکی جهت ایجاد یک میدان مغناطیسی در داخل مصالح، با قراردادن آن در داخل یک سیم پیچ، مغناطیسی می‌گردد. سطح مغناطیسی شده قطعه با لایه نازکی از یک گرد مغناطیسی نظیر اکسید آهن قرمز پوشیده می‌شود. این لایه گرد در صورت عدم وجود عیب در جوش یا فلز پایه می‌تواند از روی سطح برداشته شود. ولی در صورت وجود یک عیب سطحی یا داخلی گرد مورد نظر در داخل حفره و ترک باقی می‌ماند.

این روش قادر است معیابی تا عمق ۱۰ تا ۲۰ میلی متر زیر سطح جوش را آشکار کند. لازم به ذکر است بررسی معایب با چشم غیر مسلح صورت می‌گیرد.

۲-۳-۲- آزمایش مایع نافذ^۲ (PT)

آزمایش مایع نافذ یکی از آزمایش‌های موثر غیر مخرب در جوش‌ها است که برای تشخیص عیوب روی سطح و عیوب زیر سطح که به سطح راه دارند، به کار می‌رود. این روش را می‌توان در اولین پاس جوشکاری و پاس‌های بعدی برای تشخیص عیوب سطحی و تعمیر آنها به کار برد. در این روش یک مایع نفوذ کننده برای زمان مشخصی به سطح جوش اعمال می‌شود. در طی این زمان مایع نافذ از طریق عمل موینگی به داخل عیوبی که به سطح راه دارند نفوذ می‌کند، سپس مایع نافذ اضافی از روی سطح جوش پاک می‌شود. بعد از آن سطح جوش خشک شده و ماده ظاهر کننده روی آن اعمال می‌شود. مایع نافذ باقی مانده در داخل عیوب توسط ظاهر کننده جذب شده و موجب نمایان شدن اثر عیب، مکان، اندازه و نوع آن می‌شود. شکل (۲-۱) روش انجام آزمایش و مراحل مختلف آن را نشان می‌دهد. باید مراقب بود که مواد شیمیایی تشکیل دهنده مایع نافذ و ظاهر کننده بر فلز جوش بی اثر باشد.





شکل (۲-۱): مراحل مختلف انجام آزمایش مايع نافذ

این آزمایش روشی بسیار مناسب برای یافتن عیوب سطحی از قبیل ترک‌ها، پوکی، لایه‌ای شدن، و پیوند ناکافی می‌باشد. همچنین برای یافتن درزها و عیوب در مخازن و لوله‌های جوشکاری شده بسیار مناسب است. از این روش در بازرسی از مواد آهنی و غیر آهنی، سرامیک، محصولات متالورژی، شیشه، برخی مواد پلاستیکی و مصنوعی با موفقیت استفاده شده است.

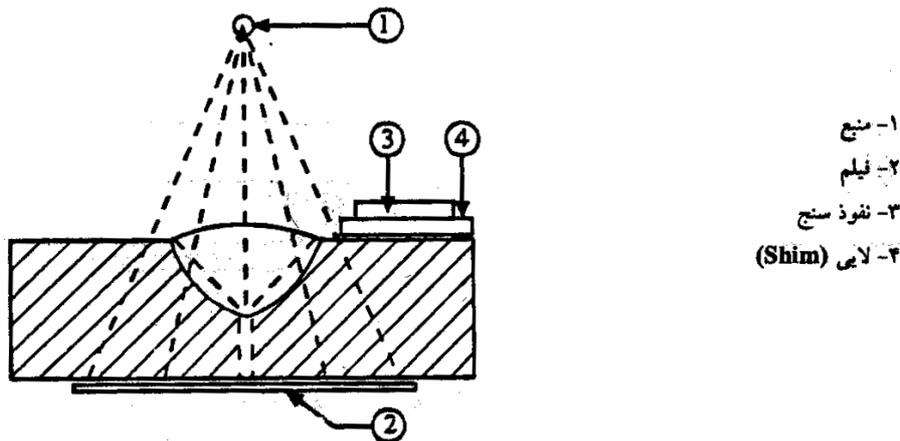
۲-۳-۳- آزمایش رادیوگرافی^۱ (پرتونگاری)

اصول حاکم بر روش رادیوگرافی و روش کار دستگاه مطابق موارد ذکر شده در بند (۱-۳-۴) می‌باشد. رادیوگرافی یکی از پر کاربردترین روش‌های غیرمخرب در یافتن عیوب داخلی از قبیل پوکی و حفرات باقی مانده می‌باشد. با انتخاب جهت مناسب، تشخیص عیوب صفحه‌ای نیز ممکن است. این روش همچنین برای تشخیص تغییر در ترکیب ماده، اندازه‌گیری ضخامت و یافتن اجزاء معیوب یا ناخواسته در یک سیستم مونتاز شده مناسب است.

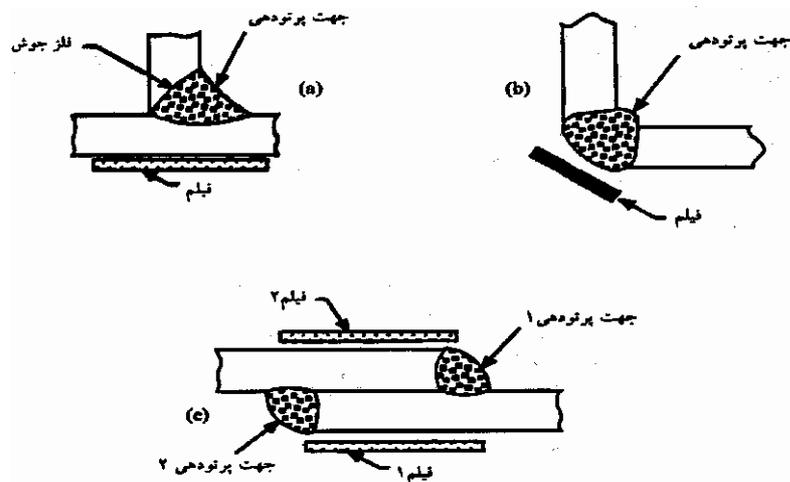
امتیاز اساسی استفاده از تشعشعات یونیزه، از این امر ناشی می‌شود که با این تشعشعات می‌توان قطعات بسیار ریز الکتریکی تا موشک‌های غول پیکر و نیز سازه‌های معمولی را مورد بررسی قرار داد. تشعشعات یونیزه، همانطور که از نامشان پیداست، پرتویی از ذرات باردار مانند پروتون، الکترون، پوزیترون و تشعشعات الکترومغناطیسی مانند اشعه ایکس و اشعه گاما می‌باشند. تفاوت اساسی بین اشعه ایکس و اشعه گاما با سایر تشعشعات الکترومغناطیسی، از قبیل نور، اشعه فرابنفش و مادون قرمز این است که اشعه ایکس و گاما قادر به نفوذ در موادی هستند که برای نور کدر می‌باشد.



امتیاز بزرگ استفاده از تشعشعات یونیزه این است که این تشعشعات را می‌توان برای آزمایش گستره وسیعی از مواد، از عناصر سبکی مانند آلومینیوم، برلیوم و منگنز گرفته تا عناصر سنگینی از قبیل فولاد، نیکل و سایر فلزات سنگین، به کار برد. اجسام قابل بازرسی با این تشعشعات شامل جوش‌ها، ریخته‌گری‌ها و قطعات مونتاژ شده می‌باشند.



شکل (۲-۲): رادیوگرافی از جوش لب



شکل (۳-۲): رادیوگرافی از جوش‌های گوشه

اشکال (۲-۲) و (۳-۲) دو نمونه از کاربردهای این روش را در ارزیابی جوش‌های لب و گوشه نشان می‌دهند.

۲-۳-۴- آزمایش آلتراسونیک (فراصوتی)

اصول حاکم بر روش آلتراسونیک و روش کار دستگاه مطابق موارد ذکر شده در بند (۱-۳-۱) می‌باشد. عیوبی مانند ترک، حفرات ناشی از انقباض، ذوب ناکافی، پوکی و پیوند ناکافی که مانند مرز مشترک فلز-گاز عمل می‌کنند، توسط این روش به آسانی قابل تشخیص است. اختلاط سرباره و سایر ناهماهنگی‌ها را می‌توان از طریق بازتاب نیمه کامل و پراکندگی امواج آلتراسونیک تشخیص داد.

این روش دارای کاربردهای فراوانی از جمله تعیین مشخصات پیوند، اندازه‌گیری ضخامت قطعات، تخمین خوردگی، تعیین خواص فیزیکی، تشخیص ریز ساختار^۱ ماده، تعیین اندازه دانه‌های فلز و تعیین ضرایب ثابت ماده در حالت الاستیک می‌باشد.

مزیت‌های اساسی بازرسیอัลتراسونیک نسبت به سایر روش‌های غیرمخرب عبارتند از:

الف- توانایی نفوذ بسیار بالا تا حدود ضخامت ۵ متر

ب- حساسیت بالا در یافتن عیوب بسیار ریز

ج- دقت بالا در یافتن مکان عیوب داخلی و نیز تخمین اندازه، جهت، شکل و نوع عیوب

د- کافی بودن دسترسی به یک وجه قطعه

ه- توانایی واریسی حجمی اشیاء، قطعات جوشکاری شده، سازه‌ها و غیره

اندازه‌گیری ضخامت توسط روش آلتراسونیک می‌تواند در تجهیزات حرارتی و شیمیایی، بدنه زیر دریایی‌ها، بخش‌های مختلف هواپیما و مخازن تحت فشار انجام شود. این روش، روشی بسیار مناسب برای تشخیص کاهش ضخامت ناشی از خوردگی داخلی در سیستم‌های بسته، نظیر تجهیزات فرآیندهای شیمیایی می‌باشد.

برای انجام موفقیت‌آمیز آزمایش لازم است اپراتور از دانش و تجربه کافی برخوردار باشد.

۳- خلاصه و پیشنهادات

انجام آزمایش‌های مخرب و غیرمخرب برای تعیین مشخصات مصالح، اعضاء و اتصالات در سازه‌ها غالباً ضروری و حائز اهمیت است. اگرچه قابلیت اطمینان از نتایج آزمایش‌های مخرب معمولاً بالاست، لیکن هزینه نسبتاً پایین آزمایش‌های غیرمخرب و نیز کاربرد مناسب آنها در تعیین عمده خواص، ضرورت استفاده از آنها را آشکار می‌کند. ترکیب آزمایش‌های فوق در تعیین ویژگی‌های مختلف عامل مهمی در شناسایی هر چه بهتر سازه‌ها می‌باشد. در مواردی که اطلاعات و مستندات و نقشه‌های چون ساخت در خصوص مصالح و سازه موجود باشد می‌توان با تعداد محدودی آزمایش غیرمخرب، صحت مستندات را بررسی و کنترل نمود.

در این مقاله به آزمایش‌های مختلف مخرب به طور عام و آزمایش‌های مختلف غیر مخرب به صورت خاص پرداخته شده است. لازم است برای انجام آزمایش‌های غیرمخرب، دستگاه و تجهیزات کالیبره شده و از دقت مطلوب و مورد نیاز برخوردار باشند. همچنین اپراتور دستگاه باید از دانش و تجربه کافی برخوردار باشد و نحوه برداشت اطلاعات به طرز مناسبی کنترل شود.

ارزیابی و تحلیل نتایج برداشت شده بخش مهمی از انجام آزمایشات غیرمخرب محسوب می‌شود. از این رو لازم است اطلاعات موجود توسط کارشناسان آگاه و مجرب تحلیل شده و نتایج آزمایشات مختلف با یکدیگر مطابقت داده شوند و در صورت نیاز نسبت به انجام آزمایش‌های تکمیلی اقدام شود. در نهایت شرایط سازه و تاسیسات با توجه به اطلاعات قابل اطمینان به دست آمده مورد ارزیابی جامع قرار خواهد گرفت.



منابع و مراجع:

1. ACI Committee 228, Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures (ACI 228.2R-98), American Concrete Institute, 1998.
2. ACI Committee 437, Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings (ACI 437 R-91), American Concrete Institute, 1991.
3. AWS D1 Committee on Structural welding, Structural Welding Code-Steel (AWS D1.1/D1.1M:2002), American Welding Society, 18th Edition, 2002.
4. Baldev Raj, C. V. Subramanian, T. Jayakumar, Non-Destructive Testing of Welds, Alpha Science International Ltd, 2000.
۵. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، ۱۳۸۱.
۶. ناطقی الهی، فریبرز و رستمی، عباس، آزمایش‌های غیر مخرب (NDT) و مطالعه موردی از کاربرد آنها در سازه‌های فولادی، نوپردازان، ۱۳۸۴.
۷. خالو، علیرضا، تحلیل تجربی سازه‌ها، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۲.
۸. خالو، علیرضا و ایراجیان، محمود، طراحی و کنترل مخلوط‌های بتنی، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۲.
۹. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، راهنمای جوش و اتصالات جوشی در ساختمان‌های فولادی، انتشارات مدیریت، ۱۳۷۹.



ارزیابی و طراحی سازه‌های فولادی مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای به کمک نرم‌افزار REHAB

مهندس احمد روزبهانی

کارشناس سازه، مهندسین مشاور آباد

E-mail: am_rooz@yahoo.com

چکیده

REHAB نرم‌افزاری است که جهت تسهیل محاسبه روابط موجود در "دستورالعمل مقاوم‌سازی ساختمانهای موجود" تهیه شده و قادر است با دریافت فایل ورودی از نرم‌افزار **ETABS**، در زمان بسیار کوتاهی حداکثر سطح عملکرد را در هر عضو از سازه محاسبه نماید. آخرین ویرایش این نرم‌افزار به کنترل روابط مربوط به روش تحلیل خطی پرداخته و محدوده کاربرد آن، ساختمانهای فولادی می‌باشد.

با انجام عملیات بازخوانی اطلاعات مربوط به بارهای وارده از نرم‌افزار **ETABS**، نرم‌افزار **REHAB** پس از تشخیص انواع بارهای مورد استفاده، قادر به انجام عملیات مختلفی شامل محاسبه ظرفیت مورد انتظار و ظرفیت کرانه پایین اعضا، محاسبه حداکثر **DCR** اعضای باربر جانبی، محاسبه حداکثر سطح عملکرد هر عضو و موارد مفید دیگر می‌باشد.

پس از انجام محاسبات، نرم‌افزار **REHAB** قادر به ارائه نتایج به صورت نمودارهای آماری از سطح عملکرد اعضا در کل سازه و به تفکیک طبقات، ارائه برگه‌های گزارش کلی، جزئی و خلاصه گزارش شامل مشخصات، ظرفیت‌ها و نتایج محاسبات مربوط به هر عضو و... می‌باشد.

به منظور کمک به عملیات طراحی سازه مطابق با ضوابط دستورالعمل، در این نرم‌افزار قابلیت طراحی اعضا از میان لیستی از مقاطع از پیش تعریف شده نیز گنجانده شده است.

واژه‌های کلیدی: **REHAB**، دستورالعمل بهسازی



۱- مقدمه

سرعت بخشیدن و مکانیزه کردن امور مرتبط به مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود اگر در اولویت نباشد بی‌شک یکی از مهمترین و واجبتین مسائلی است که باید مد نظر قرار گیرد. برای کشور زلزله خیز ایران و پایتخت آن تهران که وقوع زلزله در آن به تأخیر افتاده نیاز برای سرعت بخشیدن به مقاوم‌سازی ساختمان‌های آن که حدوداً ۶۰ درصد مستعد تخریب هستند امری حیاتی به نظر می‌رسد. بدیهی است که سرعت بخشیدن همراه با حفظ کیفیت لازم مورد نظر نگارنده است و چه بسا انجام سریع کارها بدون حفظ کیفیت مطلوب چیزی جز هزینه اضافی به بار نخواهد آورد.

در همین راستا و با این دیدگاه، نرم‌افزاری تهیه شده است که بوسیله آن ارزیابی سازه‌های فولادی مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود به سرعت و با حفظ کیفیت و رعایت ضوابط لازم انجام پذیرد.

آنچه راجع به این نرم‌افزار در این مقاله به آن پرداخته شده است بدین صورت است که ابتدا پس از معرفی مفاهیم مورد استفاده موجود در دستورالعمل بهسازی، نحوه ارزیابی سازه‌های فولادی در دستورالعمل مختصراً شرح داده شده است. آن‌گاه با توجه به نیازمندی‌های موجود به شرح ساختار نرم افزار REHAB پرداخته شده و پس از آن به معرفی قسمت‌های مختلف نرم‌افزار از جمله نحوه ورود اطلاعات، مشاهده نتایج ارزیابی، گزارش‌گیری، طراحی و... پرداخته می‌شود.

همچنین نرم‌افزارهای جانبی که نتایج آن قابل استفاده در نرم‌افزار REHAB هستند معرفی شده و در نهایت پس از بررسی معایب و مزایای نرم‌افزار راجع به چگونگی توسعه آن در ویرایش‌های بعدی اندیشیده شده است.

۲- شناخت نیازها و نحوه تأمین آنها با توجه به امکانات موجود توسط REHAB

با توجه به امکانات نرم‌افزاری موجود در کشور و وجود نرم‌افزارهای تحلیل سازه قوی مانند SAP یا ETABS، لذا می‌توان از نتایج تحلیل این نرم‌افزارها به سهولت استفاده نمود اما از آنجا که در این نرم‌افزارها و نرم‌افزارهای مشابه خارجی روش ارزیابی سازه در مقابل نیروهای بدست آمده مطابق با استانداردهای همان کشورها بوده و استانداردهای رایج در ایران مورد توجه قرار نمی‌گیرد، لذا فقدان نرم‌افزاری که بتواند شرایط استانداردهای داخلی را برآورده نماید به خوبی احساس می‌شود.

باتوجه به این نیاز، نرم‌افزاری لازم است که بتواند مشخصات هندسه سازه و نتایج تحلیل آن را از نرم‌افزارهای مدلسازی و تحلیلگر مانند SAP یا ETABS دریافت کرده و آنگاه با توجه به ضوابط موجود در استانداردهای داخلی به ارزیابی اجزاء سازه بپردازد که REHAB به همین منظور طراحی و ساخته شده است.

REHAB همان هندسه‌ای را که به کمک نرم‌افزار در ETABS ساخته‌اید به شما نمایش می‌دهد و پس از دریافت خروجی‌های تحلیل تحت بارهای خالص مرده، زنده و زلزله نتایج ارزیابی مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بر روی آن نمایش داده می‌شود.



۳- مفاهیم پایه مورد استفاده نرم افزار

مفاهیمی که در نرم‌افزار REHAB از آنها استفاده شده است غالباً مفاهیم جدیدی هستند که در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای بدانها پرداخته شده است. این مفاهیم به شرح زیر هستند:

۳-۱- مقاومت مورد انتظار و کرانه پایین مصالح

با وارد کردن مقادیر مربوط به این مقاومت‌ها نرم‌افزار قادر است ظرفیت مورد انتظار و کرانه پایین اعضا را با توجه به مقطع هر عضو محاسبه کرده و در مراحل بعدی مورد استفاده قرار دهد.

۳-۲- اعضاء کنترل شونده توسط تغییر شکل یا نیرو

با عنایت به پارامتر کنترل کننده رفتار عضو (تغییر شکل یا نیرو)، نرم افزار امکانی را فراهم می‌کند تا بتوان ترکیب بارهای تعریف شده را به دو دسته تغییر شکل (Deflection) و نیرو (Force) تقسیم‌بندی نموده و در مراحل مقتضی مورد استفاده قرار داد.

۳-۳- DCR

باتوجه به محاسبه ظرفیت اعضاء باربر جانبی و نیروهای ضریب‌دار (تحت ترکیب بار نیروی تغییر شکل) محاسبه DCR در ترکیب بار بحرانی برای نرم‌افزار فراهم می‌گردد.

۳-۴- سطوح عملکرد

باتوجه به اختلافی که نیروهای موجود در هر قسمتی از عضو با ظرفیت آن دارد این مقدار اختلاف با نسبت‌های ارائه شده در دستورالعمل تحت عنوان پارامتر m مقایسه شده و حداکثر سطح عملکرد آن قسمت از عضو تحت نیروهای موجود و در هر ترکیب بار مشخص می‌گردد.

۳-۵- ضریب آگاهی

وجود این ضریب که به میزان شناسایی‌های انجام شده حین مراحل شناسایی ارتباط مستقیم دارد جهت اصلاح ظرفیت‌های محاسبه شده الزامی است. باتوجه به اهمیتی که می‌تواند مقدار این ضریب داشته باشد قابلیت برای نرم‌افزار پیش‌بینی شده‌است که بتوان حساسیت نتایج بدست آمده را نسبت به این ضریب مشاهده نمود.

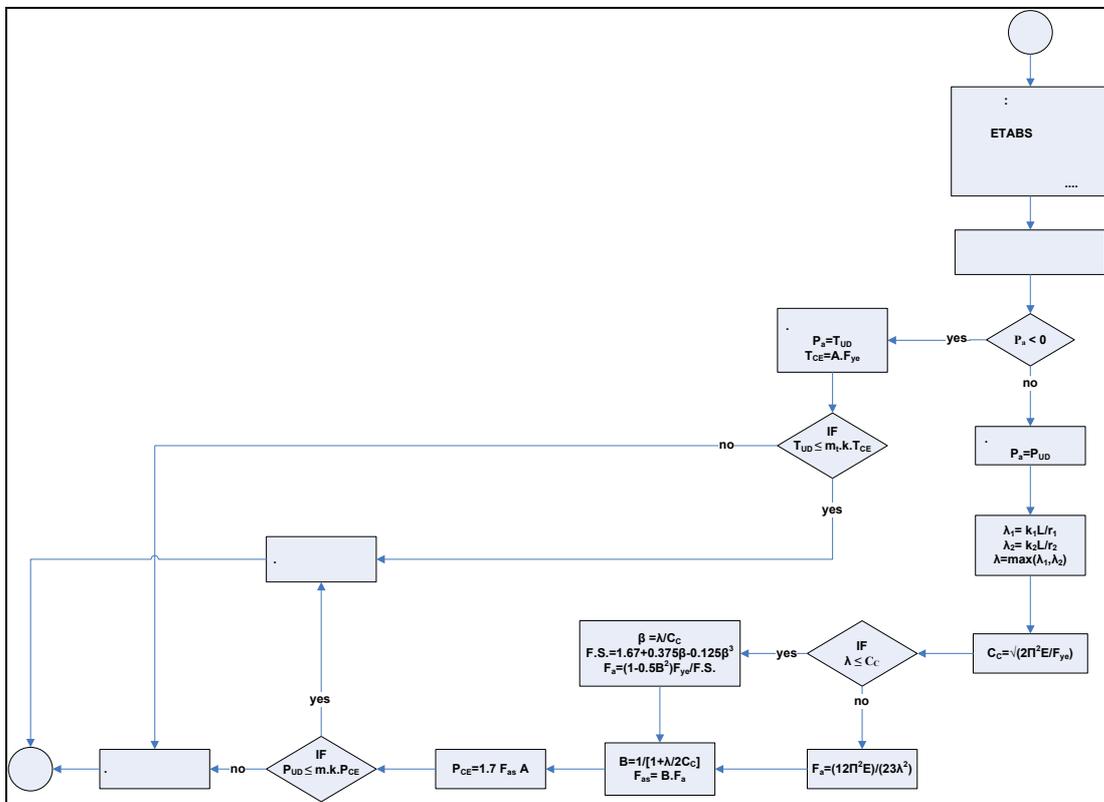
۳-۶- ضرایب C_1 ، C_2 ، C_3 ، J

این ضرایب به عنوان پارامترهای اصلی مد نظر نیستند و تنها مورد استفاده آنها در ساختن سریع ترکیب بارها می‌باشند.



۴- ارزیابی سازه‌های فولادی با استفاده از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای

اگرچه در دستورالعمل بهسازی روابط نسبتاً جامعی راجع به ارزیابی سازه‌های فولادی موجود است، لیکن استفاده از روابط ارائه شده در فصل پنجم آن برای سازه‌های فولادی تنها با بکارگیری سایر استانداردهای موجود از جمله استاندارد ۲۸۰۰ و مقررات ملی ساختمان (مبحث دهم) امکانپذیر است. بدین منظور تمامی اطلاعات لازم از دستورالعمل و سایر استانداردها استخراج شده و نتیجه به صورت نمودارهای جریان مجزایی برای المانهای سازه‌ای از جمله تیرها، ستونها و بادبندها ارائه شده است که بخشی از آن در شکل ۱ آورده شده است.



شکل ۱- نمودار جریان مربوط به نحوه محاسبه ظرفیت بادبندی ها

به منظور کاربردی کردن این روابط به هنگام نوشتن نرم‌افزار، تمامی روابط کنترلی ممکن به صورت نسبت‌های مشخص R_1 تا R_{14} در آورده شده است که این نسبتها در حالات مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرند. برای مثال برای تأمین یک سطح عملکرد مشخص در یک عضو سازه‌ای مانند بادبند، باید نسبت‌های R_{13} و R_{14} که به شکل زیر هستند هر دو کوچکتر از یک باشند:

$$R_{13} = \left(\frac{T_{UD}}{m_t \cdot K \cdot T_{CE}} \right) \quad (1)$$

$$R_{14} = \left(\frac{P_{UD}}{m \cdot K \cdot P_{CE}} \right) \quad (2)$$

۵- ساختار داده‌ها در REHAB

REHAB بر مبنای مفهوم برنامه‌نویسی شیء‌گرا «object-oriented» نوشته شده و از مزایای این مفهوم نسبتاً جدید استفاده مفیدی شده‌است. در REHAB می‌توانید به تعداد نامحدود Structure داشته‌باشید. Structure کلاسی است (Class) که شامل زیرکلاسه‌های (subclass) متعددی مانند جدول زیر است.

جدول ۱- برخی از subclass های Structure

ردیف	نام زیر کلاسی	مشخصه
۱	Definition	مشخصات کلی پروژه و سازه
۲	Material	مشخصات ظرفیت مصالح (کرانه پایین مورد انتظار)
۳	Load Combo	مشخصات ترکیب بارها
۴	Load Case	مشخصات انواع بارهای خالص مرده، زنده و زازله
۵	Section	مشخصات هندسی مقاطع موجود
۶	Story	مشخصات طبقات مختلف
.	.	.
.	.	.
.	.	.

همچنین برخی از این زیرکلاسه‌ها مانند Story خود دارای زیرکلاسه‌های دیگری مانند Member بوده و Member نیز دارای زیرکلاسه‌های دیگری مانند Location و... .

بدین ترتیب هر Structure دارای دو گروه از انواع داده‌ها می‌باشد که گروه اول به قبل از ارزیابی سازه مربوط است و گروه دوم به بعد از ارزیابی سازه.

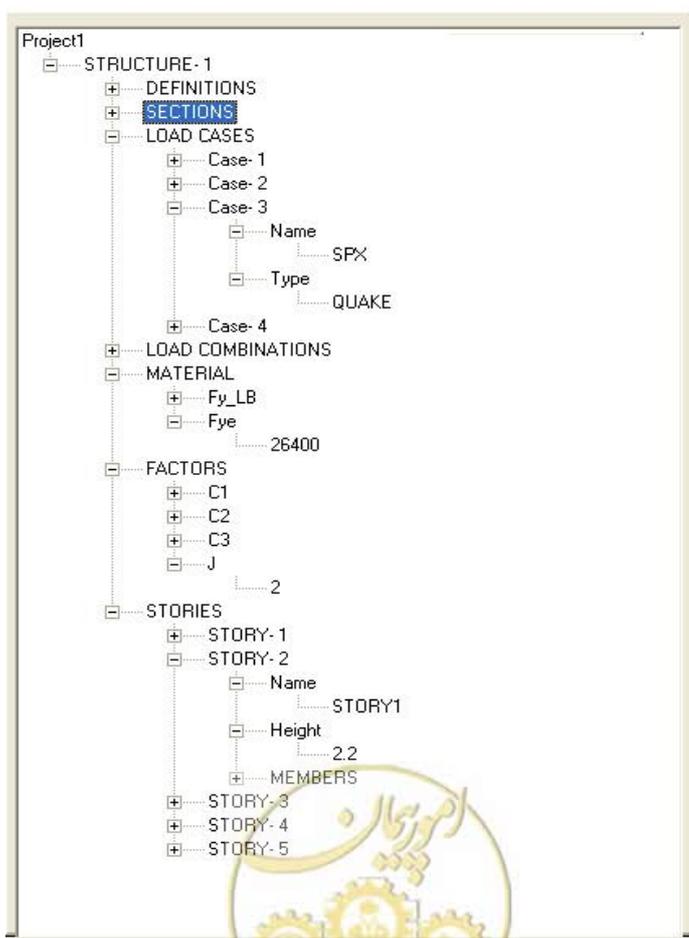
اطلاعاتی مانند مشخصات هندسی سازه، مشخصات هندسی مقاطع اختصاصی یافته به اعضاء آن، مشخصات مصالح، ضرایب آگاهی و سایر موارد اینچنینی را می‌توان به گروه اول اختصاص داده و اطلاعاتی مانند حداکثر سطح عملکرد هر عضو یا



Station، ظرفیت محاسبه شده (کرانه پایین یا مورد انتظار)، و نیروهای ضریب‌دار در هر ترکیب بار و به طور خلاصه هر اطلاعاتی که بعد از اجرای برنامه حاصل می‌شود را می‌توان به اطلاعات گروه دوم اختصاص داد. بدین ترتیب و با پیش‌بینی یک چنین ساختاری برای انواع اطلاعات ممکن برای یک سازه کلاس اصلی Structure طراحی و ساخته شد و بر حسب نیاز، زیرکلاسهای فرعی دیگر مانند Story، Member، Location و ... ساخته شدند.

آنگاه تمامی سعی در برنامه‌نویسی معطوف به ساختن Object هایی از این کلاسها با توجه به اطلاعات بدست آمده از فایل‌های خروجی نرم‌افزارهای دیگر و مواردی که در Interface نرم‌افزار گنجانده شده بود، گردید. بدین ترتیب و با این ساختار، کاربر نرم‌افزار REHAB قادر خواهد بود تا با رفتن به منوی Building و انتخاب گزینه Add Structure، Object دیگری را از نوع کلاس Structure تعریف کرده و همزمان با سازه یا سازه‌های قبلی دیگر مورد ارزیابی و مقایسه قرار دهد. این مقایسه خصوصاً در هنگام تهیه طرح مقدماتی بهسازی لرزه‌ای و بررسی سه گزینه پیشنهادی ابزار خوبی را برای انتخاب گزینه برتر فراهم می‌کند.

در شکل ۲ بخشی از ساختار درختی گسترش یافته یک نمونه Structure نشان داده شده است. البته یادآوری می‌شود که بدلیل تعداد زیاد مشخصه‌های این کلاس، تنها بخشی از موارد مهم آن در شکل آورده شده‌است.



شکل ۲- بخشی از ساختار گسترش یافته کلاس Structure

۶- دریافت اطلاعات ورودی

اطلاعات ورودی مورد نیاز REHAB را می‌توان به ۴ دسته زیر تقسیم بندی نمود.

الف- مشخصات کلی پروژه و سازه

ب- هندسه سازه و اختصاصات اجزاء آن

ج- نیروهای اختصاص داده شده به اجزاء سازه‌ای

د- سایر مشخصات و ضرایب لازم

سه بخش اول این مشخصات (قسمتهای الف، ب، ج) را می‌توان به سادگی به هنگام شروع کار با برنامه و در پنجره STRUCTURE1 تعریف نمود. در قسمتهای Description و Frame Type و این پنجره به مشخصات پروژه و سازه پرداخته می‌شود.

با وارد کردن مسیر فایل‌های خروجی مربوط به نرم‌افزارهای ETABS و SECTION MAKER در قسمت Use Advanced Features می‌توان از قابلیت این نرم‌افزار برای خواندن اطلاعات مربوط به هندسه سازه (قسمت ب) و نیروهای اختصاص داده شده به اجزاء سازه‌ای (قسمت ج) استفاده بسیار موثری نمود. قابل ذکر است در صورتی که چنین فایل‌هایی موجود نباشند، می‌توان از فرمهایی که در بخشهای مختلف نرم‌افزار جهت وارد کردن چنین اطلاعاتی گنجانده و طراحی شده است استفاده نمود. نمایی از پنجره STRUCTURE1 در شکل ۳ نمایش داده شده‌است.

شکل ۳- پنجره STRUCTURE1 مخصوص وارد کردن بخش عمده‌ای از اطلاعات ورودی

برای وارد کردن سایر اطلاعات مانند ضرائب، مشخصات مصالح، ترکیب بارها و ... از سایر فرم‌هایی که برای این منظور پیش‌بینی شده می‌توان استفاده نمود. در شکل ۴ دو نمونه از این فرم‌ها قابل مشاهده می‌باشد.

The image shows two screenshots of software dialog boxes. The top one is titled 'Load Combinations' and the bottom one is titled 'Material'.

Load Combinations Dialog:

- Choose Structure:** Andisheh
- Table:**

	DEAD	LIVE	SFK	SPY
Comb3	1.1	1.1		1
Comb4	1.1	1.1	-1	
Comb5	1.1	1.1		-1
Comb6	0.9		1	
Comb7	0.9			1
Comb8	0.9		-1	
Comb9	0.9			-1
Comb10	1.1	1.1		
Comb11	1.1	1.1	0.5	
Comb12	1.1	1.1		0.5
Comb13	1.1	1.1	-0.5	
Comb14	1.1	1.1		-0.5
Comb15	0.9		0.5	
- Buttons:** Add Default Combos, Add New Combo, Modify Combo, Delete Combo
- Load Combination List:** Comb1, Comb2, Comb3, Comb4, Comb5, Comb6, Comb7, Comb8, Comb9, Comb10, Comb11, Comb12, Comb13, Comb14, Comb15
- Assigning Selected Combos:**
 - Columns:** Force (Comb10-17), Deflection (Comb1-8)
 - Beams:** Comb1-9
 - Braces:** Comb1-9
- Buttons:** Cancel, OK

Material Dialog:

- Choose Structure:** Andisheh
- Material:** Steel
- Fy_LB:** 24000
- Fye:** 26400
- E:** 21000000
- Buttons:** OK, Cancel

شکل ۴- فرم‌های *Material* و *Load Combinations* مربوط به وارد کردن مشخصات مصالح و ترکیب بارها



۷- ارزیابی

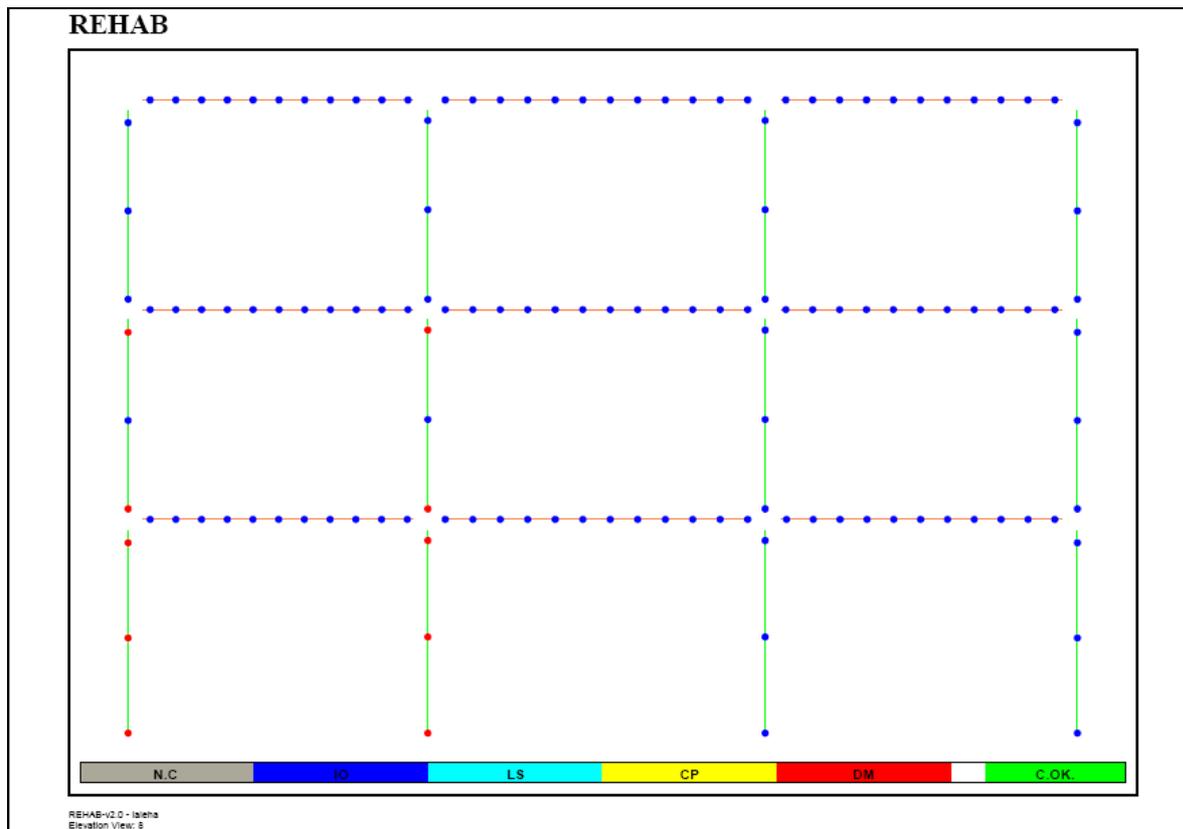
در این مرحله سه تابع ارزیابی مجزا برای ستون‌ها، تیرها و بادبندها نوشته شده که بواسطه آنها نرم‌افزار مطابق با دستورالعمل بهسازی و باتوجه به اطلاعات خوانده شده مربوط به اختصاصات المانها از جمله مشخصات مقطع، ابتدا به محاسبه ظرفیت مورد انتظار و کرانه پائین تمامی اجزاء می‌پردازد و آنگاه باتوجه به نیروهای موجود و ضرائب m که از جداول موجود در فصل پنجم دستورالعمل اقتباس شده، حداکثر سطح عملکرد در هر Station از هر عضو را در هر ترکیب بار محاسبه می‌کند و نهایتاً بدترین حالت ممکن را به عنوان حداکثر سطح عملکرد عضو گزارش می‌کند. بدین صورت در حالتی خاص و بدون در نظر گرفتن ضریب m محاسبه DCR اعضای باربر جانبی به سادگی صورت می‌گیرد. نمونه‌ای از DCR های محاسبه شده در شکل ۵ قابل مشاهده است.

در نهایت حاصل این ارزیابی‌ها به صورت گرافیکی بر روی هر Station از هر عضو نمایش داده شده و به صورت آماری نیز نموداری از وضعیت این محاسبات ارائه می‌شود. در شکل ۶ یک نمودار ارزیابی شده از قابهای یک سازه را به صورت گرافیکی و در شکل ۷ نتایج آماری مربوط به حداکثر سطح عملکرد از Station های تمامی اعضاء قابل مشاهده می‌باشند.

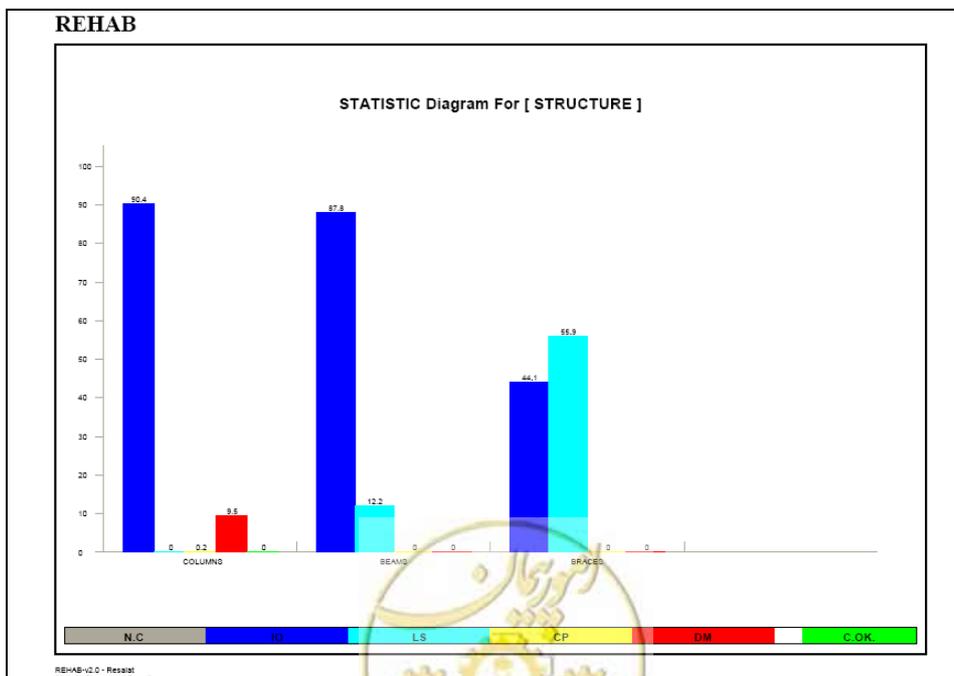
The screenshot shows the 'Making Groups' dialog box. The 'Choose Structure' dropdown is set to 'Andisheh' and 'Choose Member Type' is 'BRACE'. The 'Make Group!' button is visible. Under 'Choose Category By:', several options are checked: 'DCR Ranges' (with 'DCR_T' selected and values 0 to 10), 'Section Name' (set to '1L4C0'), 'PUF/PCL Ranges' (set to .50 to 0.5), 'Hinge Name' (empty), and 'Damaged Members'. The 'Print to file:' checkbox is also checked. On the right, a table shows the following data:

Name	Story	DCR_T
D1	STORY1	7.33
D2	STORY1	7.3
D15	STORY1	7.3
D16	STORY1	7.35
D1	STORY2	7.32
D2	STORY2	7.31
D3	STORY2	5.9
D4	STORY2	5.88
D5	STORY2	5.43
D6	STORY2	5.45
D7	STORY2	5.68
D8	STORY2	5.67
D9	STORY2	5.36
D10	STORY2	5.37
D15	STORY2	7.33
D16	STORY2	7.38
D17	STORY2	5.88
D18	STORY2	5.9
D1	STORY3	9.4
D2	STORY3	9.39

شکل ۵- محاسبه DCR کششی اعضای بادبندی و دسته بندی آنها بین دو محدوده + تا ۱۰



شکل ۶- نمایش گرافیکی حاصل از ارزیابی سازه



شکل ۷- نمودار آماری نشان‌دهنده وضعیت حداکثر سطح عملکرد Station اعضاء

۸- گزارش گیری

پس از اتمام عملیات ارزیابی این امکان در نرم‌افزار وجود دارد که از اطلاعات پروژه، ظرفیت مقاطع، مشخصات مقاطع، نتیجه عملیات ارزیابی در تمامی ترکیب بارها و ... گزارش تهیه نمود.

این گزارش‌ها در دو بخش جزئی (Detailed) و کلی (Summarized) قابل ارائه هستند. در گزارش کلی اطلاعاتی مانند مشخصات پروژه و سازه، مشخصات عضو، مشخصات مقطع، ظرفیت کرانه پایین یا مورد انتظار عضو (بسته به نوع المان سازه‌ای) و در نهایت اطلاعات مربوط به حداکثر سطح عملکرد هر Station از هر عضو تحت ترکیب بار بحرانی در جدولی به طور خلاصه آورده شده‌است.

در گزارش جزئی نیز اطلاعات مربوط به مشخصات پروژه و سازه، مشخصات عضو، مشخصات ترکیب بار مربوطه، و نیروهای ضریب‌دار، ضریب m مربوط به آن عضو، نسبت‌های R_1 تا R_{14} (بسته به مورد) و نهایتاً نتیجه ارزیابی هر Station از عضو تحت نیروهای ضریب‌دار، آورده شده‌است. در اشکال ۸ و ۹ قسمتی از هر نوع گزارش آورده شده‌است.

REHAB			
Project Name: Resalat Company: ABAD Consulting Engineers Engineer: A. Roozbehani			Page: 1
Member Properties			
Name: C44 K33: 1 L33: 3.2m	Story: STORY2 K22: 1 L22: 3.2m	Type: COLUMN	
Section Properties (cm)			
Name: 2UNP10C112F20C	Shape:		
A: 67 T: N/C Av(2): 12 Av(3): 54.17	I(33): 1625 I(22): 3603 r(33): 4.93 r(22): 7.33	S(33): 270.89 S(22): 339.93 Z(33): 325.07 Z(22): 407.92	Hw/Tw(33): 16.67 Hw/Tw(22): 5.88 Bf/Tf(33): 5.88 Bf/Tf(22): 16.67
Material Properties (kg-cm)			
Fy_LB: 2400	Fye: 2640	E: 2100000	
Member Capacities (Ton-m)			
P_CL: 131.49 Pe_33: 328.97 Pe_22: 729.32 T_CE: 176.88	M_CE_33: 7.15 M_CE_22: 8.97 M_PCE_33: 8.58 M_PCE_22: 10.77	M_CL_33: 6.5 M_CL_22: 8.16 M_PCL_33: 7.8 M_PCL_22: 9.79	
Summary Of Member Results			
Loc.	Criteria	Result	
0	D	IO	
0.5	D	IO	
1	D	IO	

شکل ۸- گزارش کلی (Summarized) از نتایج ارزیابی بر روی یک ستون

REHAB																				
Project Name: Resalat Company: ABAD Consulting Engineers Engineer: A. Roozbehani										Page: 9										
Member Properties																				
Name: C44 K33: 1 L33: 3.2m				Story: STORY2 K22: 1 L22: 3.2m				Type: COLUMN												
Member Capacities (Ton-m)																				
P_CL: 131.49 P_e_33: 328.97 P_e_22: 729.32 T_CE: 176.88				M_CE_33: 7.15 M_CE_22: 8.97 M_PCE_33: 8.58 M_PCE_22: 10.77				M_CL_33: 6.5 M_CL_22: 8.16 M_PCL_33: 7.8 M_PCL_22: 9.79												
Load Combinations																				
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Name</th> <th>Type</th> <th>Case</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Comb9</td> <td>Deflection</td> <td>0.9DEAD , -1SPY</td> </tr> <tr> <td>Comb18</td> <td>Force</td> <td>0.9DEAD , -0.5SPY</td> </tr> </tbody> </table>												Name	Type	Case	Comb9	Deflection	0.9DEAD , -1SPY	Comb18	Force	0.9DEAD , -0.5SPY
Name	Type	Case																		
Comb9	Deflection	0.9DEAD , -1SPY																		
Comb18	Force	0.9DEAD , -0.5SPY																		
Calculation Summary																				
Loc.	PF	PD	MF(33)	MF(22)	MD(33)	MD(22)	m(33)	m(22)	Ratio			Result								
0	63.32	63.32	0.08	0.04	0.06	-0.03	1.2	1.2	R1=0.48 ; R3=0.49 ; R4=0.01 ; R5=0			IO								
0.5	63.29	63.29	0.1	0.05	0.08	-0.04	1.2	1.2	R1=0.48 ; R3=0.49 ; R4=0.01 ; R5=0			IO								
1	63.27	63.27	0.11	0.06	0.09	-0.05	1.2	1.2	R1=0.48 ; R3=0.5 ; R4=0.01 ; R5=0			IO								

شکل ۹- گزارش جزئی (Detailed) از نتایج ارزیابی بر روی یک ستون

۹- طراحی

در REHAB می توان پس از تهیه یک لیست بلند از انواع مقاطع اجرایی، لیست کوتاهی از این لیست بلند را به انواع المانهای سازه ای اختصاص داده تا نرم افزار بتواند از میان این لیست کوتاه که بطور خودکار به ترتیب مساحت مقطع مرتب می شود برای یک سطح عملکرد دلخواه، عضو را به صورت بهینه طراحی کند. در شکل ۱۰ لیستی از ستونها نشان داده شده است که باتوجه به وضعیت موجود برای سطح عملکرد LS طراحی شده اند.

Name	Story	Type	Ex. Section	Ex.P.L.	Des. Section	Des.P.L.
C6	STORY1	COLUMN	3INP22C200F24C	DM	3INP22C200F24CW18A	LS
C8	STORY1	COLUMN	3INP22C200F34C	DM	3INP22C200F24CW18C	IO
C18	STORY1	COLUMN	3INP22C200F24C	DM	3INP22C200F24CW24C	IO
C19	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW16B	LS
C20	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW16B	LS
C22	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW22B	IO
C32	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW26E	IO
C40	STORY1	COLUMN	3INP22C200F24C	DN	3INP22C200F40LW40L	LS
C42	STORY1	COLUMN	2UNP10C112F20C	DN	2UNP10C112F20LW18L	LS
C44	STORY1	COLUMN	2UNP10C112F20C	DN	2UNP10C112F20LW18L	LS
C45	STORY1	COLUMN	2UNP10C112F20C	DN	2UNP10C112F25LW25L	LS
C48	STORY1	COLUMN	2UNP10C112F20C	DN	2UNP10C112F30LW30L	DM
C50	STORY1	COLUMN	3INP22C200F24C	DN	3INP22C200F24CW18A	LS
C52	STORY1	COLUMN	3INP22C200F24C	DN	3INP22C200F24CW18A	LS
C56	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW26E	LS
C58	STORY1	COLUMN	2UNP24C0	DN	2UNP24C0F15LW20L	DM
C64	STORY1	COLUMN	2UNP24C0	DN	2UNP24C0F15LW20L	DM
C66	STORY1	COLUMN	3INP20C180F24C	DN	3INP20C180F24CW26E	LS

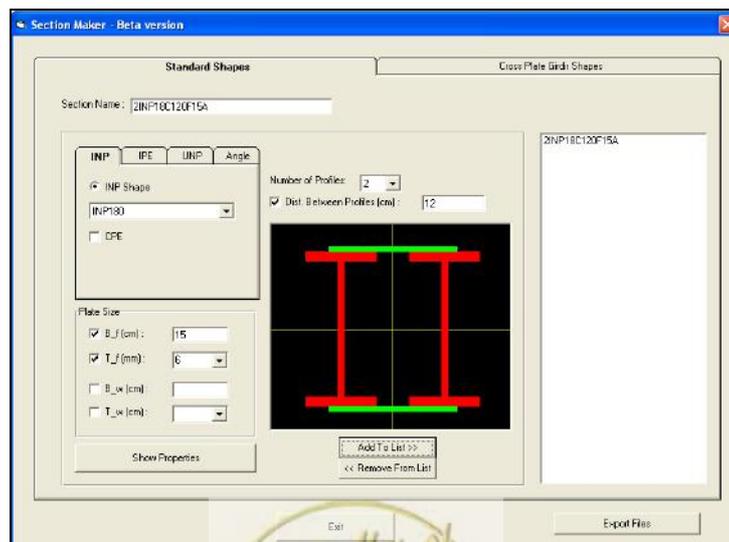
شکل ۱۰- ستونهای طبقه اول که برای سطح عملکرد LS طراحی شده اند

برای تهیه لیستهای کوتاه و اختصاص آنها به اجزاء سازه‌ای می‌توان از دو روش پیش‌بینی شده در نرم‌افزار استفاده نمود. در روش اول ابتدا لیست کوتاه در قسمت مربوطه ساخته شده و سپس به صورت دستی تمامی اعضای که مناسب هر لیست باشند انتخاب شده و عملیات اختصاص انجام می‌گیرد.

در روش دوم این کار به صورت خودکار و توسط نرم‌افزار بدین ترتیب انجام می‌گیرد که از بین لیست بلند برای هر عضو لیست کوتاهی را پیدا می‌کند که تمامی مقاطع موجود در آن متناسب با مقطع اولیه عضو باشند. البته استفاده از این روش در صورتی میسر است که از نرم‌افزار جانبی SECTION MAKER جهت ساخت مقاطع استفاده شده باشد.

۱۰- نرم‌افزار جانبی SECTION MAKER

این نرم‌افزار برای ساخت مقاطع مرکب رایج در کشور تهیه شده‌است و علاوه بر محاسبه مشخصات رایج مقاطع مانند ممان اینرسی و مساحت مقطع و نظیر آن، مقادیر $\frac{b}{t}$ و $\frac{h}{t}$ مقطع را نیز که موردنیاز برای محاسبه m هستند، محاسبه می‌کند. حاصل کار با این نرم‌افزار دو فایل خروجی یکی با پسوند .prp * می‌باشد که مورد استفاده در نرم‌افزار REHAB می‌باشد و دیگری بدون پسوند است که به کمک برنامه جانبی Proper (ضمیمه نرم‌افزارهای SAP و ETABS) فایل‌های با پسوند .prp * می‌سازد. این فایل جهت استفاده در برنامه‌های SAP و ETABS کاربرد دارد. در شکل ۱۱ نمایی از صفحه اصلی نرم‌افزار جانبی SECTION MAKER نشان داده شده‌است.



شکل ۱۱- نرم‌افزار جانبی SECTION MAKER برای ساخت فایل مقاطع مرکب ایرانی

۱۱- معایب و مزایای ویرایش فعلی

از آنجایی که کار طراحی و برنامه‌نویسی ویرایش فعلی نرم‌افزار کاملاً به اتمام نرسیده‌است، اما در عین حال تحت نظارت نگارنده قابل استفاده بوده و ساختمان‌های متعددی نیز با این نرم‌افزار ارزیابی و یا به طور مقدماتی طراحی شده‌است. از این سو با عنایت به اینکه این نرم‌افزار باتوجه به نیازهایی که کاربران مختلف به هنگام ارزیابی ساختمانهای متعدد مواجه آن بوده‌اند به تدریج شکلگیری شده‌است، طبق نظر نگارنده و نظرات سایر کاربران، برای REHAB می‌توان مزایا و نیز معایبی برشمرد که در جدول ۲ بدانها اشاره شده‌است.

مزایا	معایب
ساختار داده نسبتاً قوی و قابل توسعه	عدم ذخیره اطلاعات مربوط به پس از اجرای برنامه
سهولت در ورود اطلاعات (فایل خوانی از نرم‌افزارهای رایج) و دیدن نتایج‌نهایی (نمودار آماری)	عدم امکان استفاده از نرم‌افزار SECTION MAKER در داخل REHAB
سرعت قابل ملاحظه در محاسبات	عدم ارتباط مستقیم با بخشهای گرافیکی
مطابقت با استانداردهای داخلی	عدم بررسی Link ها
گزارش‌گیری نسبتاً جامع	کامل نبودن Error Handler موجود

جدول ۲- معایب و مزایای REHAB

۱۲- توسعه

باتوجه به مواردی که در قسمت پیشین بدانها اشاره شد، قصد برآنست که در ویرایش‌های بعدی به قسمتهای رابط گرافیکی بیشتر پرداخته‌شده و Interface و Error Handler موجود نرم‌افزار بهبود داده‌شود. همچنین باتوجه به امکانات موجود، برخی محاسبات و کنترل‌هایی که قبل و بعد از تحلیل غیرخطی سازه‌های فلزی مورد نیاز است را نیز می‌توان در حوزه محاسبات و ارزیابی‌های REHAB گنجانده. نرم‌افزارهای الحاقی نیز به منظور محاسبه تغییر مکان هدف به روشهای دو خطی و طیف ظرفیت نیز برای ویرایش بعدی پیش‌بینی شده است.

و در نهایت توسعه و تعمیم این نرم‌افزار برای سازه‌های بتنی نیز در حال فراهم شدن است که امید است در آینده نزدیک محقق گردد.



بهسازی لرزه‌ای زمین‌های سست با استفاده از روش ستون‌های سنگی

مصطفی زمانیان

دانشگاه صنعتی شریف

D_zamaniaan@yahoo.com

احسان احمدی

دانشگاه صنعت آب و برق (شهید عباسپور)

دکتر سید حسن صحرانورد

شرکت ساختمانی بتون پاش

چکیده

ستون‌های سنگی بعنوان یک گزینه ایده‌آل جهت بهسازی خاک‌های لایه‌ای سست، رس و ماسه‌های لای‌دار شل به شمار می‌روند. با اجرای ستون‌های سنگی به سطح مناسبی از مقاومت برشی، پایداری در شیروانی مقدار نشست مجاز و ظریب ایمنی در روانگرایی خواهیم رسید. کاربردهای ستون سنگی شامل تقویت پی‌خاکریزها و یا سازه‌های بزرگ، پایه بزرگ راه‌ها و... می‌باشد. باتوجه به شرایط اجرا روش ستون سنگی بیشتر بعنوان یک روش تجربی شناخته شده‌است و نیاز به تحقیقات گسترده‌تر جهت پیش‌بینی مقاومت نهایی خاک تقویت شده با این روش، ضروری به نظر می‌رسد. در این مقاله مقایسه‌ای بین نتایج بدست آمده از عملیات بهسازی در زیر دو مخزن ذخیره گاز و نتایج حاصله از نرم‌افزار تحلیل ستون‌های سنگی (Stonec) به عمل آمده‌است.

واژه‌های کلیدی: ستون سنگی، بهسازی خاک، روانگرایی، ظرفیت باربری، Stone C

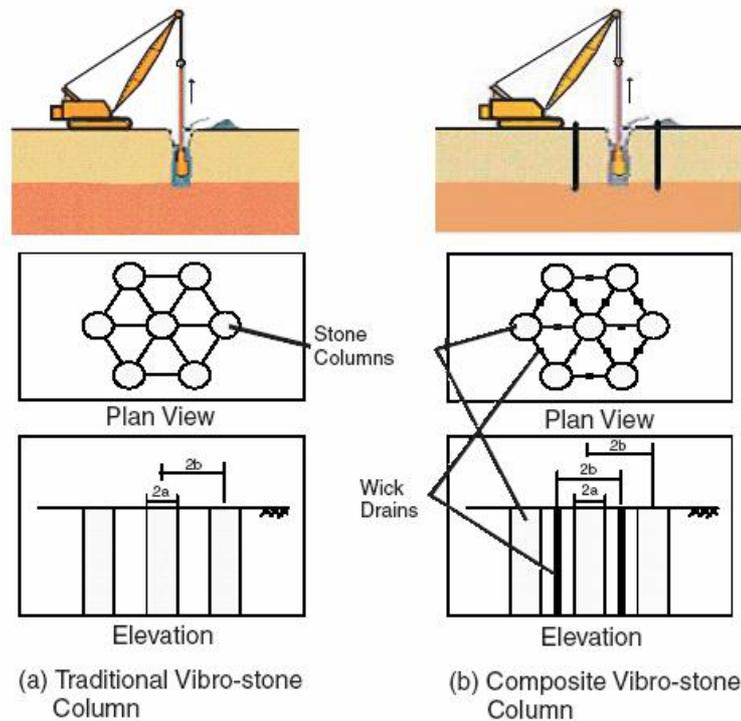
۱- مقدمه:

باتوجه به افزایش روز افزون قیمت زمین، نیاز به توسعه سایت‌های اجرایی در زمین‌های نامناسب (از لحاظ ژئوتکنیکی)، محدودیت‌های زیست محیطی در استفاده از زمین‌های مرغوب و... نیاز به توسعه روش‌های جدید جهت بهسازی زمین‌های نامرغوب بیش از پیش نمود پیدا می‌کند. تکنولوژی‌های موجود در بهسازی زمین‌های سست با مطالعات آزمایشگاهی و معادل سازی‌های تئوریک جهت تطبیق نتایج مورد انتظار با نتایج پیش‌بینی شده قبل از اجرا، همراه شده‌است. با این حال انتخاب روش مناسب برای بهسازی در یک سایت مشخص از درجه اهمیت بالاتری برخوردار می‌باشد. بسته به شرایط پروژه، اعم از محل اجرا، سازه‌های مجاور، تکنولوژی‌های موجود، اقتصاد پروژه و... از یکی از روش‌های بهسازی زمین میتوان بهره جست. در این بین روش‌های تراکم لرزه‌ای از مقبولیت گسترده‌ای برخوردار شده‌اند دلیل این امر را می‌توان در سهولت اجرای این روش‌ها در طیف وسیعی از شرایط ژئوتکنیکی و اقلیمی دانست. از میان روش‌های تراکم لرزه‌ای، روش‌های *vibro replacement*، *vibro displacement* باتوجه به شباهت در نحوه اجرا و روش‌های بهسازی در این مقاله مورد بحث قرار گرفته‌اند.

۲- اجرای ستون سنگی

اجرای ستون سنگی شامل جایگزینی خاک سست با یک ستون عمودی متراکم از سنگ یا خاک بسیار درشت دانه می‌باشد. در روش *vibro replacement* یا ستون سنگی تر برای ایجاد ستون، از جت آب استفاده می‌شود. در صورتی که در روش *vibro displacement* یا ستون سنگی خشک، بجای جت آب، جت هوا بکار می‌رود، اما روش تر از مقبولیت گسترده‌تری برخوردار می‌باشد. پس از ایجاد گودال با قطر مناسب سنگ خرد شده یا شن درشت دانه درون گود ریخته شده و یا حرکت میله ارزان بخوبی متراکم می‌شود. (شکل ۱-۲) جهت به حداکثر رسیدن تراکم ستون سنگی تمام گود بصورت کامل متراکم نخواهد شد بلکه عملیات تراکم با اجرای قطعات کوچک‌تر تکمیل خواهد شد. عملیات تراکم بوسیله میله لرزان انجام می‌پذیرد که لرزش این میله توسط چرخش الکتریکی یا هیدرولیکی وزنه‌های خارج از مرکزی که درون میله قرار دارند صورت می‌پذیرد. عملیات حفر گودال نیز با همین میله‌ها و به کمک جت آب یا هوا و چرخش میله صورت می‌پذیرد. وزن میله حفار نیز عامل مهمی در راندمان حفاری خواهد بود. قطر میله لرزان دستگاه باتوجه به تجهیزات پیمانکاران بین ۱۲ تا ۱۸ اینچ می‌باشد. و اجرای ستون سنگی با تکمیل لیفت‌های ۱ تا ۴ فوتی ادامه خواهد یافت. پس از حفر کامل گودال، درشت دانه‌ها از فضای بین میله و گودال ریخته شده و با حرکت ارتعاشی میله‌ها، ستون سنگی متراکم خواهد شد.





شکل ۲-۱. اجرای سنتی و جدید روش ستون سنگی

۳- کاربرد ستون سنگی

ستون سنگی با کاربردهای متنوع در بهسازی زمین بعنوان یک تکنیک موفق جهت حصول به شرایط زیر شناخته شده است.

- بهبود پایداری شیروانی‌های طبیعی و یا خاکریزها
- افزایش ظرفیت برشی خاک
- کاهش میزان نشست کل و تفاضلی
- کاهش پتانسیل روانگرایی خاک‌های ماسه‌ای
- افزایش آهنگ نشست

از این روش جهت بهسازی پی سازه‌هایی که روی خاک‌های چسبنده نرم یا سخت، ماسه‌های لای دار شل که حاوی بیش از ۱۵٪ ریزدانه می‌باشند بهره برده می‌شود. ارتفاع ستون سنگی به کار رفته در کارهای عملی بین ۴ تا ۱۵ متر می‌باشد. که در اعماق کمتر از ۶ متر این روش بسیار کاربردی و اقتصادی خواهد بود. و ستون‌های با عمق بیش از ۱۵ متر در مقایسه با پی‌های عمیق متعارف صرفه اقتصادی نخواهد داشت. علاوه بر این، اجرای ستون سنگی با اعماق زیاد مشکلات اجرایی خاصی از قبیل پایداری گودها و تراکم مناسب ستون سنگی را در پی خواهد داشت. برای استفاده از ستون سنگی در خاک‌های با مقاومت برشی زهکشی نشده بسیار پائین محققین مقدار مقاومت زهکشی نشده 7 KN/m^2 (150 Psf) را پیشنهاد داده‌اند. باتوجه به مقاومت در مقابل نفوذ ویبراتور و دیگر ملاحظات اقتصادی حد مقاومت برش 1000 Psf تا 2000 Psf ($50-100 \text{ KN/m}^2$) بعنوان حد بالای

مقاومت زهکشی نشده خاکهای قابل بهسازی توسط این روش در نظر گرفته شده‌است. در حقیقت خاکهای با مقاومت برشی زهکشی نشده بالاتر می‌توانند بدون نیاز به زهکشی بارهای وارده را تحمل کنند.

۴- انواع ستون‌های سنگی

بهسازی یک خاک سست با ستون سنگی یا ماسه‌ای می‌تواند با تکنیک‌های متفاوت حفاری، جایگزینی و تراکم انجام پذیرد. روش‌های اصلی اجرایی این ستون‌ها که در شرایط مختلف سایت‌ها قابل اعمال می‌باشند بصورت زیر می‌باشند.

4-1- vibro replacement یا روش تر:

در این روش با استفاده از فشار جت آب، گودالی تا عمق مورد نظر در خاک، حفاری خواهد شد. مواد حفاری شده از گودال با فشار زیاد آب از گودال خارج می‌شوند و پس از حفاری سنگ تا ارتفاع $0/3$ تا $1/2$ متر درون گودال ریخته شده و توسط ویراتور الکتریکی یا هیدرولیکی موجود در سر میله حفاری متراکم می‌شود. سپس لیفت بعدی سنگ ریخته و متراکم خواهد شد تا اینکه گودال با سنگ متراکم پر شود. بهترین نتایج زمانی بدست می‌آید که مقاومت برشی خاک بین $(15-50 \text{ KN/m}^2)$ بوده و بهترین عمق لایه بهسازی شده در رنج $10-6$ متر باشد که در روش‌های اجرایی اخیر، این عمق افزایش یافته است.

4-2- vibro displacement (روش خشک)

روش خشک یک فرایند بدون آب است که در بعضی از مواقع به روش تر ترجیح داده می‌شود. تفاوت اصلی روش تر و خشک، نبودن جت آب در طول شکل‌گیری اولیه گودال می‌باشد. شرط لازم برای استفاده از این روش، پایدار ماندن گود پس از حفاری است، لذا مقاومت برشی خاک مورد نظر می‌بایست بیش از $(40-60 \text{ KN/m}^2)$ باشد. سطح آب زیر زمین در این گونه سایت‌ها باید به اندازه کافی پائین باشد. هر چند با رشد تکنولوژی‌های اخیر قابلیت استفاده از روش خشک در خاکهای نرم و سطح آب زیرزمینی بالا امکان‌پذیر شده است.

4-3- ستون‌های سنگی کوبیدنی یا Compacted stone column :

در این روش با کوبیدن یک لوله ته بسته یا ته باز با ایجاد یک گود در زمین فضایی برای ریختن سنگ ایجاد خواهد شد. سپس مخلوطی از سنگ ماسه درون زمین ریخته شده و با رها کردن وزنه‌های سنگین این بخوبی متراکم خواهد شد این روش که بیشتر به ستون‌های سنگی (شمع‌های) فرانکی مشهور است. بطور قابل توجهی در بلژیک مورد استفاده قرار گرفته‌است. بکار بردن لوله‌های ته بسته یا ته باز مانع از ریخته شدن جداره گودال در زمین‌های سست خواهد شد لذا از این روش بطور وسیعی می‌تواند در زمین‌های مورد استفاده قرار گیرد.



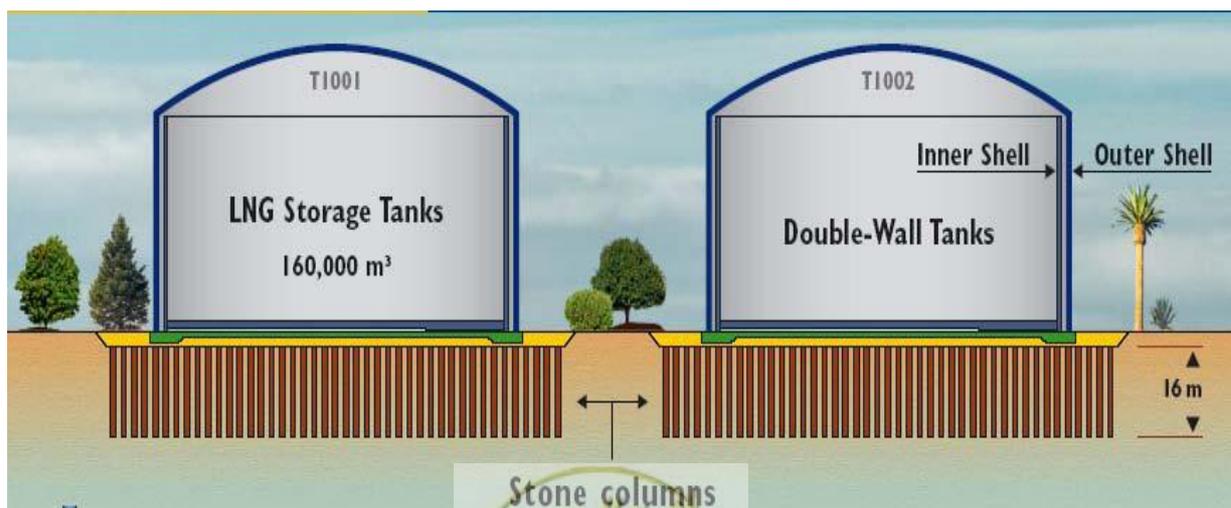
4-4- شمع‌های متراکم ماسه‌ای compacted sandy pile:

در این روش با استفاده از ضربه و لرزش، لوله فولادی درون خاک فرو رفته و درون آن با ماسه پر خواهد شد. پس از متراکم کردن ماسه، لوله فولادی به آرامی بیرون کشیده می‌شود و در هر مرحله از بیرون آمدن لوله، عملیات تراکم ماسه تکرار خواهد شد، که این پروسه تا خروج کامل لوله فولادی از گودال ادامه خواهد یافت. از این روش بطور گسترده‌ای در ژاپن استفاده شده‌است. از این روش برای خاکهای رسی نرم با سطح آب زیرزمینی بالا بهره برده می‌شود.

۵- بهسازی دو مخزن گاز LNG در هندوستان با روش Vibro Replacement

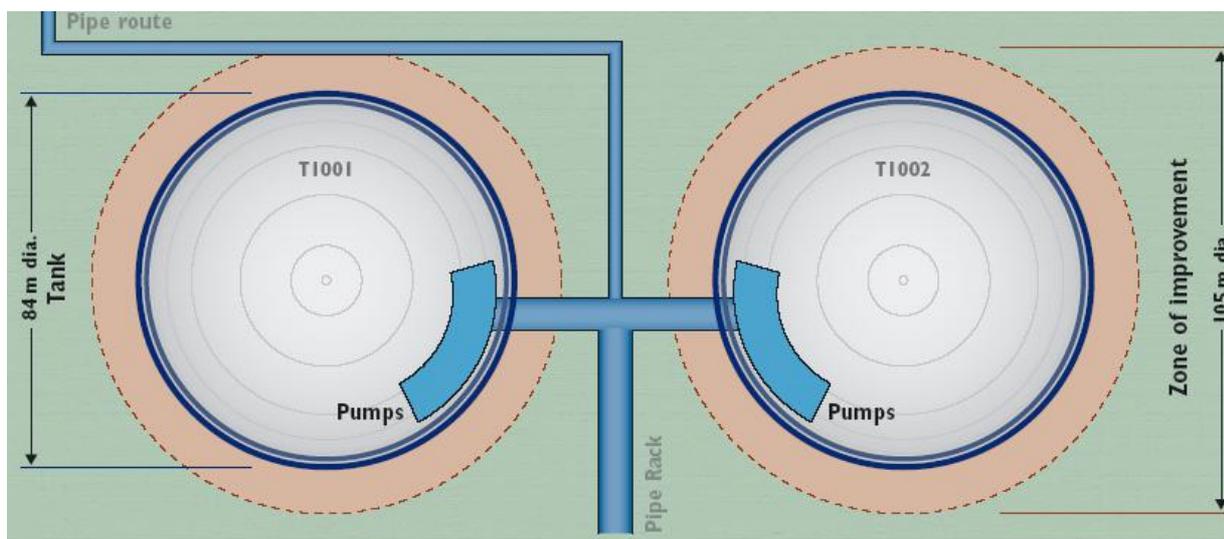
۵-۱- کلیات پروژه و خصوصیات خاک منطقه

هدف از این پروژه ساخت دو مخزن گاز LNG با قطر ۸۴ متر بر روی خاک ماسه سیلتی سست و نیمه متراکم می‌باشد. این دو مخزن تا ارتفاع تقریبی ۳۵ متر از گاز مایع پر شده و فشار تقریبی 230 KN/m^2 را بر کف مخزن وارد می‌آورند. خطری بالای روانگرایی و نشست‌های زیاد در خاک ماسه‌ای از دغدغه‌های این پروژه بشمار می‌رفتند. نمایی از مخازن مذکور در شکل‌های (۲-۵) و (۳-۵) مشهود می‌باشد.



شکل ۵-۲. پروفیل مخازن و محل قرارگیری ستونها





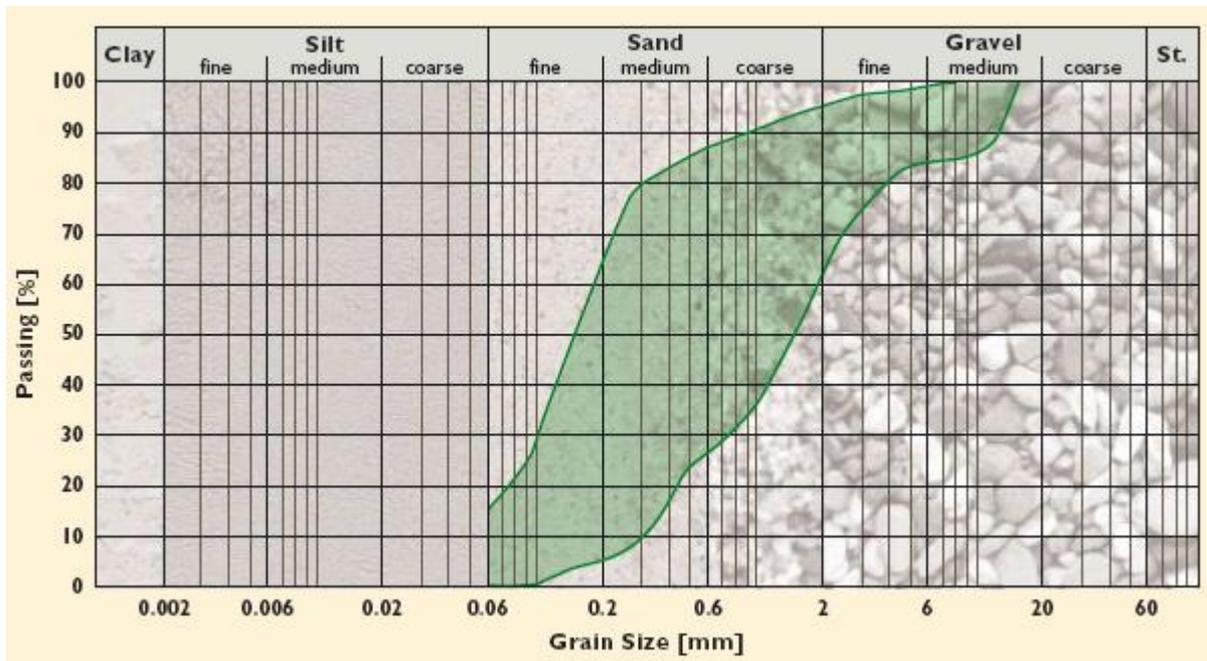
شکل ۵-۳. پلان مخازن و فونداسیون تحت بهسازی

۵-۲- شرایط خاک منطقه

درصد ریز دانه این ماسه کمتر از ۱۵٪ بوده و به علت نشست‌های بالا و خطر ایجاد روانگرایی در آن نیازمند، بهسازی می‌باشد. با در نظر گرفتن راهکارهای مختلف استفاده از روش ستون سنگی جهت بهسازی زمین بعنوان مناسب‌ترین روش بهسازی انتخاب شد. عمق خاک بهسازی شده ۱۶ متر تخمین زده شد که لایه بعدی با داشتن عدد $SPT > 50$ بستر مناسبی برای بهسازی بشمار می‌رفت. باتوجه به نتایج حاصل از آزمایشات درجای انجام شده، عدد SPT خاک سست در حدود ۱۴ تخمین زده شد. پروفیل خاک منطقه بصورت شکل ۵-۴ بوده و منحنی دانه‌بندی این خاک نیز در شکل ۵-۵ مشخص می‌باشد.

Depth bel. GL Elev.	SC	Description	SPT [N]	CPT qc [MPa]
0				
10 -1		selected, well compacted fill (subgrade)		20,0
9 -3		engineering fill		2,5
7 -10		sand	14	7,5
0 -17		sand, silt & clay	11	10,0
-7 -30		dense sand	30/75	20/30
-20 -50		stiff clay and sand	50	-
-40 -80		dense sand	75	-
-70		base formation (assumed as incompressible)		

شکل ۵-۵. پروفیل خاک منطقه



شکل ۵-۶ منحنی دانه بندی خاک تحت بهسازی

۵-۳- بهسازی با روش ستون سنگی

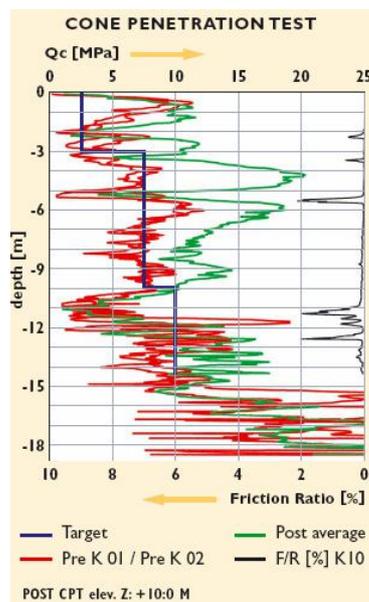
ستون‌های سنگی با عمق ۱۶ متر، اقطار ۱ متر و به فاصل تقریبی ۲/۴ متر بصورت گرید مربعی جهت بهسازی خاک منطقه انتخاب شدند. دستیابی به شرایط زیر پس از اجرای ستون سنگی اهداف بهسازی به شمار می‌رفتند:

الف) نشست حداکثر در زیر مرکز پی، در شرایط مخزن پر، به حد مجاز ۱۲ سانتی‌متر در خاک سست برسد.

ب) حداکثر شتاب زلزله قابل پیش‌بینی معادل با 0.22g است که باتوجه به شرایط خاک منطقه احتمال وقوع روانگرایی بسیار بالا می‌باشد که پس از بهسازی باید به سطوح اطمینان کافی دست‌یافت.

روش تحلیل مورد استفاده در این پروژه روش PRIEBE (1998) بوده و جهت افزایش ضرایب ایمنی از روش افزایش درجای دانسیته، قبل از اجرای بهسازی بر روی خاک اطراف مخزن استفاده شد. قابل توجه است که قبل از اجرای ستون‌های سنگی، یکسری ستون آزمایشی اجرا شد. باتوجه به نتایج بدست آمده در تمامی پروفیل مورد بهسازی بجز چند لنز کوچک نتایج آزمایشات CPT پیشرفت بسیار خوبی در بهسازی خاک منطقه نشان می‌داد. لنزهایی که مقاومت آنها از حدود پیش‌بینی شده پایین‌تر بود نیز فاقد پتانسیل روانگرایی بودند. شکل ۵-۷ بیانگر مطالب فوق می‌باشد.





شکل ۵-۷

۶- آنالیز نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از نرم افزار StoneC

با انتخاب ستون‌هایی با اقطار ۱ متر و فواصل مربعی ۲٫۴ متری، تعداد ۱۴۸۱ ستون برای بهسازی زیر هر مخزن مورد نیاز می‌باشد. باتوجه به پارامترهای مقاومتی خاک و ستون سنگی و محاسبه نشست‌ها از طریق روش PRIEBE حداکثر نشست زیر مرکز پی 12.98 cm بدست آمد که همخوانی مناسبی با نتایج حاصل شده از آزمایشات درجا دارد. همچنین مقادیر مقاومت بهسازی شده خاک زاویه اصطکاک داخلی‌ای در حدود ۳۶ درجه را نشان می‌دهد که این عدد معادل با عدد SPT حدودا ۴۵-۴۰ مطابق با نتایج DURHAM (1954) می‌باشد. جدول زیر خلاصه‌ای از شرایط خاک و سنگ را قبل و بعد از بهسازی نشان می‌دهد.

:: Stone-columns and foundation properties ::

Foundation pressure :	230.00 kPa	Ground water table at :	Not present
Eff. overburden pressure :	0.00 kPa	Column weight above G.W.T :	19.00 kN/m ³
Number of columns :	1481	Column weight below G.W.T :	No G.W.T.
X distance between columns :	2.40 m	Foundation geometry :	Circular
Y distance between columns :	2.40 m	Foundation type :	Rigid
Column effective friction angle :	40.00°	Stresses below foundation :	According to Boussinesq

:: Soil and stone columns input data ::

No	Bottom level (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight	Poisson ratio	Friction angle (degrees)	Cohesion (kPa)
1	16.00	1.00	7.44	8.00	12.50	20.00	0.30	28.00	0.00

:: Calculated soil improvement ::

No	n ₀	Delta (A/Ac)	n ₁	m ₁	phi ₁ (degrees)	c ₁ (kPa)	f _d	n ₂	m ₂	phi ₂ (degrees)	c ₂ (kPa)
1	1.76	0.41	1.71	0.42	33.41	0.00	1.50	2.55	0.61	35.69	0.00

n₀ : Basic improvement factor
 Delta(A/Ac) : Value added to area ratio (due to column compressibility)
 n₁ : Soil improvement factor (due to column compressibility)
 f_d : Depth factor (due to overburden constraint)
 : (***) means f_d does not meet compatibility controls
 n₂ : Improvement factor (with overburden constraint)
 m_{1,2} : Proportional loads on columns (for n₁ and n₂ respectively)
 phi_{1,2} : Improved effective soil friction angle (for n₁ and n₂ respectively)
 c_{1,2} : Improved effective soil cohesion (for n₁ and n₂ respectively)

جدول ۶-۱

مقادیر نشست براساس آنالیز از روش PRIEBE در جدول ۶-۲ آمده‌اند، همچنین دیاگرام‌های ۶-۸ بیانگر توزیع تنش و نشست‌های محاسبه شده در زیر پی می‌باشد.

:: Settlements (according to Priebe) ::

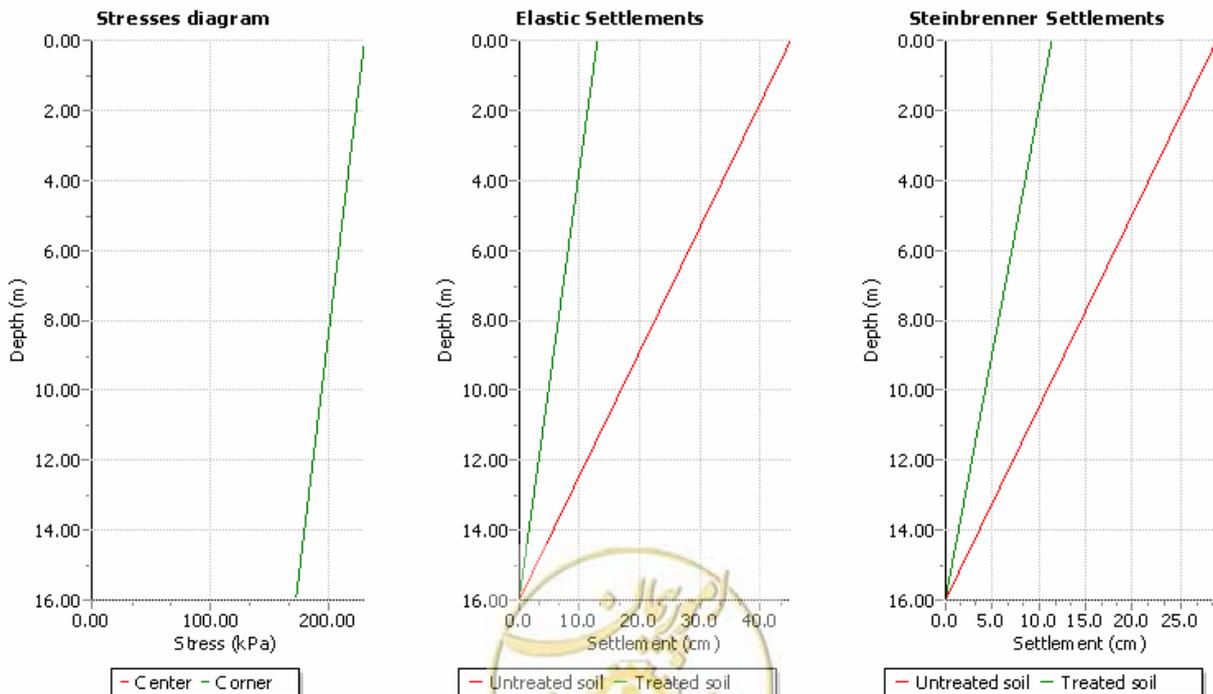
Depth (m)	Initial stress (kPa)	Foundation stress (kPa)	Settlement without improvement (cm)		Settlement with improvement (cm)	
			Center	Comer	Center	Comer
0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
16.00	320.00	224.30	44.9	0.0	13.0	0.0
Total :			44.86	0.00	12.98	0.00

:: Total settlements according to Steinbrenner (Simons & Menzies) ::

(Please notice that the influence factor I_f due to footing embendment depth is considered equal to 1)

Depth (m)	Settlement without improvement (cm)		Settlement with improvement (cm)	
	Center	Comer	Center	Comer
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
16.00	28.9	11.4	16.0	6.7
Total :	28.93	11.36	16	6.66

جدول ۶-۲. مقادیر نشست در زیر مخزن قبل و بعد از بهسازی



شکل ۶-۸. توزیع تنش و نشست‌های محاسبه شده در زیر پی

ظرفیت باربری خاک سست نیز بر اساس آیین‌نامه‌های DIN4017 و EUROCOD 7 محاسبه شده‌اند که ضرایب اطمینان حاصله مناسب بودن فرایند بهسازی را تصدیق می‌کنند. نتایج حاصل از عملیات بهسازی در جداول ۳-۶ و ۴-۶ ارائه شده‌اند.

:: Bearing capacity calculations of treated soil (according to the approximation described by Priebe for DIN 4017) ::

Soil layer 1

Friction angle :		Friction angle of treated soil :	
Cohesion :	0.00 kPa	Cohesion of treated soil :	0.00 kPa
Average cohesion :	0.00 kPa		
Soil weight above foundation level :		Below foundation level :	
Fictitious width :	118.50 m	Depth of ground failure :	175.62 m
Bearing capacity factors :	$N_c = 25.8, N_d = 14.72, N_b = 7.29$		
Shape factors :	$\gamma_c = 1.5, \gamma_d = 1.47, \gamma_b = 0.7$		
Ultimate stress :	13658.82 kPa	Foundation stress :	230.00 kPa
Factor of safety :	$n_0 = 59.39$		

Overall safety factor : $n = 59.39$

جدول ۳-۶. ظرفیت باربری، مطابق با آیین‌نامه DIN4017

:: Bearing capacity calculations of treated soil (using partial factors from Eurocode 7) ::

The calculation procedure uses the analytical formulas taken from DIN 4017 while applying the partial factors from Eurocode 7. The partial factors are taken from :

1. Set A2 in Table A.3 for design value of the actions.
2. Set M2 in Table A.4 for design value of the vertical bearing resistances.
3. Set R1 in Table A.5 for partial resistance factor.

The above approach (Design Approach 1 Combination 2) is the only one taken into consideration as it always governs the sizing of the foundation for vertical (and slightly inclined loads). The calculation does not take into consideration the weight of the footing and uplift force due to the presence of water.

Partial factors

Gamma _{q,unfav} :	1.00
Gamma _{phr} :	1.25
Gamma _{cr} :	1.25
Gamma _{q,v} :	1.00

Soil layer 1

Friction angle _d :		Friction angle of treated soil _d :	
Cohesion _d :	0.00 kPa	Cohesion of treated soil _d :	0.00 kPa
Average cohesion _d :	0.00 kPa		
Soil weight above foundation level :		Below foundation level :	
Fictitious width :	116.48 m	Depth of ground failure :	147.81 m
Bearing capacity factors :	$N_{c,d} = 18.1, N_{d,d} = 8.7, N_{b,d} = 3.28$		
Shape factors :	$\gamma_{c,d} = 1.44, \gamma_{d,d} = 1.39, \gamma_{b,d} = 0.7$		
Ultimate stress _d :	5924.51 kPa	Foundation stress _d :	230.00 kPa
Factor of safety :	$n_0 = 25.76$		

Overall safety factor : $n = 25.76$

جدول ۳-۶. ظرفیت باربری، مطابق با آیین‌نامه EUROCOD 7



۷- نتیجه‌گیری

باتوجه به نتایج حاصله پس از بهسازی منطقه با حصول به اعداد SPT بیش از ۳۵، خطر روانگرایی خاک در زلزله‌هایی تا شتاب حداکثر 0.22g از بین می‌رود. نتایج بدست آمده از ظرفیت‌های باربری، مطابق با آیین‌نامه‌های DIN و UROCOD نیز ضرایب اطمینان بسیار بالایی در ظرفیت باربری پی نشان می‌دهند.

قرابت بسیار بالای نتایج بدست آمده از تحلیل نرم‌افزاری ستون‌ها با استفاده از نرم‌افزار Stone c و نتایج آزمایشات در جا نیز موید کارآمدی روش بهسازی انتخاب شده برای اصلاح خاک زیر مخازن می‌باشد. در نهایت باتوجه به معایب و مزایای روش ستون‌های سنگی، تحقیقات بیشتر و استفاده از آنالیزهای عددی جهت پیشگویی رفتار این ستون‌ها می‌تواند گام مهمی در جهت توسعه این روش گردد.



۸- منابع

1. Liquefaction Mitigation in Silty Soils Using Composite Stone Columns and Dynamic Compaction, by Thevachandran Shenthan, Rafeek G. Nashed, Sabanayagam Thevanayagam and Geoffrey R. Martin
2. INVESTIGATION OF PERFORMANCE AND EFFECTIVENESS OF GROUND IMPROVEMENT USING VIBRO-DENSIFICATION, by Balasingam Muhunthan and Rafik Itani
Department of Civil and Environmental Engineering Washington State University Pullman, WA 99164-4870
3. Subsurface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer Test, J. DAVID ROGERS Department of Geological Sciences & Engineering, 125 McNutt Hall, University of Missouri–Rolla, Rolla, MO 65409-0230
4. Vibro Replacement Soil Improvement Works for two LNG-Tanks at the Hazira Terminal, India, keller company
5. FIELD-BASED LIQUEFACTION EVALUATION PROCEDURES , I. M. Idriss , University of California at Davis



تهیه سامانه اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی

مهندس فریبرز سهرابی

مهندسین مشاور شورا

fariborzsohrabi@yahoo.com

چکیده

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و ارائه طرح‌های بهسازی مناسب برای آنها بدون داشتن مدارک فنی صحیح و کافی امکان‌پذیر نیست. تجربیات بدست آمده توسط مهندسین مشاور درگیر در پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای در سالهای اخیر (پس از تدوین دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود) نشان‌دهنده این مطلب است که در اکثر ساختمانهای موجود نقشه‌های وضع موجود سازه‌ای و مشخصات مصالح یا اصلا موجود نیست و یا انطباق آن با شرایط موجود مورد تردید است. در هر دو حال بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای و ضوابط موجود انجام عملیات سونداژ و شناسایی پیکربندی و مصالح سازه، تنها راه رسیدن به اطمینان مورد نظر در ورودیهای تحلیل وضع موجود و ارائه طرح بهسازی می‌باشد. این مقاله ابتدا به بررسی مشکلات مهندسین مشاور در انجام عملیات سونداژ و شناسایی می‌پردازد و سپس ضرورت روی آوردن به سیستمهای مدیریت داده را جهت کاهش این مشکلات و بالا بردن دقت و سرعت در تمامی مراحل برنامه‌ریزی برای سونداژ، برداشت اطلاعات، بازبینی اطلاعات جهت ترسیم نقشه‌های وضع موجود سازه‌ای و ارائه طرح اجرایی بهسازی، متذکر می‌شود، در پایان فعالیتهای انجام گرفته توسط مهندسین مشاور شورا در این راه معرفی می‌شود.

واژه های کلیدی: سونداژ، نقشه ی سازه ای، سامانه اطلاعاتی

۱- بررسی مشکلات و نیازسنجی :

انجام عملیات شناسایی پیکربندی و مصالح ساختمان که بخش مهمی از خدمات جنبی پروژه‌های بهسازی لرزه‌ای است معمولاً طی مراحل زیر انجام می‌گیرد:

۱. تعیین برنامه سونداژ بر اساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای توسط مشاور و ارائه آن به کارفرما
۲. تایید برنامه سونداژ توسط کارفرما یا مدیر طرح و انتخاب پیمانکار جهت انجام عملیات تخریب مربوط به سونداژ با نظارت مشاور و انتخاب مشاور آزمایشگاهی جهت انجام آزمایشات مصالح

۳. برداشت اطلاعات حاصل از سونداژ و انجام آزمایشات از ساختگاه توسط مشاور و انتقال آن به دفتر مهندسی مشاور
۴. ترسیم نقشه‌های چون ساخت سازه‌ای به همراه تفسیر نتایج آزمایشات در دفتر مهندسی مشاور و آماده‌سازی اطلاعات جهت انجام عملیات بعدی (تحلیل، کنترل معیارهای پذیرش، ارائه طرح بهسازی و...)
- البته نیازی به تاکید ندارد که در تمامی پروژه‌ها مراحل فوق دقیقاً به شکل مذکور انجام نمی‌شود و در هر پروژه‌ای بر حسب سلیقه دستگاه‌های اجرایی ممکن است روند متفاوتی حاکم باشد، اما تجربه نشان داده است که انجام عملیات مذکور به هر شیوه‌ای که انجام شود غالباً دارای مشکلات مشترکی است که علاوه بر بالا بردن هزینه‌ها سبب پایین آمدن دقت و بالا رفتن میزان خطاهای انسانی در مراحل عملیات سونداژ و برداشت اطلاعات می‌شود. به عنوان گوشه‌ای از مشکلات موجود در مراحل عملیات سونداژ و شناسایی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:
- ۱- در اکثر موارد عملیات سونداژ و برداشت اطلاعات باید با سرعت بالا انجام گرفته و بلافاصله بعد از برداشت اطلاعات لازم است نقطه سونداژ ترمیم شود. بدین ترتیب امکان هرگونه برداشت مجدد اطلاعات از مشاور گرفته می‌شود.
 - ۲- به دلیل وجود کاربری‌های خاص در بعضی موقعیتهای سازه، در مواردی درست در هنگام انجام عملیات سونداژ لازم می‌شود که موقعیت نقطه سونداژ نسبت به برنامه اصلی سونداژ تغییر یابد. غالباً این عمل توسط مهندس ناظر بر عملیات سونداژ بدون هماهنگی با دفتر مشاور انجام می‌گیرد. عدم ثبت دقیق این تغییرات نتایج حاصل از عملیات شناسایی را شدیداً تحت تاثیر قرار می‌دهد.
 - ۳- زیاد بودن تعداد سونداژها و شباهت این نقاط به هم (به خصوص در ساختمانهای بزرگ) امکان به هم ریختگی اطلاعات و تصاویر برداشت شده از نقاط سونداژ و اشتباهات انسانی را فراهم می‌آورد.
 - ۴- برداشت اطلاعات اکثراً توسط تکنسینها انجام می‌شود. عدم توجه دقیق این نیروها در زمینه اهداف شناسایی از هر سونداژ باعث می‌شود اطلاعات برداشت شده ناقص بوده و اهداف شناسایی تامین نگردد.
 - ۵- اطلاعات برداشت شده از سونداژها پس از پایان عملیات در اختیار اکیپ‌های ترسیم نقشه‌های چون ساخت سازه قرار می‌گیرد وجود زبان مشترک بین برداشت‌کنندگان اطلاعات و ترسیم‌کنندگان نقشه‌ها و دسترسی مناسب ترسیم‌کنندگان به تمامی اطلاعات برداشت شده شرط اصلی درستی ترسیم نقشه‌های چون ساخت است.
 - ۶- با ترسیم نقشه‌های چون ساخت کار با اطلاعات حاصل از سونداژها پایان نمی‌یابد، بلکه لازم است اطلاعات مربوطه به نحو مناسبی مستندسازی شده و در اختیار اکیپ‌های بررسی آسیب‌پذیری و ارائه طرح بهسازی قرار بگیرد تا در هر زمان توانایی دسترسی به جزئیات اطلاعات حاصل از سونداژ را داشته باشند.
- با توجه به مشکلات فوق و جهت مرتب سازی داده‌های مربوط به برنامه سونداژ و بالا بردن دقت و سرعت در تمامی مراحل برنامه‌ریزی برای سونداژ، برداشت اطلاعات و بازبینی اطلاعات جهت ترسیم نقشه‌های چون ساخت سازه‌ای و مستندسازی اطلاعات جهت استفاده اکیپ‌های طراحی و تحلیل، کارشناسان مهندسی مشاور شورا تصمیم به طراحی یک سامانه بانک اطلاعاتی در محیط Microsoft Access گرفتند.



۲- معرفی سامانه اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی :

شکل ۱ کاربرگ آغازین این سامانه اطلاعاتی را نشان می‌دهد. در این سامانه اطلاعاتی ابتدا دستور سونداژها در کاربرگ ورود اطلاعات مطابق شکل ۲ وارد می‌شود. همانطور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود در این کاربرگ علاوه بر مشخصات مکانی سونداژ و نقشه مربوطه، اهداف شناسایی هر سونداژ نیز تعریف می‌شود. در سامانه اطلاعاتی مورد بحث امکاناتی برای تهیه گزارش‌های مختلف طراحی شده است. یکی از این گزارشها خلاصه اطلاعات سونداژها می‌باشد. از این گزارش می‌توان برای کنترل وضعیت کلی سونداژها استفاده کرد. شکل ۳ صفحه اول این گزارش را نشان می‌دهد (اطلاعات موجود مربوط به یک نمونه آزمایشی است که در بخش بعد شرح داده می‌شود).



شکل ۱: کاربرگ آغازین سامانه اطلاعاتی برنامه سونداژ

گزارش نوع دوم به گونه‌ای طراحی شده که بوسیله آنها پس از اتمام ورود اطلاعات برنامه سونداژ، می‌توان از برنامه سونداژهای موجود یک گزارش جهت ارائه به کارفرما تهیه کرد. شکل ۴ شمای یک صفحه از گزارش مورد بحث را نشان می‌دهد (اطلاعات موجود مربوط به یک نمونه آزمایشی است که در بخش بعد شرح داده می‌شود).

شکل ۲: کاربرد ورود اطلاعات سامانه اطلاعاتی برنامه سونداژ

جهت تسهیل در برداشت و ساماندهی اطلاعات در سامانه اطلاعاتی مورد بحث فرمهای خاص برای برداشت اطلاعات طراحی شده‌است. این فرمها برای هر سونداژ در دو برگ تنظیم شده‌اند و علاوه بر اینکه اطلاعاتی در زمینه موقعیت سونداژ به برداشت‌کننده اطلاعات می‌دهند، اهداف شناسایی مورد نظر در هر سونداژ را نیز خاطر نشان می‌کنند و برداشت‌کننده اطلاعات موظف است در فضاهای خالی پیش‌بینی شده اطلاعات مربوط به اهداف شناسایی سونداژ موردنظر را تکمیل کند. همچنین برداشت‌کننده اطلاعات بایستی شماره شکلها را در فرمها نوشته و در فضای خالی پیش‌بینی شده تصویری از جزئیات مربوطه را با اندازه‌گذاری‌های دقیق ترسیم نماید. بدیهی است که اطلاعات برداشت شده به این شکل مجدداً وارد سامانه اطلاعاتی سونداژها می‌شود تا از طریق فرمهای دیگری در اختیار تهیه‌کنندگان نقشه‌های چون ساخت سازه‌ای و کارفرما قرار گیرد. شکل ۵ شمایی از فرمهای دو برگ برداشت اطلاعات را نشان می‌دهد (اطلاعات موجود در این فرم مربوط به یک نمونه آزمایشی است که در بخش بعد شرح داده می‌شود).



پروژه مقاومسازی ساختمانهای آسیب دیده از زلزله فروردین ۸۵ استان لرستان
کارفرما: بنیاد مسکن انقلاب اسلامی

بانک اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی ساختمان امامت جمعه

خلاصه اطلاعات سونداژها

شماره سونداژ	موقعیت	طبقه اسمی	موقعیت معماری	توضیحات
۱	F-۸	زیرزمین	حسینیه	مغزه گیری از بتن انجام گیرد
۲	C-۶	زیرزمین	حسینیه	
۳	E-۵	زیرزمین	حسینیه	مغزه گیری از بتن انجام گیرد
۴	H-۴	زیرزمین	حسینیه	
۵	D-۳	زیرزمین	حسینیه	مغزه گیری از بتن انجام گیرد
۶	A-۱	زیرزمین	حسینیه	
۷	B-۸	زیرزمین	حسینیه	
۸	A-۶	زیرزمین	حسینیه	
۹	F-۵'	زیرزمین	حسینیه	
۱۰	C-۴	زیرزمین	حسینیه	
۱۱	B-۳	زیرزمین	حسینیه	
۱۲	C-۳	زیرزمین	حسینیه	
۱۳	E-۱	زیرزمین	حسینیه	

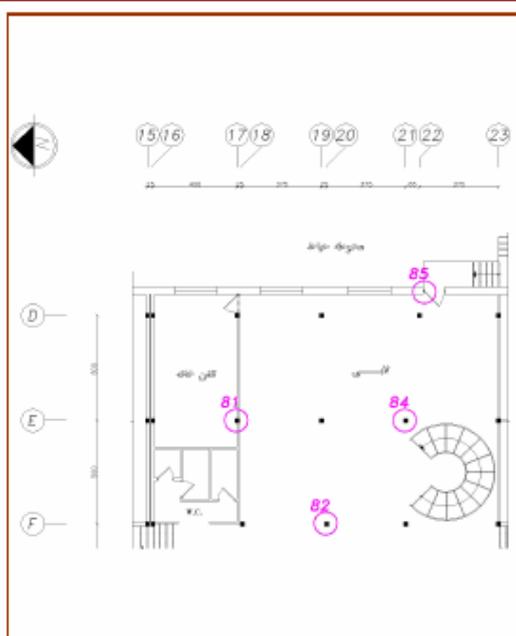
شکل ۳: صفحه اول گزارش خلاصه اطلاعات سونداژ





بانک اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی

گزارش نقاط سونداژ انتخاب شده



نقشه موقعیت سونداژ

شماره سونداژ: ۸۴

اولویت سونداژ: ۱

موقعیت در پلان: E-۲۱

طبقه اسمی: همکف

تراز بلندی: +h

موقعیت معماری (فضا):

اهداف شناسایی:

- | | |
|---|--|
| <input type="checkbox"/> شناسایی مقاطع ستون | <input type="checkbox"/> شناسایی مقاطع تیرها/شاهتیرها |
| <input type="checkbox"/> شناسایی دیوار حائل و مهار آن | <input checked="" type="checkbox"/> شناسایی تیرچه‌ها |
| <input type="checkbox"/> شناسایی دیوار برشی | <input type="checkbox"/> شناسایی مقاطع بادبندها |
| <input type="checkbox"/> شناسایی کنسول | <input checked="" type="checkbox"/> شناسایی اتصال |
| <input checked="" type="checkbox"/> شناسایی راهپله | <input checked="" type="checkbox"/> شناسایی سقف و سقف کاذب |
| <input type="checkbox"/> شناسایی سایبان | <input type="checkbox"/> شناسایی دیوار و اتصال آن با سازه |
| <input type="checkbox"/> آزمایش برش ملات | <input type="checkbox"/> شناسایی جان پناه |
| <input type="checkbox"/> آزمایش نمونه‌هایی از اعضا و اتصالات فولادی | <input type="checkbox"/> شناسایی کفسازی |
| <input checked="" type="checkbox"/> بازرسی چشمی جوش | <input type="checkbox"/> شناسایی درز انقطاع |
| <input checked="" type="checkbox"/> آزمایش غیر مخرب جوش | <input type="checkbox"/> شناسایی فونداسیون |
| <input type="checkbox"/> آزمایش مصالح بتنی | <input type="checkbox"/> شناسایی شناژ |
| <input checked="" type="checkbox"/> آزمایش آرماتور | <input type="checkbox"/> شناسایی نعل درگاه |

توضیحات: ارزیابی جوش دو پروفیل به هم

اطلاعات بدست آمده از سونداژ

شماره سونداژ: ۴۳ اولویت سونداژ: ۱ موقعیت در پلان: E-4 طبقه اسمی: زیرزمین دوم

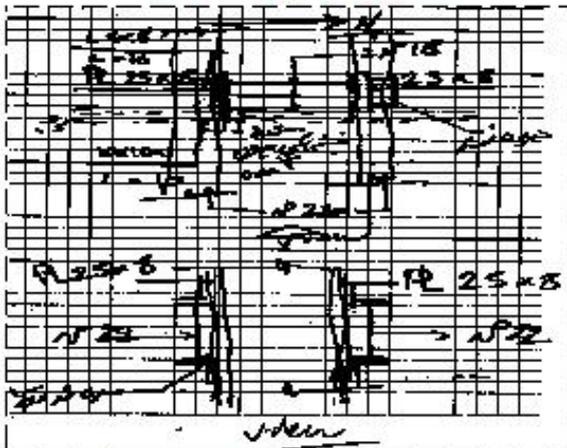
عکس محل سونداژ ۲ عکس محل سونداژ ۱



حذف اضافه/تغییر حذف اضافه/تغییر

F:\Shora\Sample\sondaj11.4.2005\P1000877.JPG F:\Shora\Sample\sondaj11.4.2005\P1000876.JPG

تصویر ترسیم شده نصبی نقشه جزئیات



Click Add/Change to add picture

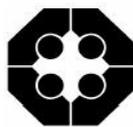
حذف اضافه/تغییر حذف اضافه/تغییر

F:\Shora\Sample\Scan\43.bmp

توضیحات: دور اتصال تقریبا خالی است. چوش نبشی به ستون آزمایش شود.

شکل ۶: نمونه‌ای از فرم ورود اطلاعات حاصل از سونداژ





مهندسی و مشاور



بانک اطلاعاتی عملیات سونداژ و شناسایی

اطلاعات برداشت شده از سونداژها

شماره سونداژ: ۴۳ اولویت سونداژ: ۱ موقعیت در پلان: E-4 طبقه اسمی: زیرزمین دوم

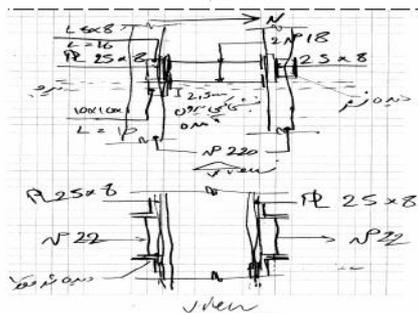
عکس محل سونداژ ۲



عکس محل سونداژ ۱



تصویر ترسیم شده دستی



نقشه جزئیات

توضیحات: دور اتصال تقریباً خالی است. جوش نبشی به ستون آزمایش شود.

خلاصه اطلاعات برداشت شده

ستونها از پروفیل دویل IPE۱۸ با ورق اتصال سرتاسری است. در جهت شرقی غربی شاهتیرها از دویل INP۲۲ است که بصورت خورجینی به ستون متصل شده است. نوع سقف طاق ضربی است. تیرچه های از پروفیل IPE۱۶ می باشند که در محل اتصال روی شاهتیر قرار ندارند.

شکل ۷: نمونه برگه چاپ شده اطلاعات حاصل از سونداژ

۳- بررسی کارایی:

سامانه اطلاعاتی مورد بحث تاکنون در انجام دو پروژه به کار گرفته شده است. نتایج بدست آمده نشان دهنده کارایی بالای

این سامانه در افزایش سرعت و دقت عملیات و کاهش آشکار مشکلات مذکور در بخش ۱ می باشد.

یکی از مزایای این سامانه که در انجام پروژه های مذکور آشکار شده قابلیت انطباق آن با شرایط خاص حاکم بر پروژه است. به عنوان مثال در یکی از پروژه ها کارفرمای مربوطه، خواستار تعریف سونداژها در دو اولویت ۱ و ۲ بوده است که این تغییر و قابلیت های مربوطه

به راحتی در سامانه اطلاعاتی گنجانده شده‌است. شکل ۸ تغییر مربوط به اولویت‌بندی سونداژها را در کاربرد آغازین سامانه نشان می‌دهد.



شکل ۸: اضافه کردن اولویت بندی سونداژها در کاربرد آغازین

از دیگر مزایای سامانه سهولت مدیریت کار و کنترل صحت عملیات انجام شده‌است. از این مزیت می‌توان در بخش نظارت بر پروژه بهره جست.

۴- جمع بندی :

باتوجه به موارد مذکور در این گزارش می‌توان گفت وجود سامانه مدیریت اطلاعات در عملیات سونداژ و شناسایی در رسیدن به اهداف عملیات و بالابردن سرعت و دقت آن و مستندسازی دقیق اطلاعات بسیار سودمند است. مهندسین مشاور شورا در این زمینه گامهای اولیه را برداشته و امیدوار است در آینده با گسترش و عملیاتی کردن این موضوع گامی در ارائه خدمات مهندسی روزآمدتر بردارد.

مراجع

[۱] پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله؛ «دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود»؛ دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور؛ ۱۳۸۱



بررسی روش حذف طبقات فوقانی در بهسازی لرزه ای ساختمان های فولادی

فرزانه حامدی، استادیار - دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره) قزوین

farzanehamedi@yahoo.com

کمال الماسی راد، کارشناسی ارشد عمران - سازه، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره) قزوین

radalmasy@yahoo.com

چکیده:

یکی از راههای مناسب کاهش نیروی زلزله در ساختمان ها کاهش جرم سازه می باشد. در بند ۲-۶ از دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، یکی از راهکارهای بهسازی ساختمان ها کاهش جرم آن عنوان شده است و در تفسیر دستورالعمل آنرا با توجه به اینکه با کاهش جرم می توان میزان تغییر شکلها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد، برشمرد. برای این منظور تخریب طبقات فوقانی، تغییر نمای ساختمان یا تغییر مشخصات دیوارهای داخلی را مطرح می نماید.

هدف از این تحقیق بررسی روش بهسازی سازه های موجود با کاهش وزن سازه با استفاده از روش حذف طبقات فوقانی در ساختمان های فولادی و تعیین میزان تاثیر این روش بر تغییر شکلها و نیروهای ایجاد شده در سازه می باشد.

بدین منظور سه نمونه ساختمان با تعداد طبقات ۹، ۱۲ و ۱۵ با پلان مشابه انتخاب شده و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover) مورد طراحی، آنالیز و ارزیابی قرار گرفته اند. در نمونه های انتخابی سیستم سازه ای قاب ساده با مهاربندی هم محور در دو امتداد و با آرایشهای مختلف در نظر گرفته شده است. به منظور بررسی اثر کاهش وزن سازه به روش حذف طبقات فوقانی، یکبار با حذف یک طبقه و بار دیگر با حذف دو طبقه تحلیل استاتیکی غیر خطی با دو نوع توزیع بار مختلف یعنی توزیع یکنواخت و توزیع مثلثی معکوس و همچنین سه حالت ترکیبات مختلف بارها در نظر گرفته شده است.

نتایج بدست آمده نشان می دهد که در ساختمان ۹ طبقه با حذف یک طبقه یعنی ۱۱/۱٪ کاهش جرم، نیروی زلزله ۶٪ کاهش یافته است و با حذف دو طبقه این میزان تقریباً دو برابر شده است. در ساختمان ۱۲ طبقه کاهش یک طبقه نیروی زلزله را ۴/۲٪ کاهش داده است و این مورد در ساختمان ۱۵ طبقه به ۳/۵٪ رسیده است که نشان می دهد در ساختمان های کوتاهتر میزان تاثیر این

روش بیشتر می‌باشد. اما در هر مورد می‌توان با توجه به میزان ضعف سازه موجود، از این نتایج استفاده نمود. تغییرات دوره تناوب سازه‌ها و همچنین میزان تغییر مکان بام در دو جهت در نمودارهایی ارائه شده است. اثر این روش بر مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها نیز محاسبه شده است.

کلمات کلیدی: کاهش وزن سازه، حذف طبقات فوقانی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، میزان تغییر شکل، سازه‌های مهاربند فولادی

۱- مقدمه

یکی از راهکارهای مؤثر کاهش نیروی وارد بر ساختمان، کاهش جرم می‌باشد که به این ترتیب می‌توان در ساختمان‌های موجود نیروی زلزله وارده را کاهش داد.

مفیدترین اثر کاهش جرم به عنوان یک استراتژی کارآمد این است که منجر به کاهش دوره تناوب سازه می‌شود و متعاقباً منجر به کاهش نیاز به تغییر شکل طیفی ایجاد شده به وسیله حرکات زمین لرزه در سازه می‌گردد. به هر صورت دوره تناوب با ریشه دوم جرم کل سازه متناسب است. بنابراین کاهش قابل توجهی در جرم سازه مورد نیاز می‌باشد تا تاثیر قابل ملاحظه‌ای روی نیاز جابه‌جایی جانبی سازه را داشته باشد.

در ساختمان‌هایی که دارای ضعف کلی از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری هستند یکی از راهکارهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان است زیرا با کاهش جرم می‌توان میزان تغییر شکلها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضاء کاهش داد. روش‌های کاهش جرم سازه می‌تواند شامل موارد زیر باشد [۴، ۵، ۶، ۷، ۸، ۹].

۱- جایگزینی (تعویض) سیستم‌های پوششی خارجی سنگین با سیستم‌های سبک‌تر

۲- حذف یا برداشتن تجهیزات بدون استفاده و بارهای سنگین

۳- جایگزینی دیوارهای جدا کننده بنایی با سیستم‌های سبک‌تر

۴- کاهش جرم به وسیله حذف طبقات فوقانی (حذف یک یا چند طبقه)

هر چند که کاهش جرم می‌تواند یک روش کاملاً مؤثر برای افزایش عملکرد ساختمان در مقابل زلزله باشد، اما در اکثر حالات کاهش جرم ساختمان که از طریق حذف یکی از اجزای آن به دست می‌آید در مقایسه با وزن کلی سازه کاملاً محدود است. اما حذف طبقات فوقانی ساختمان باعث کاهش قابل توجه در وزن ساختمان می‌شود.

۲- تحقیقات انجام شده

امید حاتم و همکاران (سال ۱۳۸۰)، تحقیقی به عنوان کاهش جرم ساختمان و نقش آن در اقتصادی بودن طرح در مقابل زلزله را مورد بررسی قرار دادند. هدف از این تحقیق بررسی اثرات کاهش جرم (وزن) دیوارها و کف‌های ساختمان، با استفاده از سیستم‌های جدید سقف و دیوار استاندارد و تایید شده، در ساختمان فولادی و انتخاب سیستم سازه‌ای مناسب در کاهش فولاد مصرفی و در نتیجه دستیابی به طرح مؤثر و اقتصادی، سازه می‌باشد [۱].



اسماعیل اکراموسی پور و رحمت مدن دوست (سال ۱۳۸۳) تحقیقی به عنوان بررسی فنی و اقتصادی کاهش جرم در ساختمان های فولادی مقاوم در برابر زلزله را مورد بررسی قرار دادند. هدف از این تحقیق مطالعه اثرات کاهش وزن سقف و دیوارها و انتخاب نوع سیستم سازه ای در کاهش مقدار فولاد مصرفی ساختمان بوده است [۳].

در دستورالعمل بهسازی ساختمان های درمانی برای ایالت کالیفرنیا که در مرجع شماره (۹) آمده است، روی بررسی ظرفیت مقاومت جانبی سازه های موجود تاکید شده که در بخش 1638A مواردی شامل جایگزینی، اضافه نمودن و یا تعمیراتی را که در سه سطح جزئی، کم و زیاد هستند، توصیه می کند.

در بخش 1638A3.3 یکی از موارد جایگزینی را شامل حذف یک یا چند طبقه از سازه می داند، البته به شرطی که ظرفیت مقاومت جانبی مقاومت سازه تغییر یافته کاهش پیدا نکند. همچنین این جایگزینی را مطابق بخش های 1640A تا 1649A مجاز می شمارد. در بخش های ذکر شده نیز پارامترهایی از قبیل شکل پذیری، معیار پذیرش، سطوح خطر، سطوح عملکرد و نیز میزان اهمیت سازه بسته به کاربری آن را معرفی می نماید و با توجه به آنها ضوابط و پیشنهاداتی را ارائه می دهد [۹].

۳- روش آنالیز استاتیکی غیر خطی

هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ارزیابی عملکرد مورد انتظار از سیستم سازه ای، تخمین نیازهای مقاومت، تغییر شکل آن در زلزله طرح و مقایسه این نیازها با ظرفیت های در دسترس در سطوح عملکرد مورد نظر می باشد. ارزیابی توسط پارامترهای مهم عملکرد، از قبیل تغییر شکل کلی سازه، تغییر شکلهای بین طبقات، تغییر شکل غیرخطی اعضا، تغییر شکل بین المانها و نیروهای اتصالات انجام می شود. تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی می تواند به عنوان یک روش برای پیش بینی نیازهای تغییر شکل ها و نیروهای لرزه ای معرفی شود که به صورت تخمینی، باز توزیع نیروهای داخلی بوجود آمده در اعضای سازه ای را محاسبه می کند.

برای ارزیابی عملکرد سازه احتمالاً انتخاب الگوی بار جانبی مناسب حساس تر از تعیین دقیق تغییر مکان هدف می باشد. الگوی بار جانبی نشان دهنده نحوه توزیع نیروهای اینرسی در زلزله بر روی سازه می باشد واضح است که توزیع نیروهای اینرسی بر حسب شدت زلزله گسترش تغییر شکلهای غیرارتجاعی، مدت زمان زلزله، تغییر می کند. چنانچه یک الگوی بار ثابت استفاده شود، فرضیات بر این اساس می باشد که توزیع نیروهای اینرسی به طور منطقی در حین زلزله ثابت است و حداکثر تغییر شکلهای بدست آمده از این الگوی بار یکنواخت، قابل مقایسه با تغییر شکلهای مورد انتظار در زلزله طرح می باشد.

الگوی بعدی می تواند الگوی بار طراحی استفاده شده در آیین نامه فعلی باشد یا ترجیحاً الگوی باری بر اساس در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر مثل الگوی بار بدست آمده از ترکیب مودی برشی طبقات، کاملاً روشن است که هیچ کدام از الگوهای بار یکنواخت، هنگامی که یک سازگار موضعی شکل بگیرد و خصوصیات دینامیکی سازه بر اساس آن تغییر کند. برای توزیع مجدد نیروهای اینرسی مناسب نیستند. پیشنهادهای مختلفی در این زمینه داده شده است از قبیل استفاده از بارهای طبقات متناسب با شکل تغییر یافته سازه، استفاده از الگوهای بار حاصل از ترکیب مودی بر اساس شکل های مودی بدست آمده از سختی سکانت در هر گام بارگذاری و استفاده از الگوهایی که در آن بارهای بکار رفته در طبقات، متناسب با مقاومت های برشی طبقه در مرحله قبل می باشند در حال حاضر هیچ توافقی روی برتری یک الگوی بار نسبت به بقیه وجود ندارد.



روش‌های موجود برای آنالیز استاتیکی غیرخطی :

۱- روش طیف ظرفیت^۱ (CSM) که در آن برای تخمین حداکثر جابه‌جایی سازه از نقطه تلاقی طیف نیاز و طیف سازه استفاده می‌شود.

۲- روش ضریب جابه‌جایی^۲ (DCM) که در FEMA ۲۷۳ پیشنهاد شده است و برای تخمین حداکثر جابه‌جایی، از منحنی ظرفیت سازه و مقادیر اصلاح شده تقریب جابه‌جایی مساوی استفاده می‌کند.

۳-۱- ترازهای زلزله‌ای

به منظور تعیین یک هدف عملکرد مناسب برای ارزیابی و تقویت لرزه‌ای سازه‌ها سه تراز زمین لرزه مختلف تعیین شده است.

الف- زلزله بهره‌برداری (SE)^۳

زمین لرزه‌ای است که احتمال وقوع زلزله‌ای قوی‌تر از آن در طول عمر مفید ۵۰ ساله ساختمان ۵۰ درصد است.

ب- زلزله طرح (DE)^۴

زمین لرزه‌ای است که احتمال وقوع زلزله‌ای قوی‌تر از آن در طول عمر مفید ۵۰ ساله ساختمان ۱۰ درصد است.

ج- زلزله حداکثر (ME)^۵

زمین لرزه‌ای است که احتمال وقوع زلزله‌ای قوی‌تر از آن در طول عمر مفید ۵۰ ساله ساختمان پنج (۵) درصد است.

۳-۲- ترازهای عملکرد سازه‌ای

برای تعریف یک عملکرد برای یک سازه معین، لازم است تا میزان آسیب‌های قابل قبول ناشی از تراز زلزله مورد نظر مشخص گردد بر این اساس سه تراز عملکرد سازه‌ای عمده تعریف شده است که در هر یک از آنها میزان آسیب معینی به شرح زیر مشخص شده است.

الف- تراز عملکرد اسکان فوری (IO)^۶

در این تراز عملکرد آسیب‌های سازه‌ای پس از زلزله بسیار جزئی است بطوری که سیستم‌های باربر قائم و جانبی سازه تقریباً تمام خصوصیات قبل از زلزله را حفظ می‌کنند.

ب- تراز عملکرد ایمنی جانی (LS)^۷

در این تراز عملکرد آسیب‌های قابل توجهی به سازه وارد می‌گردد اما با این حال علاوه بر این که هنوز یک حاشیه ایمنی ناپایداری سازه باقی مانده است اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای از جای خود نمی‌افتند.



¹ Capacity spectrum method

² Displacement coefficient method

³ serviceability earthquake

⁴ Design Earthquake

⁵ Maximum Earthquake

⁶ Immediate Occupancy

⁷ Life Safety

ج- تراز عملکرد پایداری سازه‌های (SS)^۱ یا جلوگیری از فروریزی (CP)^۲

در این تراز آسیب‌های سازه‌ای به حدی رسیده‌اند که دیگر سازه فاصله چندانی تا فروریزی کامل ندارد ولی با این حال هنوز پایداری قائم خود را حفظ کرده است در این تراز عملکرد، احتمال صدمات جانی ناشی از سقوط اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در داخل و خارج سازه و نیز خرابی ناشی از تکان‌های بعدی وجود دارد.

۴- مدلسازی

در تحلیل غیرخطی سازه باید اثرات همزمان بارهای ثقلی و نیروهای جانبی در نظر گرفته شود. بارهای ثقلی باید شامل کلیه بارهای مرده به علاوه بارهای زنده متحمل (به صورت درصدی از کل بارهای زنده) باشد پاسخ سازه به بارهای جانبی به صورت غیر-خطی وابسته به بارهای ثقلی موجود در زمان وارد شدن بارهای جانبی می‌باشد.

در آنالیزهای غیرخطی دو روش به کار برده می‌شود. در روش اول محدوده‌ای از بارهای ثقلی (شامل کل بار مرده و مقادیر مختلفی از بار زنده) در نظر گرفته می‌شوند و آنالیز غیرخطی برای مقادیر این محدوده انجام می‌گیرد و در نهایت بحرانی‌ترین حالت مربوط به آنالیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش دوم آنالیز غیرخطی با در نظر گرفتن کل بار مرده به علاوه متحمل‌ترین مقدار بار زنده انجام می‌گیرد دوم در بسیاری از حالت‌ها مناسب شناخته شده و توصیه گردیده است. ولی در مواردی که بار زنده بخش اعظمی از کل بار را تشکیل می‌دهد و یا این که تغییرات مقدار بار زنده اثر قابل توجهی در ارزیابی نهایی داشته باشد روش اول مناسب‌تر خواهد بود FEMA ۳۵۶ برای ترکیب بارهای مرده و زنده دو روش در حد بالا و پایین در نظر می‌گیرد:

$$Q_D \text{ بار مرده} \quad Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \text{ حد بالا}$$

$$Q_L \text{ بار زنده} \quad Q_G = 0.9Q_D \text{ حد پایین}$$

در این تحقیق با در نظر گرفتن پارامترهای مختلف در روش استاتیکی غیرخطی سه ساختمان برای آنالیز انتخاب شده است. ساختمان نه (۹) طبقه، ساختمان ۱۲ طبقه و ساختمان ۱۵ طبقه. ساختمان‌های مورد مطالعه دارای ۴ دهانه ۴ متری (۱۶×۱۶) و در دو جهت مهاربندی با آرایش مختلف می‌باشد ارتفاع طبقات نیز (کف تا کف) ۳ متر در نظر گرفته شده است.

مشخصات پروفیل‌های استفاده شده در ساختمان‌ها به این شرح می‌باشد:

ستونها : قوطی (BOX)

تیرها : تیر لانه زنبوری

بادبندها : ناودانی

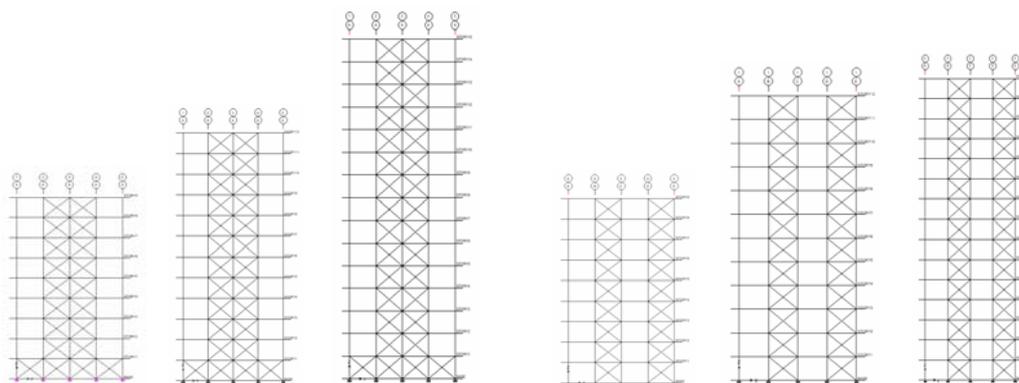
سیستم بار جانبی در جهت مهاربندی شده سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند هم محور CBF انتخاب شده است سیستم بار

ثقلی متشکل از سقف تیرچه بلوک با آرایش شطرنجی است.



¹ Structural Stability

² Collapse Prevention (FEMA 273)



الف- در جهت X
ب- در جهت Y
شکل ۱- آرایش بادبندی ساختمان‌های ۹-۱۲-۱۵ طبقه

در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از ترکیبات بار زیر استفاده شده است:
در ترکیبات بار زیر الگوی توزیع بار جانبی بر اساس وزن طبقات است. (بار یکنواخت)

$$\text{Push w } 1.1 = 1.1 (DL + LL) + \text{lateral load}$$

$$\text{Push w } 0.9 = 0.9DL + \text{lateral load}$$

$$\text{Push w } 0.2 = DL + 0.2 LL + \text{lateral load}$$

در ترکیبات بار زیر الگوی بار جانبی بر اساس مود اول (معکوس مثلثی)

$$\text{Push m } 1.1 = 1.1 (DL + LL) + \text{lateral load}$$

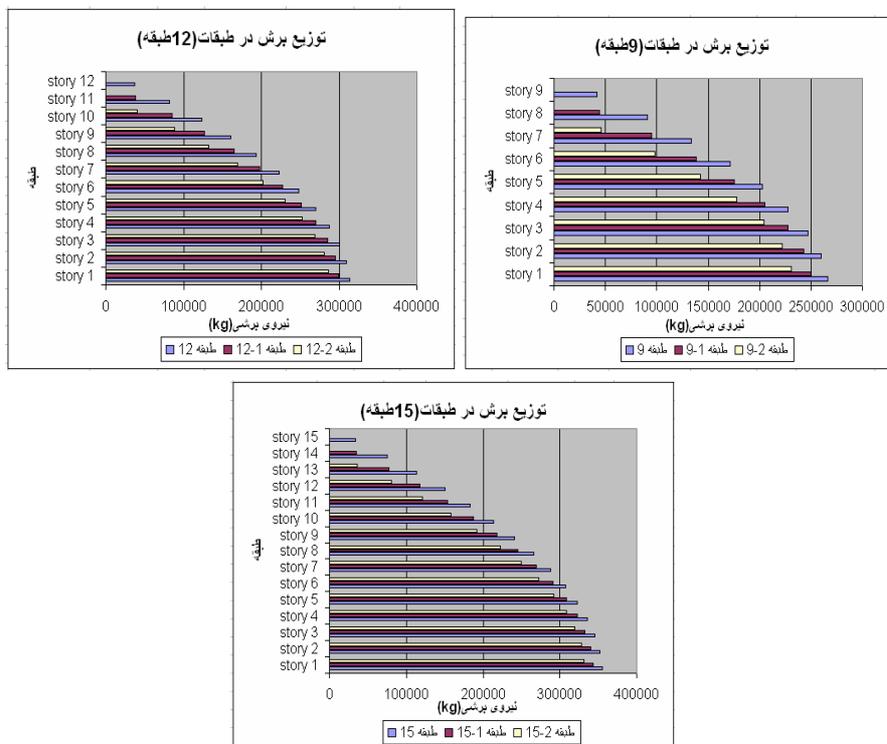
$$\text{Push m } 0.9 = 0.9DL + \text{lateral load}$$

$$\text{Push m } 0.2 = DL + 0.2 LL + \text{lateral load}$$

پس از انجام تحلیل مورد نظر بر روی سازه‌های ذکر شده، آنگاه در مرحله اول یک طبقه از سازه را حذف می‌نماییم و سپس کار آنالیز را انجام می‌دهیم. کار تحلیل برای حذف دو طبقه نیز انجام شده است. و در نهایت نتایج تحلیل این سه حالت با یکدیگر برای رسیدن به یک رابطه بین کاهش طبقه و کاهش نیروی زلزله و نیز پارامترهای لرزه‌ای دیگر بررسی شده است. بررسی برای دو جهت امتداد ساختمان (X, Y) به ۱۰۸ حالت برای تغییر مکان بام و ۱۰۸ حالت برای تغییر مکان هدف منجر شد. این ۱۰۸ حالت ایجاد شده به خاطر وجود دو نوع الگوی توزیع بار و سه نوع ترکیب بارگذاری بوده است. با ترکیب حالت‌های قبل و بعد از حذف طبقه با یکدیگر جمعاً به ۷۲ حالت رسیدیم که ۳۶ حالت برای تغییر مکان بام و نیز ۳۶ حالت برای تغییر مکان هدف بود.

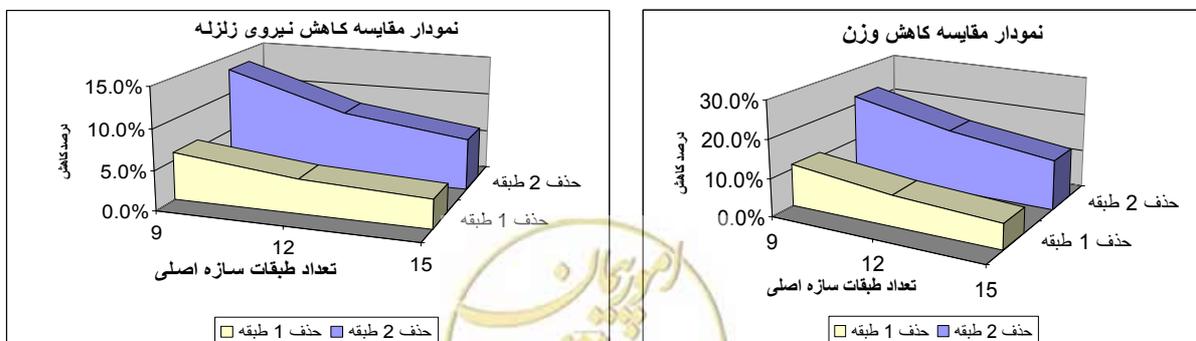


۵- نتایج



نمودار ۲- توزیع برش در ساختمان ۹ طبقه نمودار ۳- توزیع برش طبقات در ساختمان ۱۲ طبقه
 نمودار ۴- توزیع برش طبقات در ساختمان ۱۵ طبقه

نمودارهای ۴ تا ۶، نمودار تغییرات برش پایه را در طبقات ساختمان های ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه را نشان می دهد. همانطور که مشاهده می شود با حذف ۱ و ۲ طبقه از بالای ساختمان مقادیر برش طبقات کاهش می یابد و این کاهش در طبقات بالاتر مشهودتر است. کم شدن برش طبقات سبب کاهش نیروهای داخلی ایجاد شده در اجزا می گردد و به این ترتیب سازه موجود در برابر این نیروهای کاهش یافته بهتر مقاومت خواهد کرد.



نمودار ۵- مقایسه کاهش وزن با حذف طبقه برای مدل های ساختمانی مختلف نمودار ۶- مقایسه کاهش نیروی زلزله با حذف طبقه برای مدل های ساختمانی مختلف

در شکل ۵ نمودار درصد کاهش وزن سازه با حذف طبقات نشان داده شده است. همانطور که در نمودار مشخص می‌شود در سازه ۹ طبقه با حذف ۲ طبقه فوقانی حدود ۲۲٪ از وزن سازه کاهش یافته است و این میزان در سازه ۱۵ طبقه به حدود ۱۰٪ می‌رسد.

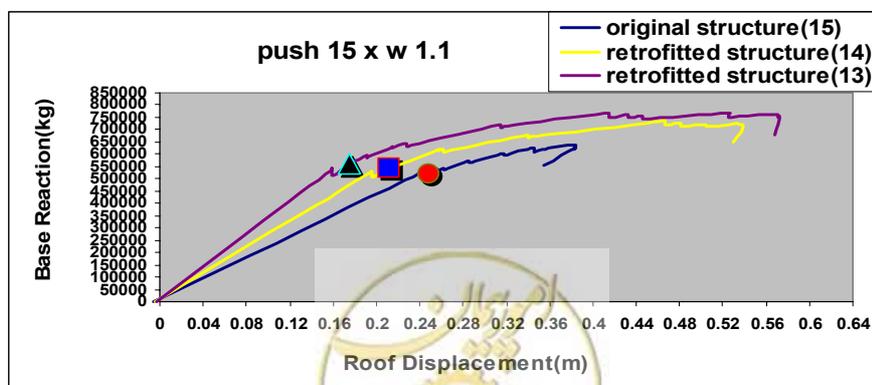
در شکل ۶ مقدار کاهش نیروی برش پایه زلزله با حذف ۱ و ۲ طبقه در هر سه مورد سازه مورد بررسی نشان داده شده است. با توجه به شکل حذف ۲ طبقه در ساختمان ۹ طبقه تا حدود ۱۳٪ کاهش در نیروی زلزله در پی دارد که می‌تواند بسیار موثر باشد. در رسم نمودارهای تغییر مکان، تغییر مکان بام در نقطه عملکرد مورد توجه قرار گرفته است. یعنی نمودارها در گام‌های که تغییر مکان بام در نقطه عملکرد قرار دارد رسم شده‌اند.

در رسم نمودار برش پایه بر اساس تغییر مکان، مقادیر (D و V) اعدادی است که از نقطه برخورد منحنی‌های طیف و ظرفیت عملکرد بدست می‌آید.

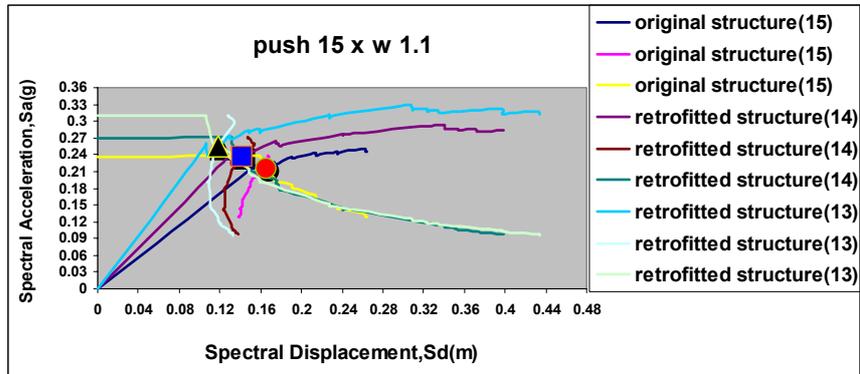
در رسم نمودار تغییر مکان طیفی بر اساس شتاب طیفی، مقادیر (Sd و Sa) در نقطه عملکرد یعنی تقاطع منحنی نیاز و ظرفیت ملاک عمل خواهد بود که بصورت تخمینی از تغییر مکان هدف می‌باشد.

جدول ۱- مقایسه نتایج بدست آمده از مدل ساختمان ۱۵ طبقه (در جهت X)

ردیف	پارامترهای مورد نظر	سازه اصلی (۱۵ طبقه)	سازه تقویت شده (۱۴ طبقه)	سازه تقویت شده (۱۳ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۱ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۲ طبقه)
1	زمان تناوب طبیعی سازه (sec)	$T_{15}=2.054$	$T_{14}=1.787$	$T_{13}=1.55$	افزایش ۱۳٪	افزایش ۲۴.۵٪
2	حداکثر تغییر شکل (m)	0.383	0.538	0.57	افزایش ۲۹٪	افزایش ۳۳٪
3	مقاومت ناشی از حداکثر تغییر شکل (kg)	640000	721000	753000	افزایش ۱۱٪	افزایش ۱۵٪
4	ضریب شکل پذیری (μ)	1.6	2.76	3.6	افزایش ۴۲٪	افزایش ۵۵.۵٪
5	تغییر مکان بام (m)	0.249	0.212	0.175	کاهش ۱۵٪	کاهش ۳۰٪
6	تخمینی از تغییر مکان هدف (sd) (m)	0.166	0.142	0.119	کاهش ۱۴.۵٪	کاهش ۲۸.۵٪



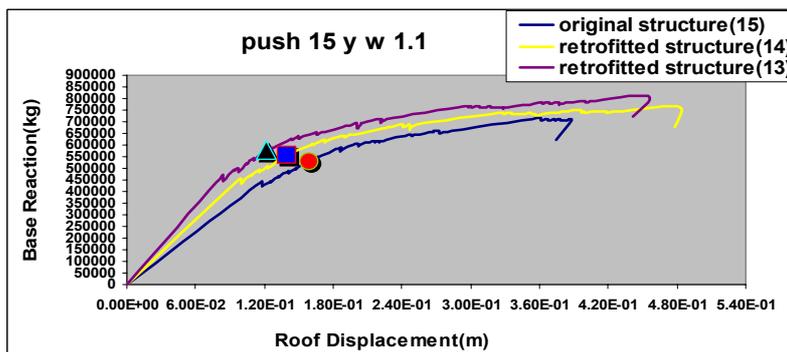
نمودار ۷- منحنی ظرفیت ساختمان ۱۵ طبقه قبل و بعد از تقویت (در جهت X)



نمودار ۸- منحنی های ظرفیت و نیاز طیفی ساختمان ۱۵ طبقه قبل و بعد از تقویت (نقطه هدف) X

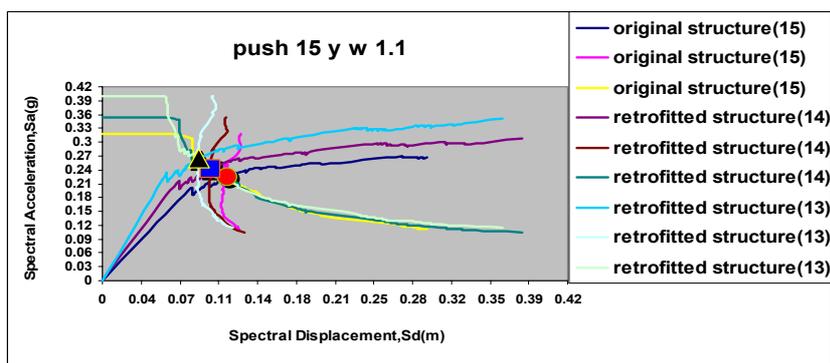
جدول ۲- مقایسه نتایج بدست آمده از مدل ساختمان ۱۵ طبقه (درجهت Y)

میزان تغییرات (حذف ۲ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۱ طبقه)	سازه تقویت شده (۱۳ طبقه)	سازه تقویت شده (۱۴ طبقه)	سازه اصلی (۱۵ طبقه)	پارامترهای مورد نظر (سازه ۱۵ طبقه)	ردیف
22.7%	12%	$T_{13}=1.206$	$T_{14}=1.374$	$T_{15}=1.560$	زمان تناوب طبیعی (sec)	1
14.5%	19%	0.455	0.481	0.39	حداکثر تغییر شکل (m)	2
13%	8%	814000	770000	708000	مقاومت ناشی از حداکثر تغییر شکل (kg)	3
39.5%	32%	5.5	4.91	3.34	ضریب شکل پذیری (μ)	4
23.5%	12%	0.122	0.14	0.159	تغییر مکان پام (m)	5
21%	11%	0.087	0.098	0.11	تخمینی از تغییر مکان هدف (m) (sd)	6



نمودار ۹- منحنی ظرفیت ساختمان ۱۵ طبقه قبل و بعد از تقویت (در جهت Y)





نمودار ۱۰- منحنی‌های ظرفیت و نیاز طیفی ساختمان ۱۵ طبقه قبل و بعد از تقویت (نقطه هدف) Y

در شکل ۷ منحنی ظرفیت ساختمان ۱۵ طبقه در جهت X مشخص شده است. این شکل مربوط به ترکیب بارگذاری ۱,۱ و برای بار یکنواخت می‌باشد.

همانطور که مشخص است با حذف طبقه رفتار سازه بهتر شده است و سازه رفتار شکل‌پذیرتری داشته است. در شکل ۹ نیز همین حالت اما برای جهت Y این ساختمان نشان داده شده است. با مقایسه اعداد بدست آمده از این نمودار مشخص می‌گردد که سازه در جهت Xها دارای انعطاف‌پذیری بیشتری می‌باشد که با توجه به شکل ۱ مشخص می‌شود که وجود بادبند در دو دهانه غیرمجاور نسبت به دهانه‌های مجاور دارای توزیع بهتری می‌باشد.

برای نشان دادن اثر حذف طبقات بر پارامترهایی نظیر زمان تناوب سازه، حد اکثر تغییر شکل، ضریب شکل‌پذیری و تغییر مکان بام مقادیر مورد نظر محاسبه شده و نتایج مقایسه شده‌اند.

جدول ۱ مقادیر این پارامترها را برای ساختمان ۱۵ طبقه در جهت X نشان می‌دهد.

با حذف ۱ طبقه زمان تناوب این سازه حدود ۱۳٪ کاهش داشته است و تغییر مکان بام نیز ۱۵٪ کاهش را نشان می‌دهد. با بررسی نمودار ظرفیت ساختمان دیده می‌شود که تغییر شکل نهایی سازه افزایش پیدا کرده و سازه شکل‌پذیرتر شده است و ضریب شکل‌پذیری ۴۲٪ افزایش یافته است.

جدول ۲ مشابه جدول ۱ اما برای جهت Y سازه است و با مقایسه آن با جدول ۱ مشخص می‌شود که در این حالت اثر حذف طبقه کمتر است به طوری که با حذف ۱ طبقه زمان تناوب ۱۲٪ کاهش، تغییر مکان بام ۱۲٪ کاهش و ضریب شکل‌پذیری ۳۲٪ افزایش داشته است. در نمودارهای ۸ و ۱۰ منحنی ظرفیت و نیاز طیفی برای ساختمان ۱۵ طبقه رسم شده‌اند و تغییر مکان هدف مشخص شده است. این منحنی‌ها تغییرات تغییر مکان طیفی Sd را با شتاب طیفی Sa که بر حسب شتاب جاذبه g می‌باشد نشان می‌دهد.

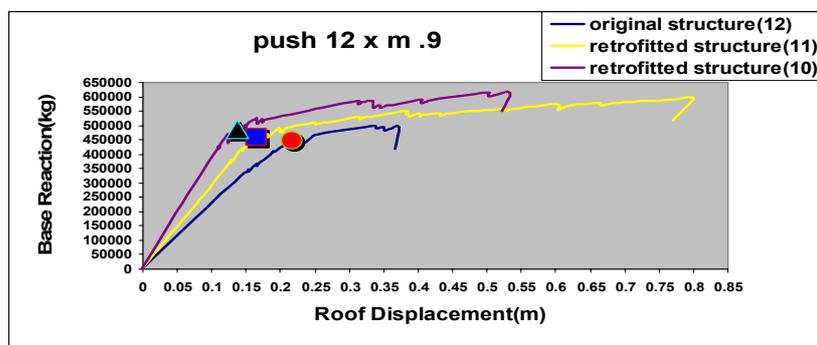
منحنی‌های طیفی بخاطر وجود مهاربندها حالت دندانه اره‌ای را در تشکیل مفصل پلاستیک نشان می‌دهند و با رسم نمودار نیاز طیفی می‌توان نقطه قطع را بدست آورد.

در این نمودارها نیز اثر آرایش بادبند بر تغییر مکان هدف مشهود می‌باشد و نرمی بیشتر در این سازه‌ها قابل ملاحظه است.

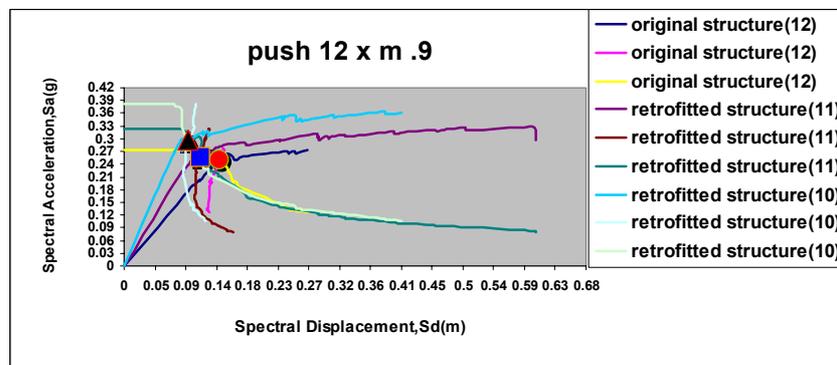


جدول ۳- مقایسه نتایج بدست آمده از مدل ساختمان ۱۲ طبقه (در جهت X)

ردیف	پارامترهای مورد نظر	سازه اصلی (سازه ۱۲ طبقه)	سازه تقویت شده (سازه ۱۱ طبقه)	سازه تقویت شده (سازه ۱۰ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۱ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۲ طبقه)
1	زمان تناوب طبیعی سازه (sec)	$T_{12}=1.538$	$T_{11}=1.299$	$T_{10}=1.089$	افزایش ۱۵.۵٪	افزایش ۲۹.۲٪
2	حداکثر تغییر شکل (m)	0.371	0.8	0.53	افزایش ۵۳.۵٪	افزایش ۳۰٪
3	مقاومت ناشی از حداکثر تغییر شکل (kg)	493000	595000	620000	افزایش ۱۷٪	افزایش ۲۰.۵٪
4	ضریب شکل پذیری (μ)	2.47	6.15	4.82	افزایش ۶۰٪	افزایش ۴۹٪
5	تغییر مکان بام (m)	0.21	0.166	0.138	کاهش ۲۱٪	کاهش ۳۴.۳٪
6	تخمینی از تغییر مکان هدف (sd) (m)	0.139	0.112	0.094	کاهش ۱۹.۵٪	کاهش ۳۲.۵٪



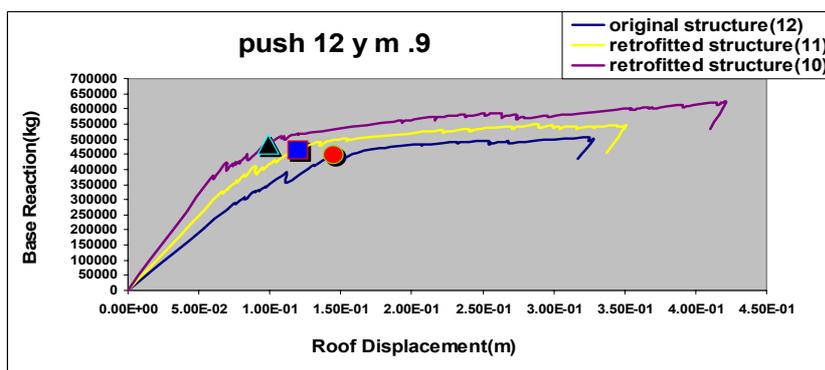
نمودار ۱۱- منحنی ظرفیت ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت (در جهت X)



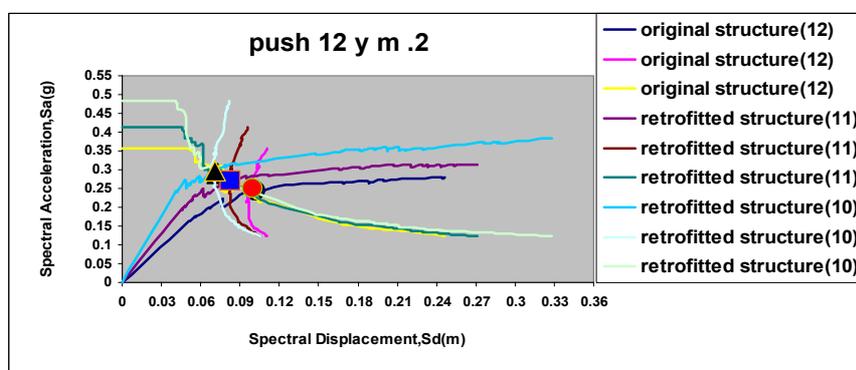
نمودار ۱۲- منحنی های ظرفیت و نیاز طیفی ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت (نقطه هدف) X

جدول ۴- مقایسه نتایج بدست آمده از مدل ساختمان ۱۲ طبقه (در جهت Y)

ردیف	پارامترهای مورد نظر	سازه اصلی (سازه ۱۲ طبقه)	سازه تقویت شده (سازه ۱۱ طبقه)	سازه تقویت شده (سازه ۱۰ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۱ طبقه)	میزان تغییرات (حذف ۲ طبقه)
1	زمان تناوب طبیعی سازه (sec)	$T_{12}=1.185$	$T_{11}=1.0114$	$T_{10}=0.863$	افزایش ۱۴.۵٪	افزایش ۲۷.۲٪
2	حداکثر تغییر شکل (m)	0.327	0.35	0.422	افزایش ۶.۵٪	افزایش ۹.۵٪
3	مقاومت ناشی از حداکثر تغییر شکل (kg)	500000	544000	620000	افزایش ۸٪	افزایش ۱۹.۵٪
4	ضریب شکل پذیری (μ)	4.4	5.3	7.12	افزایش ۱۷٪	افزایش ۳۸٪
5	تغییر مکان بام (m)	0.145	0.12	0.099	کاهش ۱۷.۴٪	کاهش ۳۲٪
6	تخمینی از تغییر مکان هدف (sd) (m)	0.1	0.083	0.074	کاهش ۱۷٪	کاهش ۲۹٪



نمودار ۱۳- منحنی ظرفیت ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت (در جهت Y)



نمودار ۱۴- منحنی‌های ظرفیت و نیاز طیفی ساختمان ۱۲ طبقه قبل و بعد از تقویت (نقطه هدف) Y

نمودار ۱۱ منحنی ظرفیت ساختمان ۱۲ طبقه می‌باشد این سازه تحت بار معکوس مثلثی قرار گرفته است و همانطور که از منحنی‌ها مشاهده می‌شود شکل‌پذیری سازه با حذف طبقات افزایش یافته است و با مقایسه این نمودار با نمودار ۱۳ می‌توان اثر آرایش بادبندها را نیز مشاهده نمود و اینکه در جهت X که بادبندها در دو دهانه با فاصله قرار گرفته‌اند تغییر مکانها بیشتر می‌باشد. جداول ۳ و ۴ نتایج بدست آمده از مدل ساختمان ۱۲ طبقه در جهت X و Y بطور خلاصه بیان می‌دارد. از این جدول مشاهده می‌شود که زمان تناوب سازه در جهت X برای سازه اصلی و نیز بعد از کاهش یک یا دو طبقه بیشتر از جهت Y است که با توجه به ابعاد یکسان سازه در دو امتداد این اثر آرایش مهاربندها را مشخص می‌سازد در این جدول مقادیر تغییر مکان هدف نیز مشخص شده است. این جداول برای بار معکوس مثلثی می‌باشد.

نمودارهای ۱۲ و ۱۴ منحنی‌های ظرفیت و نیاز را برای ساختمان ۱۲ طبقه که با حذف طبقات بهسازی لرزه‌ای شده‌اند نشان می‌دهند تغییر مکانهای هدف نیز در این شکلها مشخص شده‌اند. در مورد جهت X حدوداً بین 0.14 تا 0.09 متر و در جهت Y حدوداً بین 0.1 تا 0.07 متر بوده‌اند.



بحث و نتیجه گیری

- ۱- در شکلهای منحنی ظرفیت سازه (منحنی بار- تغییر مکان) بدست آمده از تحلیل بار افزون (پوش آور) دیده می شود که سازه های تقویت شده دارای منحنی ظرفیت شکل پذیرتری می باشند و توانسته اند تغییر شکل بیشتری را تحت اثر بارهای وارده متحمل شوند.
- ۲- با حذف طبقه، سختی سازه نیز افزایش می یابد افزایش سختی سازه، منجر به کاهش حداکثر تغییر شکل در هنگام زلزله می گردد و کاهش تغییر شکل به معنی کاهش خسارتهای وارده بر سازه می باشد.
- ۳- در ساختمان ۹ طبقه با حذف یک طبقه و کاهش جرم به میزان ۱۱/۱٪، میزان نیروی زلزله ۶٪ کاهش پیدا کرده است و عملکرد ساختمان مطلوب تر شده است. در ساختمان ۱۲ طبقه با حذف یک طبقه این مقادیر به ترتیب ۸/۲٪ و ۴/۲٪ و در ساختمان ۱۵ طبقه با حذف یک طبقه این مقادیر به ترتیب ۶/۵٪ و ۳/۵٪ خواهند بود و همانطور که انتظار می رود با حذف دو طبقه مقادیر فوق تقریباً دو برابر شده و نیروها به این ترتیب کاهش یافته اند و عملکرد ساختمان مطلوب تر شده است.
- ۴- کاهش نیروی زلزله برای ساختمان های با تعداد طبقه کمتر مؤثرتر از ساختمان های با تعداد طبقه بیشتر است.
- ۵- از آنجا که سختی افزایش و جابه جایی کاهش پیدا کرده است می توانیم نتیجه بگیریم که سازه در جهت افزایش پایداری حرکت کرده است.
- ۶- با توجه به اینکه میزان شکل پذیری سازه با دوره تناوب سازه ارتباط دارد می توانیم نتیجه بگیریم که بعد از حذف طبقات سازه با کاهش دوره تناوب مقدار شکل پذیری سازه افزایش پیدا کرده است.
- ۷- در ساختمان های با تعداد طبقات کمتر با حذف یک طبقه رفتار سازه بهتر می شود اما در تعداد طبقات بیشتر با حذف یک طبقه به اندازه کافی مقاومت لازم بدست نمی آید. یعنی با افزایش تعداد طبقات باید طبقات بیشتری حذف شود یا در ترکیب با روشهای دیگر بهسازی شود.

منابع و مراجع:

۱. حاتم، امید؛ رزاقی آذر، ناهید؛ نقی پور، مرتضی؛ محمدی دوستدار، حسین. کاهش جرم ساختمان و نقش آن در اقتصادی بودن طرح در مقابل زلزله، پایان نامه کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه مازندران، ۱۳۸۰.
۲. حامدی، فرزانه؛ الماسی راد، کمال. بررسی امکان کاهش نیروی زلزله در سازه های فولادی موجود با کاستن از وزن سازه، پایان نامه کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه بین المللی امام خمینی (ره) قزوین، مهر ۱۳۸۵.
۳. مدندوست، رحمت؛ اکرا موسی پور، اسماعیل. بررسی فنی و اقتصادی کاهش جرم در ساختمان های فولادی در برابر زلزله، پایان نامه کارشناسی ارشد، مهندسی سازه، دانشگاه گیلان، ۱۳۸۳.
۴. دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
۵. تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
6. Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings". Report ATC40, Redwood City, California, 1996.

7. Federal Emergency Management Agency. "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA 273, 1998.
8. Federal Emergency Management Agency," Seismic Rehabilitation Pretender", General Requirement, Chapter 2, Mass Reduction, Washington, DC, FEMA 356, 2000.
9. Office of Statewide Health Planning and Development (for OSHPD), "Earthquake Design, Seismic Retrofit Program", Mass Reduction, Removal of one or more stories, Part 2, Chapter 16A (1638A.3.3), 1640A through 1649A, 2004.



پارامترهای مؤثر در ارزیابی گزینه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمانها

بهنام آزموده

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه- دانشگاه علوم و فنون مازندران
Behnamazmoodeh@yahoo.com

عبدالرضا سروقدمقدم

استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
Moghadam@iiees.ac.ir

۱- چکیده:

در این تحقیق سعی شده است که در ابتدا در حالت کلی، پارامترهای مؤثر در کارآئی روشهای بهسازی متداول که در مرحله انتخاب روش باید در نظر گرفته شود را شناسائی کرده و در ادامه از میان این پارامترها آنهایی را که در مرحله انتخاب و مقایسه گزینه‌های پیشنهاد شده برای بهسازی یک ساختمان آسیب‌پذیر مؤثر هستند را تفکیک کرده و آن را به صورت یک جدول تنظیم نموده و با استفاده از مفهوم مهندسی ارزش از افراد باتجربه در این زمینه تقاضا شده است که به هریک از این پارامترها که در اینجا همان ارزشها برای یک طرح بهسازی هستند، وزنی (عددی بین یک تا نه) اختصاص دهند و با توجه به برقراری رابطه‌ای بین این پارامترها، در نهایت با توجه به رابطه پیشنهاد شده، برای هرگزینه به یک عدد خواهیم رسید که آن را معیار مقایسه گزینه‌ها قرار خواهیم داد. در ادامه مطالعه‌ای بر روی یک ساختمان آسیب‌پذیر انجام شده و بر اساس این روند مقایسه‌ای، گزینه‌های پیشنهاد شده برای این ساختمان را بر اساس این راهکار پیشنهادی که دارای اساسی تئوریک و منطبق با قضاوت مهندسی است، با یکدیگر مقایسه شده‌اند. انتخاب گزینه برتر بهسازی برای یک ساختمان آسیب‌پذیر فرآیند پیچیده‌ای است که در این مرحله مواردی چون ضوابط فنی، اجرائی و اقتصادی از مهم‌ترین عوامل در بررسی و مطالعه پارامترهای موجود برای دستیابی به گزینه برتر خواهند بود و هدف از این مطالعه رسیدن به یک الگوریتم مشخص برای شناسائی و بررسی عوامل مؤثر در انتخاب و مقایسه گزینه‌های بهسازی ساختمانهای آسیب‌پذیر در مطالعات طرح‌های بهسازی است.

واژه‌های کلیدی: گزینه‌های بهسازی، پارامترهای مؤثر، بهسازی لرزه‌ای ساختمانها، ارزش



۲- مقدمه:

بلاایای طبیعی به ویژه زلزله پدیده‌ای است که بشر با این سطح از پیشرفتهای علمی هنوز نتوانسته است مبادرت به پیش‌بینی و جلوگیری از بروز آن بنماید، اما توانسته است راههای کاهش خسارات را شناسائی کند و ضمن ابداع راههای مقاوم‌سازی سازه‌ها، سرمایه‌گذاری‌ها را نیز در مناطقی مستقر کند که در صورت بروز سانحه، خسارات کمتری ببیند. ضربه‌هایی که زلزله بر پیکره اقتصاد وارد می‌آورد در نهایت باعث پائین آمدن سطح استاندارد زندگی و رفاه کشور می‌شود.

امروزه مهندسی زلزله بر اساس عملکرد از حد طراحی سازه‌ها فراتر رفته و در بهسازی لرزه‌ای هم وارد شده است. یعنی کارفرمایان انتظار دارند که سازه موجود آنها به اقتصادی‌ترین شکل و با بهترین عملکرد سازه‌ای و سهولت اجرا، بهسازی شوند. از دیدگاه یک مهندس زلزله تأمین این خواسته نیازمند دانستن پاسخ‌های سازه موجود در برابر زلزله احتمالی و همچنین پاسخ‌های احتمالی سازه بهسازی شده در برابر این زلزله می‌باشد. سپس باید هزینه‌ای که در اثر زلزله به بار آمده است تخمین زده شود. حاصل این روند در نهایت می‌تواند منجر به یک تصمیم‌گیری نهائی و در عین حال ایمن و با بهترین عملکرد شود.

در اینجا تلاش بر آن بوده که مدل و الگویی مناسب جهت انتخاب گزینه برتر برای یک ساختمان خاص ارائه شود تا با استفاده از این راهکار پیشنهادی بتوان روندی در راستای رسیدن به هدف که همانا یک طرح مناسب و بهینه که از تمام جهات مورد بررسی قرار گرفته، است.

۳- بهسازی و روشهای آن:

بهسازی ساختمانهای موجود برای بهبود عملکرد لرزه‌ای آنها شامل ۴ بخش اصلی می‌باشد. [2]

اول استفاده از روشهای مهندسی مانند مسائل فنی (دستورالعمل‌ها)، روند طراحی، مصالح و تکنیک‌های ساخت و اجراء
بخش دوم که اصلی‌ترین و مهم‌ترین بخش در ارزیابی بهسازی ساختمانهاست، هزینه بهسازی است که شامل هزینه طرح و اجراء است، ولی گاهی هم شامل هزینه‌های طراحی، هزینه‌های آزمایشات، هزینه کسب جواز پروانه اجراء و هزینه برای سرمایه‌گذاری در ساختمان می‌باشد.

سوم هزینه‌های غیر مستقیم مرتبط با بهسازی آن در بسیاری از حالات مشابه و متناظر با هزینه‌های خرابی ناشی از زلزله است. و چهارم میزان تأثیر امر بهسازی در کاهش خسارات است.

مناطق شهری از تعداد زیادی از انواع مختلف ساختمانها تشکیل شده است که هر کدام بر اساس ضوابط آئین نامه‌ای (بار ثقلی، باد، زلزله.....) طراحی می‌شوند. اگر نیروهای وارده در اثر زلزله بیشتر از حدی که سازه برای آن طراحی شده باشد، خرابی در آن بوجود می‌آید که این خرابی‌ها مستقیماً به مشخصه‌های سازه‌ای و فنی بنا ربط دارد. [1] از آن جمله:

۱- مصالح ساختمان و فونداسیون (مقاومت، وزن و)

۲- ارتفاع

۳- نحوه قاب بندی

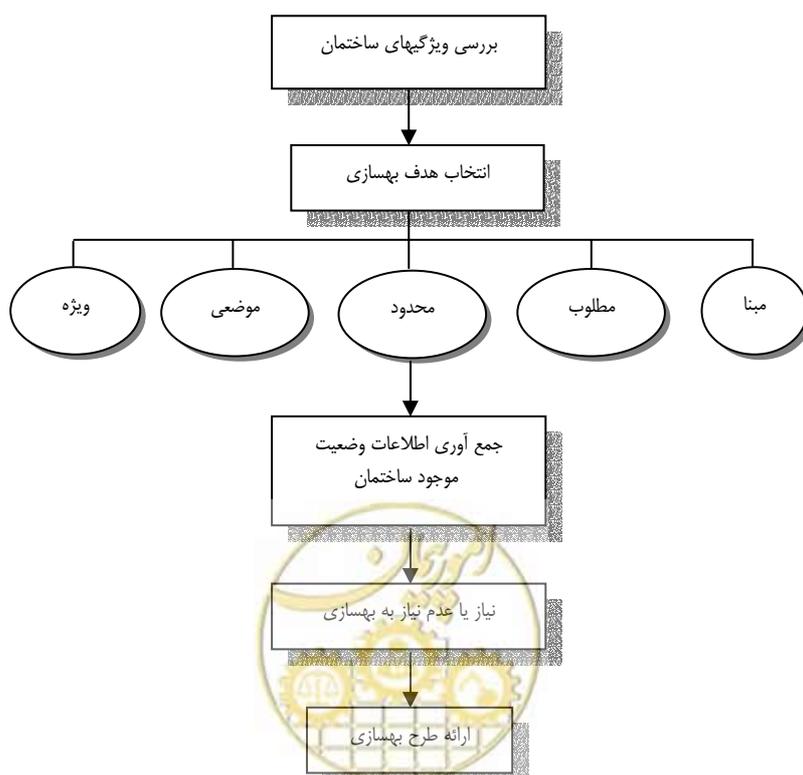
۴- روش طراحی

۵- عمر مفید ساختمان

۶- شکل و طرح (پلان متقارن و نامتقارن)

۷- نزدیکی و مجاورت نسبت به سایر ساختمانها و

هر شکل و فرم خاصی از ساختمان نیاز به یک روش متفاوت برای بهسازی دارد. در آئین نامه های زلزله و ضوابط موجود در اکثر بخش های آن ترجیح داده شده است که سطوح نیرو را مشخص کنند تا اینکه به روشهای طراحی بپردازند. افزایش در سطوح نیرو مستلزم افزایش متغیرها و متعلقات پروسه بهسازی است. مانند دیوارها، مهاربندی ها، مقاوم کردن دیافراگم طبقات و اتصالات. در حالیکه اگر قواعد کلی بهسازی مشابه یکدیگر باشد، جزئیات کار دارای تغییرات بسیاری خواهد شد و برای هر نوع سیستم خاص از سازه که تجربه و مهارت کمی برای بهسازی آن وجود دارد، متناسباً درنتایج طراحی آنها یکسانی و یکنواختی کمی حاصل خواهد شد. جزئیات طراحی که برای این روش بهسازی استفاده می شود برای مهندسانی که برای اولین بار با این شکل طراحی مواجه می شوند آشنا نیست. هم چنین پیمانکارانی که به اینگونه مسائل و مشکلات آگاه نیستند نیاز به یک نظارت نسبی دارند تا این جزئیات کاملاً و به درستی اجرا شود که این امر باعث کندی عملیات اجرائی و افزایش در هزینه های اجرائی طرح می شود. به طور کلی روشهایی که برای بهسازی یک ساختمان انتخاب می کنیم متأثر از تعداد زیادی عوامل است که طراح هر چه بهتر بتواند نقطه ای بهینه بین این عوامل پیدا کند تا بتوان بهترین طرح ممکن که تمام شرایط در آن دیده شده است، ارائه کند.



۴- مدیریت ارزش: [۵]

مدیریت ارزش عبارت است از یکپارچه‌سازی روش‌های اثبات شده و سازمان یافته حل مسأله که روش شناسی ارزش نیز نامیده می‌شود. این روش‌ها توسط یک گروه چند رشته‌ای زیر نظر یک کارشناس ارزش آگاه و باتجربه بکار برده می‌شود که می‌کوشد بهترین تعادل کارکردی را بین هزینه، قابلیت اعتماد به طرح و عملکرد یک محصول یا یک پروژه را بیابد و برقرار سازد. تلاش برای پیدا کردن تعادل در محیط تغییرپذیر امروزی نیازمند یک ذهن باز و ظرفیت کافی برای سازگاری پذیری است، به طوریکه بتوان مجموعه این دو را یک فرآیند یادگیری معتبر^(۱) نامید.

استفاده از مدیریت ارزش برای توصیف کاربرد گسترده و یکپارچه شیوه‌های ارزش شناسی می‌باشد و شامل تحلیل کارکرد^(۲)، مهندسی ارزش، کنترل ارزش (اعتبارسنجی) و دیگر روش‌های ارزش شناسی می‌شود. مدیریت ارزش، مهارت‌ها و دانش لازم برای اعمال مدیریت بر فرآیند ارزش از طریق بکارگیری ابزارها و روش‌های درست در زمان مناسب و فراهم ساختن بیشترین سود ممکن برای پروژه را نیز در بر می‌گیرد.



نمودار (۲): مراحل تحلیل ارزش / مهندسی

اطلاعات/ ارائه: هدف در اینجا مشخص‌سازی صریح نیازها و هدف‌های بلندمدت کارفرما و رفع هرگونه ابهام از آنها برای کلیه افراد تحلیل کارکرد: هدف بوجود آوردن یک مدل مجازی پروژه با توجه به کارکردهائی که باید داشته باشد و حذف تمام نشانه‌ها و بقایای راه حل فنی

نوآوری و خلاقیت: هدف در این قسمت عبارتست از تولید فکرها/ گزینه‌ها به تعداد کافی به طوری که پاسخگوی نیازهای کارفرما باشد.

تحلیل و ارزیابی: هدف ارزیابی به موقع تمام فکرها و یا گزینه‌ها و انتخاب گزینه‌های متضمن بالاترین ارزش بالقوه برای مرحله توسعه و تدوین

مطالعه و توسعه: هدف مستندسازی هر یک از پیشنهادهای انتخاب شده در شرایط قابل اندازه‌گیری با جزئیات کافی تا گروه را برای ارائه یا حذف آن متقاعد کند.

¹ Authentic

² کارکرد، شالوده مدیریت ارزش است و تحلیل کارکرد گامی اساسی در هر مطالعه ارزش بشمار می‌رود. کارکرد مفهومی است که مدیریت ارزش با استفاده از آن توصیف نیاز برحسب عملکرد مورد انتظار و نه راه حل مورد انتظار خود می‌پردازد. این مفهوم به گروه ارزش این اجازه را خواهد داد تا گزینه‌های خلاقانه پیشنهاد کند که بریک الگوی خاص استوار نباشد.



نتیجه گیری: هدف از این مرحله برای کارفرما، مدیر پروژه و طراحان عبارتست از تأیید پیشنهاد به قصد آنکه این پیشنهاد به اجرا درآید. در گزارشی که به دنبال این مرحله تهیه می شود باید نتایج مطالعه دقیقاً تعیین شود و تحقق هدف های اولیه نیز تأیید گردد.

۵- پارامترهای مؤثر در بهسازی ساختمانها:

با توجه به مفهوم مهندسی ارزش و مباحث ذکر شده در قسمت قبل، اکنون در ادامه با مشخص ساختن نیازهای کارفرما که در اینجا مقاوم ساختن ساختمان است (مرحله اطلاعات/ ارائه)، یک مدل مجازی که در گام اول شناخت پارامترهای مؤثر در بهسازی و نتیجتاً تعیین پارامترهای مؤثر در انتخاب و مقایسه گزینه های بهسازی مطابق با شکل خاص مسأله است. (تحلیل کارکرد) سپس با در نظر گرفتن شرایط مسأله (نوع سیستم سازه ای)، گزینه هایی جهت بهسازی آن پیشنهاد می شود به طوریکه گزینه های پیشنهادی، شرایط لازم را جهت تحقق خواسته های کارفرما دارا باشد. (نوآوری و خلاقیت) در ادامه با استفاده از نظریات افراد باتجربه در این امر، میزان تأثیر و شاخص اهمیت (درصد وزنی) هر یک از پارامترها نسبت به یکدیگر مشخص می گردد (تحلیل و ارزیابی) و در این مرحله با جمع آوری نظرات مختلف و بررسی پیشنهادها به یک ساختار مناسب جهت بیان نتایج خواهیم رسید. (مطالعه و توسعه) و در نتیجه با توجه به رابطه موجود بین این پارامترها برای هر یک از گزینه ها به یک جواب نهائی خواهیم رسید که می تواند ملاک و معیاری برای مشخص ساختن گزینه برتر برای این مورد خاص باشد. (نتیجه گیری)

✓ به طور کلی پارامترهای مؤثر در بهسازی لرزه ای ساختمانها را می توان به صورت زیر بیان نمود:

- ۱- نوع سیستم ساختمانی (فولادی، بتنی، بنائی و)
- ۲- مشخصات ساختمان (ارتفاع، شکل و)
- ۳- شرایط ساختمان (کیفیت ساخت و اجرا و درصد آسیب پذیری ساختمان موجود)
- ۴- نوع کاربری ساختمان (مسکونی، آموزشی، تجاری و)
- ۵- نحوه بهبود عملکرد لرزه ای و افزایش سطح ایمنی مورد نیاز (انتخاب هدف بهسازی و سطح خطر زلزله مناسب برای طرح بهسازی)
- ۶- محل ساختمان مورد نظر (از نظر شرایط ساختمانی، میزان خطر پذیری و ریسک زلزله، نوع خاک و)
- ۷- بررسی مشخصات فنی طرح و تعیین پاسخ سازه ای هر یک از گزینه ها و کنترل ضوابط لرزه ای و معیارهای پذیرش برای هر یک از آنها
- ۸- مطالعه اقتصادی طرح و بررسی راهکارهای موجود برای رسیدن به یک طرح با هزینه کمتر و سود بالاتر در دوره زمانی کوتاهتر
- ۹- مدت زمان اجرای طرح
- ۱۰- مشکلات اجرای هر یک از گزینه ها
- ۱۱- مکانیزه بودن اجرای طرح بهسازی در کشورمان و وجود تکنولوژی ساخت و تولید آن
- ۱۲- مطالعه عملکرد هر یک از گزینه ها و تجارب و یافته ها از زلزله های گذشته
- ۱۳- تأثیر گزینه پیشنهادی بر وزن ساختمان (ارائه طرح با وزن کمتر)



- ۱۴- هزینه کارگرهای محلی
- ۱۵- حضور افراد ساکن در محل در حین اجرای طرح بهسازی
- ۱۶- در دسترس بودن مصالح مورد نیاز برای اجرای طرح
- ۱۷- وجود اصلاحات عملکردی در ساختمان و ارائه راهکار جهت رفع هر یک (پیچش، پلان نامتقارن، طبقه نرم و)
- ۱۸- تأثیر طرح بهسازی بر روی معماری ساختمان
- ۱۹- عمر مفید ساختمان (سال ساخت)
- ۲۰- میزان تجربه مورد نیاز پیمانکاران و کارگران برای اجرای هر یک از گزینه‌های بهسازی
- ۲۱- هزینه بازسازی و جایگزینی ساختمان
- ۲۲- قیمت متعلقات ساختمان
- ۲۳- تعداد افرادی که در ساختمان ساکن هستند
- ۲۴- میزان حساسیت عملکرد هر گزینه به خطاهای طراحی و اجرایی
- ۲۵- تأثیر متقابل اجزای سازه‌ای و اجزای غیر سازه‌ای

که این پارامترها به صورت تیکه مشاهده می‌شود در جدول زیر طبقه بندی شده اند:

جدول (۱): پارامترهای مؤثر در بهسازی لرزه ای ساختمانها		
مشخصات ساختمان	نوع سیستم ساختمان	فولادی
		بتنی
		بنائی
	هندسه ساختمان	ارتفاع
		پلان
	محل ساختمان	میزان خطر پذیری منطقه
		نوع خاک محل
		شرایط روانگرایی
	کاربری ساختمان	مسکونی
		آموزشی
		تجاری
		صنعتی
	شرایط ساختمان	کیفیت ساخت و اجرا
عمر مفید ساختمان		
ارزش فعلی ساختمان		
درصد آسیب پذیری ساختمان		
ضوابط اجرایی	مدت اجرای طرح	
	مشکلات اجرای طرح	
	مکانیزه بودن اجرای طرح در کشور (تکنولوژی ساخت و تولید)	
	در دسترس بودن مصالح مورد نیاز	
	هزینه کارگرهای محلی	
	میزان تجربه مورد نیاز پیمانکاران و کارگران	
		سطح زیر بنای ساختمان
		خسارات احتمالی با و بدون انجام بهسازی
		هزینه جایگزینی و اسکان افراد
		تعداد افراد ساکن
		ارزش متعلقات ساختمان
		حضور افراد ساکن در محل در حین اجرای طرح

ضوابط اقتصادی	تجاری	خسارات ناشی از درآمد به واسطه قطع عملیات تولید
		زمان برای ترمیم و بازیافت سیستم تولید
		خسارات ناشی از کار افتادن یک سیستم تولیدی مهم کشور
	میزان تأثیر بهسازی در کاهش میزان خسارات کل	
	تحلیل سود- هزینه	میزان سود حاصله از اجرای طرح
		نرخ کاهش
		دوره زمانی طرح
ارزش ریالی جان انسانها		
هزینه اجرای طرح		
		هزینه بازسازی ساختمان
ضوابط فنی	نحوه بهبود عملکرد لرزه ای	هدف بهسازی
		سطح خطر زلزله
	بازتاب سازه (پاسخ سازه ای)	
	تأثیر طرح بر وزن ساختمان	
	تجارب بدست آمده از عملکرد طرح پیشنهادی در زلزله های گذشته	
	قابلیت اعتماد لرزه ای	
	میزان تأثیر بر عناصر سازه ای	
	میزان حساسیت عملکرد طرح به خطاهای طراحی و اجرایی	
	شرایط و ضوابط طراحی آئین نامه ای	
	اصلاحات عملکردی	پیچش
		نامنظمی در پلان
		نامنظمی در ارتفاع
		طبقه نرم
		ضربات دو ساختمان مجاور
		ستون کوتاه
میزان تأثیر طرح بر معماری ساختمان		

حال با توجه به شناسایی این پارامترها می‌خواهیم از میان این موارد ذکر شده آن دسته از پارامترهایی که در مرحله انتخاب و مقایسه گزینه‌های پیشنهادی برای یک ساختمان آسیب‌پذیر ارائه شده است را جدا کرده و سعی شده است رابطه‌ای بین آنها برقرار گردد تا در نهایت برای هر کدام از گزینه‌ها به یک عدد برسیم و آنرا ملاک و معیار مقایسه گزینه‌ها قرار دهیم. به همین منظور از میان پارامترهای ذکر شده در بالا آن دسته را که در مرحله انتخاب و مقایسه گزینه‌های بهسازی تأثیرگذار هستند را جدا کرده و در قالب یک جدول طبقه‌بندی کردیم. برای رسیدن به یک جواب نهائی برای هر یک از گزینه‌های بهسازی، ساختمانی به عنوان مطالعه موردی در نظر گرفته شد و در ادامه برای بهسازی آن سه گزینه پیشنهاد شد. پارامترهای مورد نظر به صورتیکه در جدول (۲) مشاهده می‌کنید گردآوری شده و به صورت یک فرم نظرخواهی در اختیار افراد مجرب و باسابقه در زمینه امر بهسازی قرار گرفت و در نهایت با توجه به ملاحظه نظرات افراد به یک جمع‌بندی کلی در رابطه با ساختار این مجموعه رسیده که نتایج را در ادامه ملاحظه می‌کنیم. (لازم به ذکر است که برای اینکه ارزش نسبی هر مجموعه با سایر مجموعه‌ها برابر باشد، کلیه آیت‌های مربوط به آن مجموعه و یا زیر مجموعه به عدد ۱۰ همپایه می‌شوند. به دلیل اینکه تعداد زیرشاخه‌ها برای مجموعه‌های مختلف، متفاوت خواهد بود)

جدول (۲): پارامترهای مؤثر در مرحله انتخاب و مقایسه گزینه‌های بهسازی		گزینه A	گزینه B	گزینه C		
مشخصات ساختمان (SB)	نوع سیستم ساختمانی (SB_F)	سیستم مورد نظر $(SB_F)_s$	$(A_F)_s$	$(B_F)_s$	$(C_F)_s$	
	هندسه ساختمان (SB_G)	ارتفاع $(SB_G)_h$	$(A_G)_h$	$(B_G)_h$	$(C_G)_h$	
		ابعاد پلان $(SB_G)_d$	$(A_G)_d$	$(B_G)_d$	$(C_G)_d$	
	شرایط ساختمان (SB_C)	کیفیت ساخت و اجرا $(SB_C)_q$	$(A_C)_q$	$(B_C)_q$	$(C_C)_q$	
درصد آسیب پذیری $(SB_C)_p$		$(A_C)_p$	$(B_C)_p$	$(C_C)_p$		
ضوابط اجرایی (PR)	مدت اجرای طرح (PR_T)		(A_T)	(B_T)	(C_T)	
	مشکلات اجرایی طرح (PR_P)		(A_{P1})	(B_{P1})	(C_{P1})	
	وجود تکنولوژی ساخت و تولید (PR_M)		(A_M)	(B_M)	(C_M)	
	در دسترس بودن مصالح مورد نیاز (PR_A)		(A_{A1})	(B_{A1})	(C_{A1})	
	مکانیزه بودن اجرای طرح در کشور (درصد پیش ساختگی) (PR_C)		(A_{C1})	(B_{C1})	(C_{C1})	
	وجود دستور العمل اجرایی در کشور (PR_G)		(A_G)	(B_G)	(C_G)	
ضوابط اقتصادی (ER)	میزان تأثیر بهسازی در کاهش میزان خسارات احتمالی (ER_A)		(A_{A2})	(B_{A2})	(C_{A2})	
	هزینه اجرای طرح (ER_C)		(A_{C2})	(B_{C2})	(C_{C2})	
	هزینه کارگر برای اجرای طرح (ER_L)		(A_L)	(B_L)	(C_L)	
	میزان تأثیر بهسازی در ارزش اقتصادی بنا (ER_V)		(A_V)	(B_V)	(C_V)	
	حفظ کاربری در حین اجرای طرح (ER_P)		(A_{P2})	(B_{P2})	(C_{P2})	
ضوابط فنی (TR)	بازتاب لرزه ای سازه (پاسخ سازه ای) (TR_R)		(A_R)	(B_R)	(C_R)	
	تأثیر طرح بر وزن ساختمان (TR_W)		(A_W)	(B_W)	(C_W)	
	تجارب بدست آمده و عملکرد در زلزله های گذشته (TR_P)		(A_{P3})	(B_{P3})	(C_{P3})	
	میزان تأثیر طرح بر عناصر غیر سازه ای (TR_N)		(A_N)	(B_N)	(C_N)	
	استفاده از حداکثر ظرفیت سازه (TR_C)		(A_{C3})	(B_{C3})	(C_{C3})	
	تصرف حداقل در پی سازه (TR_F)		(A_F)	(B_F)	(C_F)	
	شکل پذیری ساختمان (TR_{D1})		(A_{D1})	(B_{D1})	(C_{D1})	
	میزان حساسیت عملکرد طرح به خطاهای طراحی و اجرایی (TR_E)		(A_{E2})	(B_{E2})	(C_{E2})	
	شرایط و ضوابط طراحی آئین نامه ای (TR_{D2})		(A_{D2})	(B_{D2})	(C_{D2})	
	(TR_M) اصلاحات عملکردی	پیچش $(TR_M)_t$		$(A_M)_t$	$(B_M)_t$	$(C_M)_t$
		نامنظمی در پلان $(TR_M)_{pi}$		$(A_M)_{pi}$	$(B_M)_{pi}$	$(C_M)_{vi}$
		نامنظمی در ارتفاع $(TR_M)_{vi}$		$(A_M)_{vi}$	$(B_M)_{vi}$	$(C_M)_{vi}$
طبقه نرم $(TR_M)_s$		$(A_M)_s$	$(B_M)_s$	$(C_M)_s$		
ضربات دو ساختمان مجاور $(TR_M)_p$		$(A_M)_p$	$(B_M)_p$	$(C_M)_p$		
مستون کوتاه $(TR_M)_c$		$(A_M)_c$	$(B_M)_c$	$(C_M)_c$		
تأثیر طرح بر معماری ساختمان (AP)		(A)	(B)	(C)		

و از رابطه زیر برای هر یک از گزینه ها یک عدد (EP_T) بدست می آوریم و معیاری است برای مقایسه گزینه ها که سعی شده در آن تمام جوانب اثر داده شده باشد.

به طور مثال برای گزینه A:

$$EP_1 = (SB) \times \left(\left[SB_F \times \left[(SB_F)_s \times (A_F)_s \right] + \left[SB_G \times \left[(SB_G)_h \times (A_G)_h \right] + \left[(SB_G)_d \times (A_G)_d \right] \right] + \left[SB_C \times \left[(SB_C)_q \times (A_C)_q \right] + \left[(SB_C)_p \times (A_C)_p \right] \right] \right)$$

$$EP_2 = (PR) \times \left[(PR_T) \times (A_T) + (PR_P) \times (A_{PI}) + (PR_M) \times (A_M) + (PR_A) \times (A_{AI}) + (PR_C) \times (A_{CI}) + (PR_G) \times (A_G) + (PR_E) \times (A_{EI}) \right]$$

$$EP_3 = (ER) \times \left[(ER_A) \times (A_{A2}) + (ER_C) \times (A_{C2}) + (ER_L) \times (A_L) + (ER_V) \times (A_V) + (ER_P) \times (A_{P2}) \right]$$

$$EP_4 = (TR) \times \left[\begin{array}{l} (TR_R) \times (A_R) + (TR_W) \times (A_W) + (TR_P) \times (A_{P3}) + (TR_N) \times (A_N) \\ (TR_C) \times (A_{C3}) + (TR_F) \times (A_F) + (TR_{DI}) \times (A_{DI}) + (TR_E) \times (A_{E2}) \\ (TR_M)_t \times (A_M)_t + (TR_M)_{pi} \times (A_M)_{pi} \\ (TR_{D2}) \times (A_{D2}) + (TR_M) \times \left[\begin{array}{l} (TR_M)_{vi} \times (A_M)_{vi} + (TR_M)_s \times (A_M)_s \\ (TR_M)_P \times (A_M)_P + (TR_M)_c \times (A_M)_s \end{array} \right] \end{array} \right] \quad ()$$

$$EP_5 = (AP) \times (A)$$

$$\Rightarrow \boxed{EP_T(A) = \sum_{i=1}^5 (EP)_i}$$

۶- معرفی ساختمان مورد مطالعه:

برای بررسی این روش یکی از ساختمان های مدارس منطقه ۱ تهران که در مطالعات، آسیب پذیر شناخته شده است، انتخاب شده است. دبیرستان بوعلی سینا در شمال تهران در منطقه فرمانیه قرار دارد و در سال ۱۳۷۱ ساخته شده است. پلان ساختمان L شکل بوده که با یک درز انقطاع ساختمان به دو بلوک شمالی و جنوبی تقسیم شده است. سیستم سازه ای این ساختمان قاب فولادی با اتصالات خورجینی بوده و دارای ۵ طبقه است که ارتفاع هر یک از طبقات ۳/۲۰ متر می باشد؛ سقف طبقات تیرچه و بلوک و سطح زیر بنای آن ۲۸۰۰ متر مربع می باشد. لازم به ذکر است که در سوندازه های به عمل آمده در ساختمان این مدرسه هیچ گونه سیستم باربر جانبی اعم از دیوار برشی یا مهاربند دیده نشده است و عملاً این ساختمان فاقد یک سیستم مقاوم در برابر زلزله است.

به همین منظور برای بهسازی این ساختمان سه گزینه زیر پیشنهاد شده است:

۱- افزودن مهاربند

۲- افزودن دیوار برشی فولادی

۳- صلب کردن اتصالات ساختمان (قاب خمشی)

همانطور که در ابتدا اشاره شد برای تعیین ارزش نسبی هر یک از پارامترها نسبت به یکدیگر از نتایج آماری و نظرخواهی استفاده شده است که نتایج به گونه‌ای براساس قضاوت مهندسی افراد نظردهنده خواهد بود. و هم چنین برای مقایسه نسبی گزینه‌ها مطابق با هر یک از پارامترها، طراحان با توجه به تجربیات گذشته و مطالعه تحلیلی بر روی این ساختمان بخش دیگر جدول مورد بررسی قرار داده اند.

در ادامه نتیجه مطالعه صورت گرفته بر روی این ساختمان طبق روند پیشنهاد شده را مشاهده می‌کنید:

جدول (۳): نتایج تحلیل ارزیابی پارامترهای مؤثر برای ساختمان مورد مطالعه		افزودن مهاربند	افزودن دیوار برشی فولادی	صلب کردن اتصالات	
مشخصات ساختمان (SB) = 1.8	نوع سیستم ساختمانی (SB _F) = 3.2	قاب فولادی 9 = (SB _F) _s	8	7	5
	هندسه ساختمان (SB _G) = 2.65	ارتفاع 6.5 = (SB _G) _h	7	7	4
		ابعاد پلان 3.5 = (SB _G) _d	4	4	4
	شرایط ساختمان (SB _C) = 4.15	کیفیت ساخت و اجرا 5.5 = (SB _C) _q	7	7	5
درصد آسیب پذیری 4.5 = (SB _C) _p		6	6	6	
ضوابط اجرایی (PR) = 2.25	مدت اجرای طرح 1.05 = (PR _T)		6	5	4
	مشکلات اجرای طرح 1.35 = (PR _P)		8	7	2
	وجود تکنولوژی ساخت و تولید 1.35 = (PR _M)		9	5	6
	در دسترس بودن مصالح مورد نیاز 1.5 = (PR _A)		9	9	9
	مکانیزه بودن اجرای طرح در کشور (درصد پیش ساختگی) 1.35 = (PR _C)		9	7	1
	وجود دستور العمل اجرایی در کشور 1.65 = (PR _G)		9	6	4
	میزان تجربه مورد نیاز پیمانکاران و کارگران 1.75 = (PR _E)		9	6	6
ضوابط اقتصادی (ER) = 2.45	میزان تأثیر بهسازی در کاهش میزان خسارات احتمالی 2.8 = (ER _A)		7	9	3
	هزینه اجرای طرح 2.75 = (ER _C)		4	6	9
	هزینه کارگر برای اجرای طرح 0.9 = (ER _L)		8	7	3
	میزان تأثیر بهسازی در ارزش اقتصادی بنا 1.55 = (ER _V)		4	4	4
	حفظ کاربری در حین اجرای طرح 2 = (ER _P)		6	6	8
	بازتاب لرزه ای سازه (پاسخ سازه‌ای) 1.05 = (TR _R)		7	8	2
	تأثیر طرح بر وزن ساختمان 0.65 = (TR _W)		4	3	8

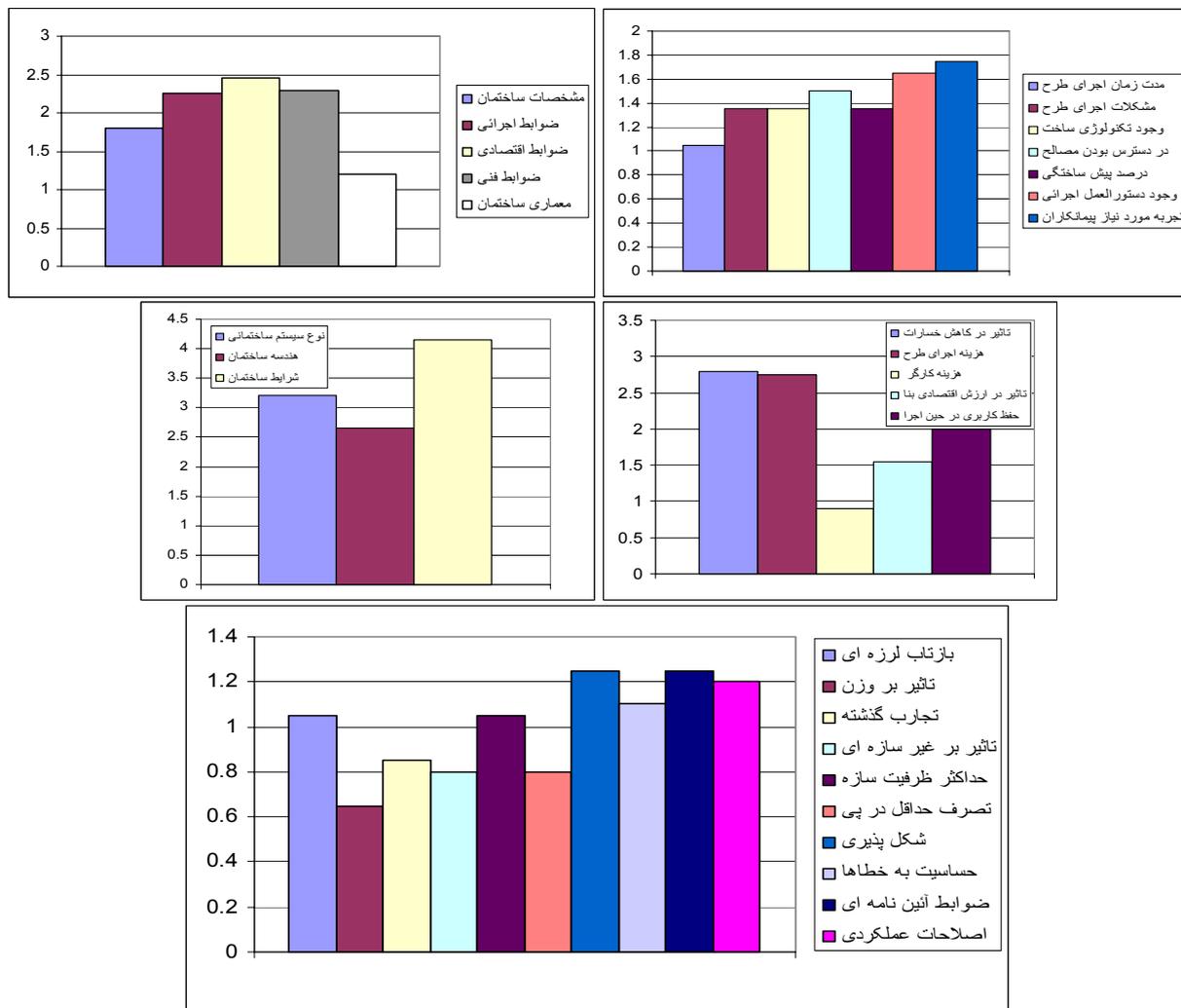
ضوابط فنی (TR) = 2.3	(TR _P) = 0.85 تجارب بدست آمده و عملکرد در زلزله های گذشته		4	6	4	
	(TR _N) = 0.8 میزان تأثیر بر عناصر غیر سازه ای	شتاب	4	3	8	
		تغییر مکان	6	8	2	
	(TR _C) = 1.05 استفاده از حداکثر ظرفیت سازه		5	4	8	
	(TR _F) = 0.8 تصرف حداقل در پی سازه		2	2	9	
	(TR _{D1}) = 1.25 شکل پذیری ساختمان		4	3	8	
	(TR _E) = 1.1 میزان حساسیت عملکرد طرح به خطاهای طراحی و اجرایی		4	6	8	
	(TR _{D2}) = 1.25 شرایط و ضوابط طراحی آئین نامه ای		9	6	8	
	(TR _M) = 1.2 اصلاحات عملکردی	(TR _M) _t = 1.4 پیچش		8	8	7
		(TR _M) _{pi} = 1.45 نامنظمی در پلان		7	7	4
		(TR _M) _{vi} = 1.55 نامنظمی در ارتفاع		7	7	6
		(TR _M) _s = 2.4 طبقه نرم		8	8	2
		(TR _M) _p = 1.6 ضربات دو ساختمان مجاور		8	9	1
(TR _M) _c = 1.6 ستون کوتاه		4	4	4		
(AP) = 1.2 تأثیر طرح بر معماری ساختمان			5	3	9	

در نهایت با استفاده از رابطه بیان شده برای هر یک از گزینه ها یک $(EP)_{(T)}$ بدست خواهیم آورد:

	$(EP)_{(1)}$	$(EP)_{(2)}$	$(EP)_{(3)}$	$(EP)_{(4)}$	$(EP)_{(5)}$	$(EP)_{(T)}$
افزودن مهاربند	1187.81	192.37	137.2	307.21	6.0	1830.6
افزودن دیوار برشی فولادی	1135.96	145.8	162.2	309.44	3.6	1757.0
صلب کردن اتصالات	857.11	105.63	142.22	261.18	10.8	1376.9

جدول (۴): نتایج مقایسه نسبی گزینه های بهسازی ساختمان





() :

۷- نتیجه گیری:

- با استفاده از روند ارائه شده برای ساختمان مورد مطالعه، برای گزینه افزودن مهاربند شاخص (EP_T) بالاتری نسبت به دو گزینه دیگر حاصل شده است (جدول ۴) که با توجه به این دیدگاه تئوری-آماري و مشخصه قضاوت مهندسي، این گزینه را می‌توان به عنوان گزینه برتر برای این ساختمان در نظر گرفت.
- با مشاهده نتایج مقایسه نسبی پارامترهای مؤثر (نمودار ۳) مشخص شد، شرایط ساختمان در مجموعه مشخصات ساختمان، میزان تجربه مورد نیاز پیمانکاران و کارگران در مجموعه ضوابط اجرائی، تأثیر بهسازی در کاهش خسارات احتمالی و هزینه اجرای طرح در مجموعه ضوابط اقتصادی، شکل‌پذیری و وجود دستورالعمل طراحی در ضوابط فنی و در حالت کلی ضوابط اقتصادی از ارزش بیشتری برخوردار خواهند بود.

۳- به عنوان بررسی چالش های موجود در استفاده از این روش مشخص گردید، چگونه می توان یک اختلاف مشخصی را برای دو گزینه و یا دو پارامتر منظور کرد و اینکه دو عدد برای یک آیتام خاص بین دو گزینه مختلف به چه میزان اختلاف داشته باشند و این موضوع تا چه حد می تواند بیانگر ارزش واقعی دو آیتام باشد؛ و هم چنین در مواردی که به طور مثال هر سه گزینه اثرات یکسانی را متناسب با یک پارامتر خاص دارند چه عددی را می توان قرار داد.

۸- تشکر و سپاسگذاری:

در پایان لازم می دانیم از کلیه اساتید و همکاران محترمی که با نظرات و راهنمایی های خود ما را در راستای رسیدن به یک راهکار بهینه و کاربردی جهت مقایسات گزینه های بهسازی در راه رسیدن به یک طرح مطلوب در این نظرخواهی همراهی و همیاری نمودند به صورتیکه اسامی آنها به ترتیب حروف الفبا در ذیل مشاهده می شود، کمال تشکر و قدردانی را از ایشان داشته باشیم.

- | | |
|--------------------|-------------------------|
| ۱- مهندس آذرین | ۱۱- مهندس شجاعی |
| ۲- مهندس اشرتی | ۱۲- دکتر صابری |
| ۳- دکتر آقا کوچک | ۱۳- دکتر صادق آذر |
| ۴- مهندس پورشاهید | ۱۴- مهندس طاهری بهبهانی |
| ۵- مهندس تقی بک لو | ۱۵- مهندس طاحونی |
| ۶- مهندس تمیمی | ۱۶- دکتر قالیبافیان |
| ۷- مهندس زلفیگل | ۱۷- دکتر قدرتی |
| ۸- مهندس زندی | ۱۸- دکتر کاظمی |
| ۹- مهندس سبزی علی | ۱۹- مهندس کیلداشتی |
| ۱۰- مهندس سهرابی | ۲۰- مهندس میرهاشمی |



منابع و مراجع:

[1] ATC-13, 1985, Earthquake damage evaluation data for California, Applied Technology Council, FEMA contract No. EMW-C-0912, Redwood city California

[2] FEMA (1989), Establishing programs and priorities for the seismic rehabilitation of buildings (Handbook), FEMA-174

[3] ATC-21, 1988, Rapid Visual Screening for potential seismic hazards: A Handbook applied technology council, FEMA-154, Redwood city California

[4] Grossi P.A, Assessing the benefits and costs of earthquake mitigation, Financial institution center, The Wharton school (university of Pennsylvania), 1998

[۵] تیری، مایکل؛ "مدیریت ارزش"؛ ترجمه و تدوین شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس؛ ۱۳۸۳

[۶] پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود، دفتر امور فنی و تدوین

معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، مهرماه ۱۳۸۱



کاربرد شمع - ستون لوله‌ای در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های کوتاه

مهندس انوش سعادت مهر

کارشناس ارشد سازه، شرکت طرح نو اندیشان

Info@TNA-co.com

مهندس غلامعلی یاجم

کارشناس ارشد سازه، شرکت طرح نو اندیشان

دکتر موسی محمودی صاحبی

کارشناس ارشد زلزله، شرکت طرح نو اندیشان

دکتر محمد رشیدیان

کارشناس ارشد ژئوتکنیک، شرکت طرح نو اندیشان

چکیده

کاهش آسیب‌پذیری ساختمانها در برابر زلزله، در دو دهه اخیر، یکی از مهمترین چالش‌های پیش روی مسؤلان کشور بوده است. حساسیت این موضوع با توجه به بافت فرسوده نقاط لرزه‌خیز، ساخت و ساز بناها بدون رعایت استانداردهای اجرایی و استفاده از آیین‌نامه‌های طراحی قدیمی در دهه‌های گذشته دو چندان شده است، در نتیجه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود برحسب اهمیت ساختمانها در برنامه‌های کلان مدیریتی مطرح گردیده و در حال پیشرفت می‌باشد. در این میان ساختمان‌های کوتاه مرتبه که اکثریت ساختمان‌های موجود در کشور را تشکیل می‌دهند و از مقاومت لازم در برابر نیروهای جانبی ناشی از زلزله برخوردار نمی‌باشند، در اولویت اول قرار می‌گیرند. در این مقاله کاربرد شمع - ستون لوله‌ای به عنوان یک روش نوین برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های کوتاه معرفی می‌گردد. در این روش بدون ایجاد تخریب قابل توجه در سازه و متوقف نمودن طولانی مدت بهره‌برداری از ساختمان، می‌توان با ایجاد یک سیستم باربر جانبی، آن را در برابر زلزله مقاوم نمود. سیستم اصلی باربر متشکل از یک شمع ستون جدار نازک توخالی به شکل لوله یا قوطی می‌باشد که با رفتار طره‌ای، بارهای ناشی از زلزله را تحمل نموده و انرژی ناشی از آن را جذب می‌نماید. در این مقاله جزئیات سیستم باربر جانبی ارائه شده و مشخصات آن به کمک یک روش تحلیلی برای یک ساختمان

نمونه سه طبقه بررسی گردیده است. نتایج نشان می‌دهند که سیستم پیشنهادی، معیارهای آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای را برآورده نموده و در عین اینکه دارای هزینه قابل قبول می‌باشد از نظر اجرایی عملی و امکان‌پذیر است.

واژه‌های کلیدی: مقاوم‌سازی، ساختمان‌های کوتاه مرتبه، بهسازی لرزه‌ای، ساختمان‌های با مصالح بنایی

۱- مقدمه

واقع شدن کشور ایران در پهنه لرزه‌خیز، همواره در طول تاریخ سبب خسارات انسانی و اقتصادی فراوانی گردیده است. از آنجائی که خطر ناشی از زلزله دامنه وسیعی از ساختمان‌های واقع در روستاهای کوچک تا شهرهای بزرگ کشور را در بر می‌گیرد. لذا ساختمان‌هایی که در معرض خطرپذیری جدی ناشی از زلزله می‌باشند را می‌توان در سه گروه تقسیم بندی نمود:

۱- ساختمان‌هایی که بدون تامین مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله طراحی و اجراء شده‌اند.

۲- ساختمان‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده و از پتانسیل مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسب بر اساس معیارهای جدید برخوردار نمی‌باشند.

۳- ساختمان‌هایی که بر اساس ضوابط جدید طراحی شده ولی از نظر اجرا مطابق با استانداردها ساخته نشده‌اند.

اکثر ساختمان‌هایی که از خطرپذیری زیادی برخوردار می‌باشند، در گروه اول قرار گرفته و خسارات انسانی و اقتصادی متحمل شده در زلزله‌های گذشته مربوط به این گروه از ساختمانها می‌باشد. برای کاهش آسیبهای ناشی از زلزله برای این گونه ساختمانها که مبحث اصلی این مقاله می‌باشد دو راه حل کلی وجود دارد:

الف - تخریب و بازسازی مجدد

ب - مقاوم‌سازی و بهسازی بنای موجود

با توجه به اینکه راه حل اول، هزینه و زمان بسیار زیادی را طلب می‌کند، در اکثر موارد سعی می‌شود راه حل دوم برگزیده شود. در دو دهه اخیر، روشهای گوناگونی برای بهسازی ساختمانها مطرح و اجرا شده‌است ولی قدمت تدوین معیارها و آیین‌نامه‌های جدید بهسازی مربوط به این مساله حتی به یک دهه نیز نمی‌رسد. این موضوع در حالی است که در کشور ایران مساله بهسازی بسیار نوپا بوده و در حال تکامل می‌باشد. در این راستا مقاله حاضر یک روش جدید برای مقاوم نمودن ساختمان‌های کوتاه مرتبه (با ارتفاع تا سه طبقه) که از سیستم باربری جانبی برخوردار نمی‌باشند، معرفی می‌نماید. در قسمتهای بعد ابتدا اهداف مورد انتظار از این روش بیان می‌گردد، سپس مشخصات این روش و نحوه عملکرد آن تشریح شده و محاسبات اولیه برای یک ساختمان نمونه ارائه می‌شود.

۲- اهداف روش نوین بهسازی لرزه‌ای

هدف اصلی از ارائه روش نوین بهسازی لرزه‌ای برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، همان هدف آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) می‌باشد که در حقیقت کاهش تلفات جانی و خسارات مادی در برابر زلزله‌های شدید (زلزله‌های با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان) می‌باشد. در عین حال اهداف دیگری نیز برای این روش وجود دارد که عبارتند از:

- کاهش هزینه عملیات اجرایی



- کاهش زمان اجرا

۳- تشریح روش نوین بهسازی لرزه‌ای

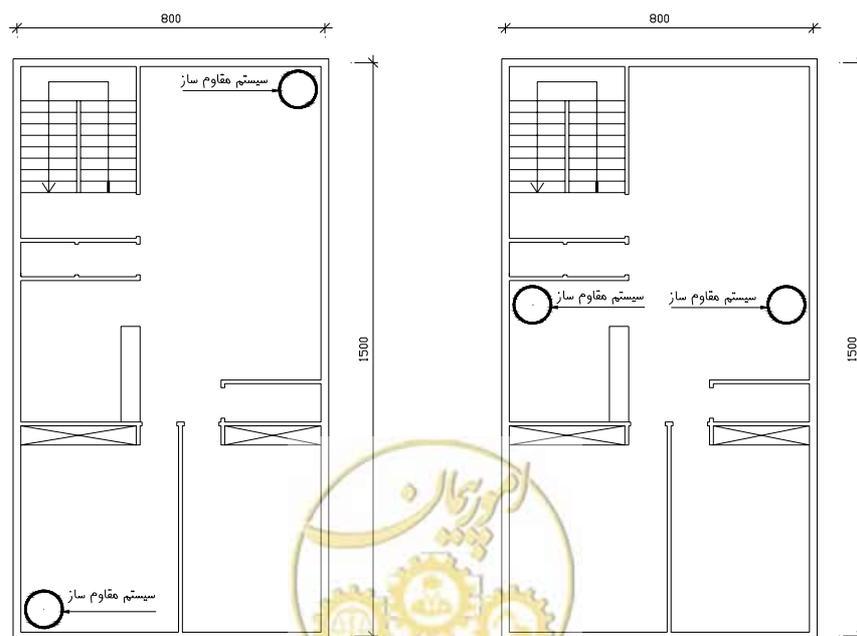
اساس این روش بر این فرض استوار است که ساختمان در برابر نیروهای جانبی زلزله از هیچگونه سیستم سازه‌ای مقاوم برخوردار نبوده و حداکثر تعداد طبقات ساختمان به سه طبقه محدود می‌گردد. به این ترتیب با اضافه نمودن یک سیستم جدید باربر جانبی به سازه موجود، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مورد نیاز در زلزله در حالی که وظیفه حمل بارهای ثقلی به عهده سیستم باربر قائم موجود ساختمان می‌باشد، تامین می‌گردد.

۴- سیستم سازه‌ای پیشنهادی

بطور کلی از نظر سازه‌ای سیستم جدید متشکل از یک ستون فلزی طره‌ای بوده، که به صورت شمع در داخل خاک قرار می‌گیرد، بطوری که بارهای جانبی زلزله را با تغییر شکل‌های خمشی و تکیه جانبی بر خاک به زمین انتقال می‌دهد. در این قسمت جانمایی این سیستم در پلان و در ارتفاع نشان داده شده و چگونگی اتصال آن با سقف‌ها و پی ساختمان ارائه می‌گردد.

۴-۱- جانمایی سیستم در پلان

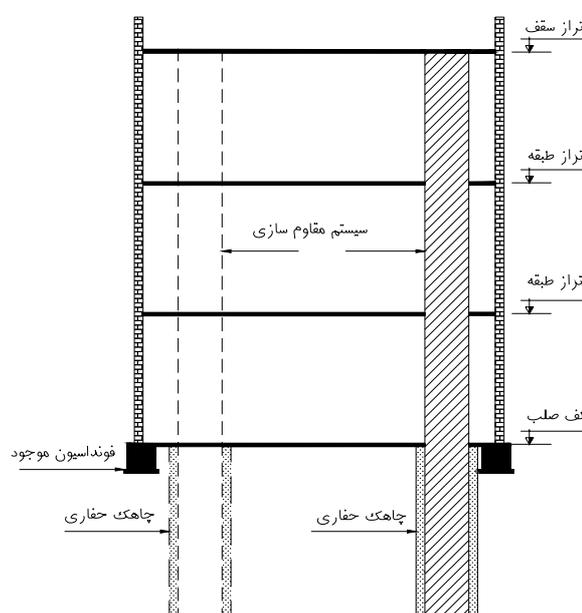
در این روش باید دو فضای مناسب که نسبت به یکدیگر، در پلان به صورت متقارن قرار می‌گیرند، برای نصب سیستم مقاوم پیش‌بینی گردد. مساحتی که این دو فضا اشغال می‌کنند به تعداد طبقات، مساحت زیربنا و کاربری ساختمان بستگی دارد. در شکل ۱ محل این فضاها به صورت شماتیک نشان داده شده است. برای کاهش اثرات ناشی از پیچش حاصل از خروج از مرکزیت، فضاهای مورد نظر باید تا حد امکان در کناره‌ها و گوشه‌های ساختمان قرار گیرند.



شکل ۱: جانمایی مختلف سیستم سازه‌ای بهسازی در پلان ساختمان

۴-۲- سیستم باربر جانبی در ارتفاع

از آنجائی که سازه مقاوم کننده متشکل از یک ستون فلزی طره‌ای با مقطع لوله‌ای یا جعبه‌ای شکل می‌باشد، برای انتقال نیروهای حاصل از جرم ساختمان ناشی از شتاب زلزله، سازه مقاوم کننده باید در تراز طبقات به کفهای مربوطه اتصال یافته و از طریق ادامه دادن ستون به صورت شمع به داخل یک چاهک حفاری شده به خاک تکیه نماید. برای کاهش عمق استقرار ستون (طول شمع)، در تراز پایه ساختمان از یک کف صلب (دال بتنی) یا کلاف‌های بتنی (سناژ) که وظیفه آنها انتقال نیروی برشی پایه به کناره‌های ساختمان (فونداسیون محیطی) می‌باشد، بهره گرفته می‌شود. شکل‌های ۲ و ۳ ساز و کار روش نوین مقاوم‌سازی را در ارتفاع ساختمان سه و یک طبقه نشان می‌دهند. برای ساختمان یک طبقه نیازی به کف صلب نیست.



شکل ۲: جانمایی سیستم سازه‌ای بهسازی لرزه‌ای در ارتفاع ساختمان مفروض

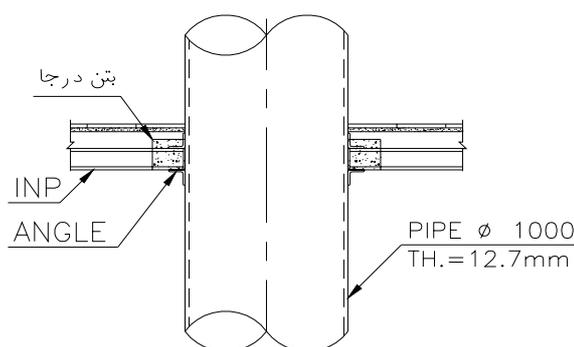
با نصب این سازه انتظار می‌رود کلیه نیروهای جانبی ناشی از زلزله از مسیر سقف‌های طبقات به ستونها انتقال یافته و سپس با اعمال تغییر شکل‌های خمشی در ستون مذکور به کف صلب و خاک اطراف چاهک حفاری منتقل گردند.



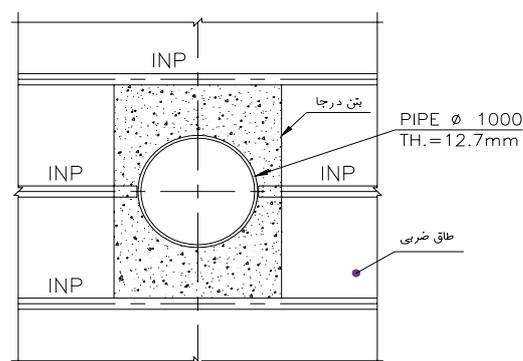
شکل ۳: سیستم سازه‌ای بهسازی لرزه‌ای نوین در ارتفاع یک ساختمان یک طبقه

۳-۴- اتصال سیستم به سقفها و پی ساختمان

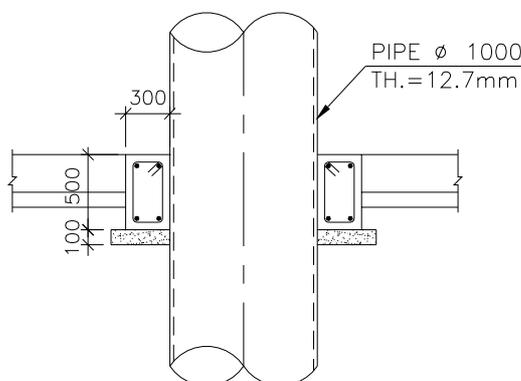
در شکل‌های ۴ و ۵ پلان و مقطع اتصال سیستم به سقفها با فرض اینکه سقفها از نوع طاق ضربی باشند نشان داده شده است. همچنین در شکل ۶ چگونگی اتصال سیستم به کف صلب و شناژ ارائه شده است. البته برای ساختمان‌های یک طبقه با توجه به مقادیر محدود ارتفاع و نیروهای لرزه‌ای، نیازی به بهره‌گیری از سیستم کف صلب در تراز پایه نبوده و پایداری ستون با عمق استقرار تامین می‌گردد. این موضوع در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۵: جزئیات اتصال سیستم مقاوم ساز در تراز طبقات



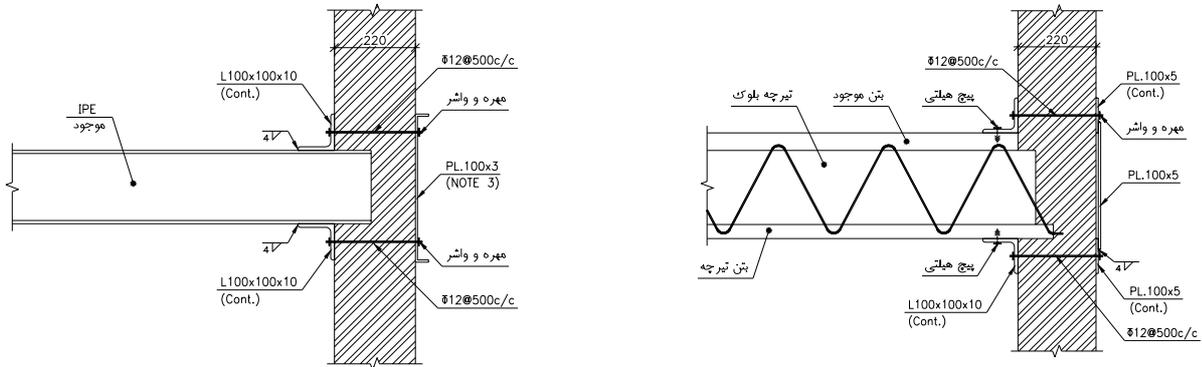
شکل ۴: پلان سیستم مقاوم ساز در طبقات



شکل ۶: جزئیات اتصال سیستم مقاوم ساز به کف

۴-۴- اتصال سقفها به دیوارها

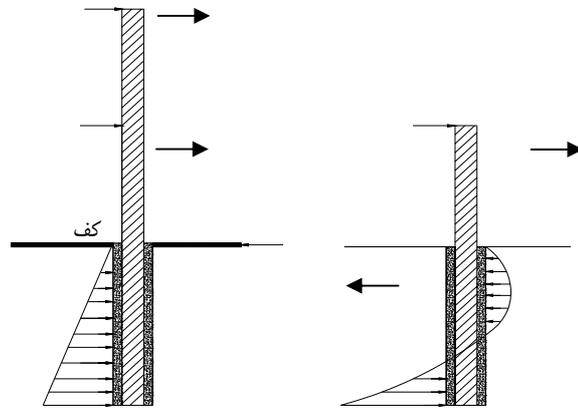
با توجه به استفاده از سیستم طره‌ای و پیش‌بینی تغییر مکانهای جانبی قابل توجه در هنگام زلزله، لذا برای پایداری سقفها و عدم جدا شدن آنها از دیوارها ضروریست از اتصالات مناسب در این رابطه بهره برد. به همین منظور با استفاده از ورقها و پروفیل‌های فولادی و آرماتورهای دو سر رزوه اتصال مذکور برقرار می‌گردد. در شکل ۷ نحوه اتصال سقف طاق ضربی و تیرچه بلوک به دیوارها نمایش داده شده است.



شکل ۷: جزئیات اتصال سقف‌ها به دیوارها

۵- توزیع جانبی نیروهای زلزله به خاک

همانطور که اشاره شد نیروهای اینرسی زلزله در نهایت باید به خاک زیر ساختمان منتقل گردند. با توجه به پیش‌بینی کف صلب در ساختمان‌های دو یا سه طبقه و عدم پیش‌بینی کف صلب در ساختمان‌های یک طبقه رفتار این دو سیستم در هنگام توزیع نیروها به خاک تفاوت می‌نماید. در شکل ۸ توزیع فشار خاک در دو حالت مورد اشاره نشان داده شده‌است.



(ب) ساختمان دو یا سه طبقه

(الف) ساختمان یک طبقه

شکل ۸: نحوه توزیع فشار خاک در سیستم سازه‌ای بهسازی لرزه‌ای جدید

۶- مراحل اجرای سیستم باربر جانبی

مراحل اجرای سیستم مذکور بدین ترتیب خواهد بود:

(الف) تخریب سقف ناحیه عبور ستون مقاوم‌ساز

(ب) حفاری چاهک استقرار ستون مقاوم‌ساز



ج) نصب ستون مقاوم‌ساز به صورت یکجا و پر نمودن چاهک حفاری با مصالح منتخب (یا با بتن عیار کم $3 \frac{\text{Kg}}{\text{M}} 150$)

د) اتصال ستون به کف طبقات و در صورت لزوم صلب نمودن کف‌های مذکور

ه) اجرای کف صلب (دال بتنی) یا کلاف بتنی در تراز پایه و اتصال آن به فونداسیونهای اطراف ساختمان

۷- طراحی بهسازی لرزه‌ای یک ساختمان نمونه

در این قسمت یک ساختمان مسکونی سه طبقه در تهران با زیر بنای هر طبقه به میزان ۱۲۰ متر مربع و ارتفاع ۳ متر بررسی

می‌گردد. وزن هر طبقه، شامل بار مرده، ۲۰ درصد بار زنده و بار دیوارهای داخلی و خارجی به میزان $2 \frac{\text{KN}}{\text{M}} 10$ می‌باشد (شکل ۱).

فرض می‌شود در ساختمان هیچگونه سیستم باربر جانبی وجود نداشته و از سیستم مقاوم‌ساز لوله‌ای به تعداد ۲ عدد استفاده

می‌شود. برای تحلیل سیستم مورد اشاره فرضیات تحلیلی به شرح ذیل بکار گرفته شده است.

- ساختمان شرایط مورد نظر برای تحلیل استاتیکی معادل در استاندارد ۲۸۰۰ را اقلان می‌نماید.

- ساختمان به عنوان یک سازه با سه درجه آزادی دینامیکی عمل می‌نماید (شکل ۹).

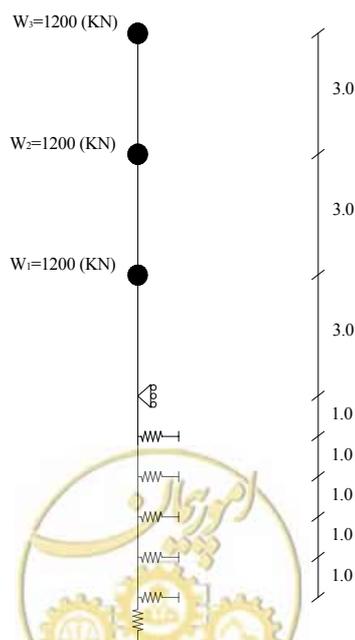
- در تراز پایه یک تکیه‌گاه صلب ایجاد شده است که در شکل به صورت تکیه‌گاه مفصلی نمایان است.

- اندرکنش سیستم مقاوم‌ساز با خاک به صورت فنرهای ارتجاعی مدل می‌گردد بطوری که سختی افقی خاک برای خاکهای

دانه‌ای با تراکم کم تا متوسط در حدود $2 \frac{\text{KN}}{\text{M}} 4500$ در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۸ مدل تحلیلی سیستم مقاوم‌ساز به همراه

فنرهای ارتجاعی خاک نشان داده شده است.

- ضریب رفتار سیستم مقاوم به میزان ۶ لحاظ می‌گردد.



شکل ۹: مدل تحلیلی سه درجه آزادی سیستم مقاوم‌ساز نوین

۷-۱- محاسبه سختی فنرها :

- محاسبه سختی افقی فنرهای ارتجاعی :

عمق	$K_S (KN/M)$
1.0	$2.0 \times 1.0 \times 4500 \times 1.0 = 9000$
2.0	$2.0 \times 1.0 \times 4500 \times 2.0 = 18000$
3.0	$2.0 \times 1.0 \times 4500 \times 3.0 = 27000$
4.0	$2.0 \times 1.0 \times 4500 \times 4.0 = 36000$
5.0	$2.0 \times 1.0 \times 4500 \times 5.0 = 45000$

- محاسبه سختی فنر قائم :

$$K_{SV} = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} \times 45000 = 140000 \quad KN/M$$

۷-۲- محاسبه نیروی برش پایه ناشی از زلزله : (بر اساس ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰)

وزن ساختمان

$$T = 0.12 \text{ (sec)} \quad \text{تحلیل مودال} \quad W = 3 \times 1200 = 3600 \text{ (KN)}$$

$$\text{III زمین نوع} \Rightarrow T_s = 0.15 \text{ (sec)}, T_0 = 0.7, S = 1.75$$

$$0 \leq T \leq T_0 \Rightarrow B = S \left(\frac{T}{T_0} \right) + 1 = 1.75 \left(\frac{0.12}{0.15} \right) + 1 = 2.4 \quad \text{ضریب بازتاب ساختمان}$$

$$I = 1.0 \quad \text{ضریب اهمیت ساختمان}$$

$$A = 0.35 \quad \text{نسبت شتاب مبنای طرح}$$

$$R = 6 \quad \text{ضریب رفتار فرضی ساختمان}$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.4 \times 1.0}{6} = 0.14 \quad \text{ضریب برش پایه}$$

$$V = C \cdot W = 0.14 \times 3600 = 504 \text{ (KN)} \quad \text{برش پایه}$$

۷-۳- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

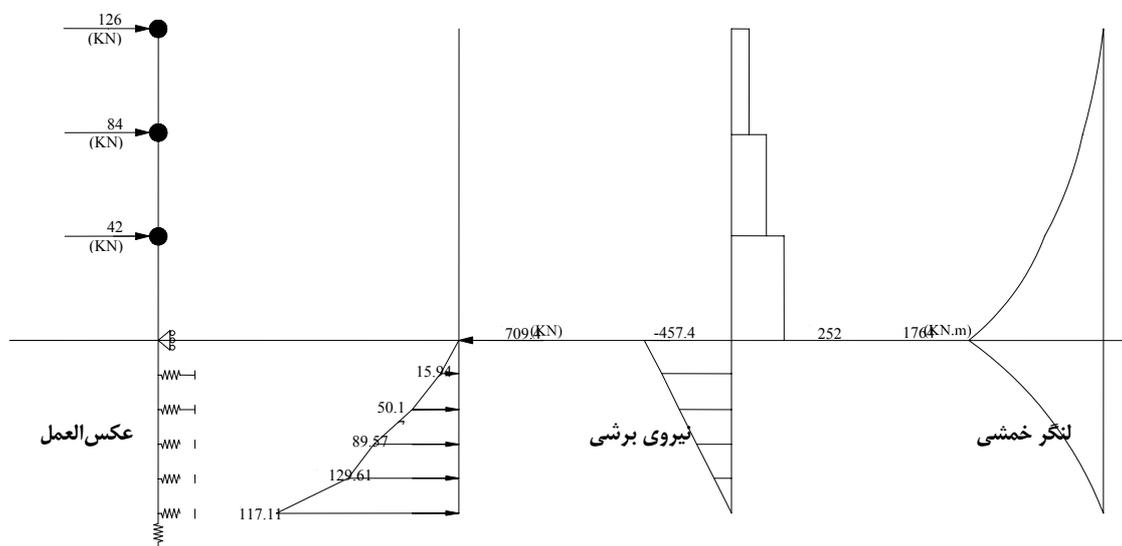
در جدول ۱ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه برای هر طبقه محاسبه شده است.



جدول ۱: توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

طبقه	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i h_i$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	نیرو کل طبقه (KN)	نیروی وارد به هر لوله (KN)
1	1200	3	3600	0.167	84	42
2	1200	6	7200	0.333	168	84
3	1200	9	10800	0.5	252	126
جمع	3600		21600	1	504	

در شکل ۱۰ توزیع نیروهای جانبی و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل نشان داده شده‌است.



شکل ۱۰: توزیع نیروهای جانبی زلزله و نیروهای داخلی

۴-۷- طراحی سیستم سازه‌ای

با استفاده از نتایج حاصل از تحلیل و همچنین آیین نامه فولاد ایران، سیستم برابر به صورت زیر طراحی گردید:

فرض اولیه برای ابعاد لوله: قطر 1.668 متر و ضخامت 1.91 سانتی متر از جنس فولاد St-37

$$\sigma_{Max} = \frac{M}{S} = \frac{1764 \times 1000}{0.0146} = 120.8 \text{ MPa} < 0.66 \times 240 = 158.4 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

کنترل تغییر مکان جانبی سیستم:

تغییر مکان موجود $\Delta = 0.053 \text{ (m)}$

$$\Delta_M = 0.7 \times R \times \Delta_W = 0.7 \times 6 \times 0.053 = 0.22 \leq 0.025 \times H = 0.025 \times 9 = 0.225 \quad \text{O.K.}$$



کنترل نیروی لغزش در محل تراز پایه:

$$\text{وزن ساختمان} = 3 \times 1200 = 3600 \text{ (KN)}$$

$$\text{نیروی مقاوم اصطکاک در تراز پایه} = \mu N = 0.4 \times 3600 = 1440 \text{ (KN)}$$

$$\text{نیروی مقاوم اصطکاک هر طرف} = \frac{1440}{2} = 720 \text{ (KN)}$$

$$\text{نیروی مقاوم خاک با فرض یک متر عمق} = \frac{K_P \cdot \gamma \cdot h^2}{2} \times L = \frac{3.0 \times 20 \times 1^2}{2} \times 15 = 450 \quad \text{O.K.}$$

$$\text{کل نیروی مقاوم} = 450 + 720 = 1170 > 571.2 \times 2 = 1142 \text{ (KN)} \quad \text{O.K.}$$

۸- نتیجه گیری

بر اساس مطالبی که در قسمتهای قبل اشاره شد این نتیجه حاصل می‌گردد که می‌توان به کمک روش پیشنهادی در این مقاله سازه‌های کوتاه مرتبه (با ارتفاع کم) را که عمدتاً با استفاده از مصالح بنایی ساخته می‌شوند در برابر زلزله مقاوم کرد و اهداف آیین‌نامه ۲۸۰۰ را برای آنها برآورده نمود. سیستم پیشنهادی این روش شامل دو عضو لوله‌ای شکل است که در طبقات و کف به سازه متصل می‌گردد و با رفتار خمشی انرژی ناشی از زلزله را جذب می‌نماید. مراحل اجرای این روش به گونه‌ای است که دارای هزینه و زمان قابل قبولی است و همچنین مشکل چندان‌نی برای بهره‌برداری بوجود نخواهد آورد.

۹- مراجع

[1] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴



مقایسه آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتنی موجود به روش JICA (ژاپن) و دستورالعمل‌های مقاوم‌سازی

دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

استادیار پژوهشکده بین‌المللی زلزله

moghadam@iiees.ac.ir

مهندس مهدی آقالو

کارشناس ارشد عمران سازه

mehdi_aghadoo@yahoo.com

چکیده

روش‌های ارزیابی سریع سازه‌ها به دلیل دارا بودن مفاهیم ساده و بالا بودن سرعت بررسی سازه‌ها در مقایسه با روش‌های دقیق و کمی، از جایگاه ویژه‌ای برخوردار است. در این پروژه به معرفی روش ارزیابی سریع ارائه شده توسط موسسه JICA (روش ژاپنی) مبتنی بر تحلیل استاتیکی خطی سازه‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران پرداخته شده است. علاوه بر روش پیشنهادی ژاپنی، سازه‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نیز بررسی شده‌اند که نتایج حاصل از آنها در بخش‌های مختلفی آورده شده است. در روش ارزیابی سریع ژاپنی شاخصی بنام شاخص مقاومت برای سازه‌ها معرفی شده که نسبتی از ظرفیت به تقاضای سازه می‌باشد. این شاخص برای سازه‌های چهار - شش و هشت طبقه طراحی شده با بار ثقلی و طراحی شده با بار ثقلی و جانبی در دو سطح زلزله ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال محاسبه شده‌اند. معیارهای مقایسه‌ای میان نتایج حاصل از روش ژاپنی و تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان نسبی طبقات و چرخش پلاستیک مفاصل تیرها و ستون‌ها در نظر گرفته شده است. در پایان روشی کمی برای محاسبه شاخص مقاومت سازه‌ها پیشنهاد شده است که بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت هفت رکورد زلزله می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: سازه بتنی - ارزیابی لرزه‌ای - دستورالعمل بهسازی - تحلیل دینامیکی و استاتیکی غیرخطی



۱- مقدمه:

بررسی آسیب‌پذیری سازه‌ها به دو روش کمی و کیفی تقسیم می‌گردند. در روش کمی به بررسی دقیق سازه‌ها و مدل کردن رفتاری آنها با برداشت‌های میدانی انجام می‌گردد که این روش نیاز به زمان طولانی جهت بررسی خواهد داشت. اما در روش کیفی که ارزیابی‌های سریع نیز جزء آنها می‌باشند، با استفاده از روش‌های سریع و آسان و با صرف زمان نسبتاً کمتری، نتیجه تقریبی مناسبی حاصل خواهد شد. از نمونه روش بررسی کمی می‌توان به دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران اشاره نمود. در رابطه با روش ارزیابی سریع، موسسه‌ای ژاپنی با عقد قراردادی با شهرداری تهران، اقدام به تهیه و ارائه روشی در این عنوان نموده است. اهمیت روش‌های ارزیابی سریع در سرعت بررسی‌ها و نیز کاربری بسیار آسان آنها می‌باشد. اصول روش ژاپنی، بر پایه برداشت‌های سریع از منطقه و محاسبه ظرفیت و تقاضای سازه مورد نظر می‌باشد که از این نتایج شاخص مقاومت سازه معرفی می‌گردد. افزایش مقدار این شاخص، نشانگر آسیب‌پذیری کمتر ساختمان می‌باشد.

روش استاتیکی غیرخطی با فرض رفتار غیرخطی سازه و توزیع نیروی جانبی به صورت استاتیکی تحقق می‌یابد. اصول رفتار غیرخطی سازه، با تعریف مفاصل پلاستیک در اعضاء اصلی سازه پوشش داده خواهد شد. اصول این روش از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران استفاده می‌گردد که با محاسبه تغییر مکان هدفی برای سازه‌ها و اعمال آن در تراز طبقه آخر، سازه تحلیل می‌گردد. روش دینامیکی غیرخطی نیز با فرض رفتار غیرخطی سازه و توزیع نیروی جانبی زلزله ناشی از شتاب زلزله اصلی تحقق می‌یابد. در این تحلیل نیز رفتار غیرخطی سازه با تعریف مفاصل پلاستیک در اعضاء اصلی مدل می‌شوند. تعداد رکوردهای مورد نظر در این تحلیل‌ها، هفت رکورد می‌باشد که این عمل جهت میانگین‌گیری از رکوردهای استفاده شده برای تحلیل انجام می‌گیرد و نتیجه نهایی بر اساس میانگین داده‌ها می‌باشد.

۲- روش ارزیابی سریع ژاپنی: [۱]

بر اساس گزارش دسامبر سال ۲۰۰۳، که این موسسه برای سازه‌های شهر تهران بررسی آسیب‌پذیری نموده است، شاخصی به عنوان شاخص مقاومت (GIS) ارائه شده، که این معیار نسبتی از ظرفیت سازه به تقاضای زلزله وارده به سازه می‌باشد. در رابطه (۱) این شاخص ارائه شده است.

$$GI_s = \frac{Q_u}{\alpha Q_{im}} \quad (1)$$

که پارامترهای فوق به قرار زیر می‌باشند:

GI_s : شاخص مقاومت ساختمان

Q_u : ظرفیت سازه

Q_{im} : تقاضای زلزله

α : ضریب اصلاح

در بخش‌های بعد هر یک از پارامترهای معرفی شده، محاسبه می‌گردد.



۲-۱- محاسبه تقاضای زلزله:

چون این موسسه بر اساس قرارداد با شهرداری تهران، فعالیت می‌نماید، روش محاسبه تقاضا در این گزارش، از استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش دوم) برگرفته شده است. بر این اساس خواهیم داشت:

$$Q_{um} = D_s \times F_{es} \times G \times Q_{ud} \quad (۲)$$

که:

D_s : ضریب کاهش بار زلزله که عکس ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

F_{es} : شاخص نامنظمی در پلان

G : ضریب اصلاح (با فرض اثر زلزله)

Q_{ud} : بار کلی زلزله معادل (نیروی برش پایه)

جهت محاسبه بار کلی زلزله که همان نیروی برش پایه در استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، با استفاده از روابط این استاندارد می‌توان نوشت:

زمانی که: $T < 0.7s$

$$Q_{ud} = V \frac{\sum_{j=1}^n W_j h_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (۳)$$

برای $T > 0.7s$ زمانی که:

برای هر طبقه بجز طبقه آخر:

$$Q_{ud} = (V - F_t) \frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{\sum_{h=1}^n W_j h_h} \quad (۴)$$

برای طبقه آخر:

$$Q_{ud} = (V - F_t) \frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{\sum_{h=1}^n W_j h_h} + F_t \quad (۵)$$

که در این روابط:

V : نیروی برش پایه (نیروی کلی جانبی زلزله)

W_i : وزن کلی طبقه i ام مجموعه وزن طبقه، بار زنده و نصف وزن دیوار و ستون، که در بالا و پایین طبقه مورد نظر قرار دارند.

h_i : ارتفاع تراز i (ارتفاع سقف در تراز i) از سطح زمین

$$F_t = 0.07TV \quad (۶)$$

$$V = A \times B \times I \times W \quad (۷)$$



و در این روابط خواهیم داشت:

F_t : نیروی شلاقی، حداکثر نیروی F_t ، $0.25V$ در نظر گرفته می‌شود.

T : پریود طبیعی سازه

i: شماره طبقه ساختمان از تراز پایه تا بالا و n، تعداد کل طبقات

A: شتاب مبنای طرح (جدول ۱)

B: ضریب بازتاب ساختمان که از طیف پاسخ طرح (جدول ۲ و رابطه ۸) حاصل شده است.

I: ضریب اهمیت ساختمان (جدول ۳)

W: وزن کلی ساختمان (کل بار مرده و وزن مؤثری از بار زنده که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰٪ انتخاب شده است)

بر اساس قسمت گزارش روش ژاپنی می‌توان ضریب کاهش زلزله (D_s) را برای ساختمان بتن مسلح، ۰/۷۵ در نظر گرفت.

شاخص بی‌نظمی در سازه (F_{es})، از حاصلضرب شاخص بی‌نظمی در پلان (F_e) و شاخص بی‌نظمی در ارتفاع (F_s) حاصل

می‌گردد.

ضریب اصلاح G که منعکس کننده اثر موقعیت محلی، اثر تلفات ورودی زلزله در محل پی و زمین و وجود زیرزمین می‌باشد، با

استفاده از گزارش این روش، برابر یک بدست می‌آید.

۲-۲- محاسبه ظرفیت سازه:

ظرفیت سازه بتنی بر اساس گزارش JICA با توجه به روابط زیر حاصل می‌گردند.

$$Q_u = \text{Max}(Q_{u1}, Q_{u2}) \frac{F_c}{F_{co}} \quad (۸)$$

$$Q_{u1} = \tau_w A_{w1} + \tau_c (A_c + A_{w2}) \quad (۹)$$

$$Q_{u2} = \tau_E A_{w1} + \tau_E A_c \quad (۱۰)$$

F_{co} : مقدار بنج مارک مقاومت فشاری بتن ($= 20 MPa = 200 \frac{kgf}{cm^2}$)

τ_E : مقدار معادل ظرفیت دیوار شامل ظرفیت ستون ($= 1.35 MPa = 13.5 \frac{kgf}{cm^2}$)

که، A_{w1} : مساحت مقطع دیوار برشی، که برای جهت مورد نظر مؤثر باشد.

A_{w2} : مساحت مقطع دیوار دیگر که برای جهت بررسی مؤثر می‌باشد.

A_c : مساحت مقطع ستون که برای مقاومت نیروی افقی مؤثرند.

τ_w : مقدار استاندارد ظرفیت دیوار برش ($= 2.5 MPa = 25 \frac{kgf}{cm^2}$)

τ_c : مقدار استاندارد ظرفیت ستون ($= 0.7 MPa = 7 \frac{kgf}{cm^2}$)

F_c : مقاومت فشاری بتن

در قسمت (۲-۳-۳) شرایطی برای این دیوارها در نظر گرفته شده است که این شرایط بر اساس ضخامت دیوارها می‌باشند. سایر

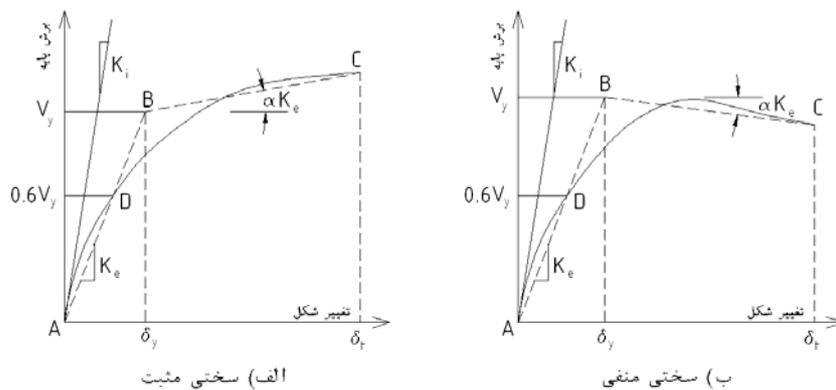
مقادیر موجود در روابط فوق نیز در قسمت یاد شده به صورت تنش‌های استاندارد ارائه شده‌اند.



۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی: [۲]

۳-۱- مقدمه:

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا فروریزد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌شود. توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. در این قسمت بار مثلی را جهت تحلیل استاتیکی غیرخطی انتخاب شده است. با توجه به دارا بودن رفتار غیرخطی سازه در این نوع تحلیل، که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل را مشخص می‌نماید، به منظور محاسبه سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود. این مدل دو خطی در شکل (۱) ارائه شده است. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد، و همچنین طول پاره خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه $0.6V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیانگر سختی جانبی موثر (K_e) می‌گردد. در مدل ساده شده باید دقت شود که V_y بزرگتر از ماکزیمم برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نگردد.



شکل ۱: منحنی ساده شده دو خطی [۲]

با توجه به شکل فوق، می‌توان رابطه زمان تناوب اصلی موثر را به صورت زیر بیان نمود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$



۳-۲- روابط تغییر مکان هدف:

جهت محاسبه تغییر مکان هدف در سازه‌ها، با فرض دیافراگم صلب برای سقف‌ها از رابطه زیر استفاده می‌نماییم.

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (12)$$

ضرایب استفاده شده در رابطه (۱۲) به شرح زیر می‌باشند:

C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزاد به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزاد می‌باشد، برابر

ضریب مشارکت مود اول و یا مقادیر تقریبی جدول (۱-۴) می‌باشد.

C_1 : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی سیستم می‌باشد، از رابطه (۱۳) محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_0 \Rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e \leq T_0 \Rightarrow C_1 = \frac{1.0 + (R+1)\frac{T_0}{T_e}}{R} \rightarrow (1.0 < C_1 < 1.5) \quad (13)$$

در رابطه فوق، R نسبت مقاومت مورد نیاز به مقاومت تسلیم است که از رابطه (۴) بدست می‌آید.

C_2 : ضریب اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می‌کند و

مقدار آن از جدول (۳) تعیین می‌گردد.

C_3 : این ضریب برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر ۱ و برای سازه‌هایی که پس از

تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{1.5}}{T_e} \quad (14)$$

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e ، که مطابق رابطه (۱۵) حاصل می‌گردد.

$$S_a = A \times B$$

$$B = 2.5 \left(\frac{T_0}{T_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (15)$$

مقادیر ثابت در رابطه (۱۲)، به مقدار $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$ و $\pi = 3.14$ در نظر گرفته خواهند شد. مقدار T_0 مورد استفاده در روابط

(۱۳ و ۱۵)، از جدول (۲) انتخاب می‌گردند که به صورت پیش فرض ۰/۷ در نظر گرفته شده است.

۳-۳- مفاصل پلاستیک استفاده شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی:

با توجه به انواع مفاصل پلاستیک (V2 - P - M3 - PMM) در برنامه کامپیوتری، در این تحلیل‌ها فقط از مفاصل PMM در

ابتدا و انتهای ستون‌ها و مفاصل M3 در ابتدا و انتهای تیرها استفاده شده است.



۳-۴- محاسبه تغییر مکان هدف سازه‌ها:

بر اساس روابط ارائه شده در قسمت (۳-۲)، تغییر مکان سازه‌های مورد نظر محاسبه می‌گردند. پس از انجام مراحل محاسبات، تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از برنامه SAP2000 انجام خواهد شد. نتایج مورد نظر در این تحلیل نمودارهای تغییر مکان-برش پایه سازه‌ها و مقادیر حداکثر Drift و چرخش پلاستیک مفاصل تیرها و ستون‌ها می‌باشند که در قسمت (۳-۵) آورده شده‌اند. با توجه به رابطه (۱۲)، در ابتدا نیاز به محاسبه زمان تناوب موثر سازه می‌باشد. زمان تناوب مورد نیاز سازه‌ها با در نظر گرفتن عدم ترک‌خوردگی در اعضاء سازه، از تحلیل کامپیوتری حاصل می‌گردد. در جدول (۱) زمان تناوب های موثر ارائه شده‌اند.

جدول (۱): زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی (ثانیه)

سازه	سازه چهار طبقه	سازه شش طبقه	سازه هشت طبقه
قاب G	1.281	1.544	-
قاب E&G	0.800	1.034	1.205

همان طور که ملاحظه می‌گردد با افزایش ارتفاع سازه، زمان تناوب نیز افزایش می‌یابد. یعنی زمان تناوب سازه هشت طبقه بزرگتر از سایر سازه‌ها و زمان تناوب سازه چهار طبقه کوچکتر از سایر سازه‌ها می‌باشد. از طرف دیگر به دلیل عدم طراحی قاب G در برابر زلزله، این سازه به نسبت قاب E&G نرم بوده و در نتیجه دارای زمان تناوب بیشتری به نسبت قاب E&G می‌باشد. پس می‌توان بیان نمود که، در سازه‌های با ارتفاع یکسان، سازه‌های طراحی شده با بار ثقیلی زمان تناوب بزرگتری به نسبت سازه‌های طراحی شده با بار ثقیلی و جانبی دارا می‌باشند.

سازه‌ها، در دو سطح زلزله بررسی خواهند شد. سطوح زلزله مفروض، سطح زلزله ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید سازه‌ها می‌باشند. در این مطالعه فرض شده است که مقدار شتاب طیفی زلزله‌ای که احتمال رویداد آن ۲٪ در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان می‌باشد، تقریباً ۱/۵ برابر شتاب طیفی زلزله با احتمال ۱۰٪ در ۵۰ سال باشد، پس با افزایش مقدار شتاب طیفی زلزله در سطح ایمنی جانی به میزان ۱/۵ برابر، به شتاب طیفی زلزله در سطح آستانه فروریزش دست می‌یابیم.

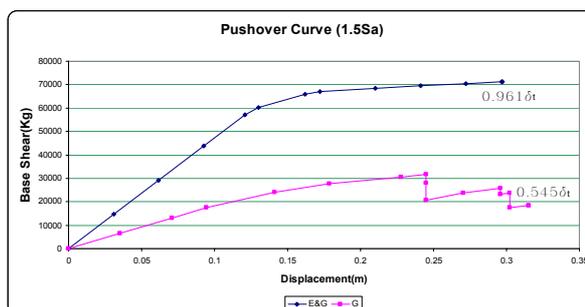
با استفاده از رابطه (۱۲) و جدول (۱) و محاسبه ضرایب رابطه (۱۲)، تغییر مکان هدف سازه‌ها در دو سطح زلزله محاسبه شده و در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول (۲): تغییر مکان هدف سازه‌ها (متر)

سازه	سطح زلزله	سازه چهار طبقه	سازه شش طبقه	سازه هشت طبقه
قاب G	۱۰٪ در ۵۰ سال	0.354	0.477	-
	۲٪ در ۵۰ سال	0.579	0.781	-
قاب E&G	۱۰٪ در ۵۰ سال	0.189	0.28	0.353
	۲٪ در ۵۰ سال	0.309	0.458	0.577

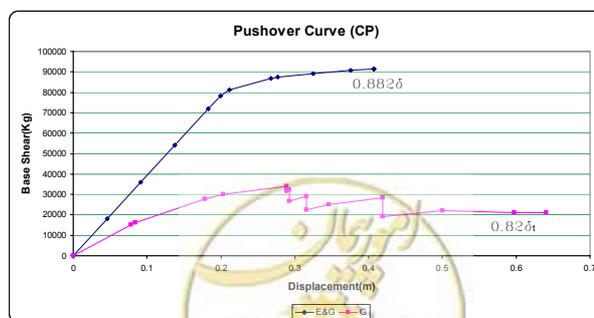
بر اساس تغییر مکان‌های حاصل شده می‌توان نتیجه گرفت که، سازه‌ای که نرم‌تر بوده و دارای زمان تناوب بزرگتری به نسبت سایر سازه‌ها می‌باشد، تغییر مکان هدف آن نیز بزرگتر از تغییر مکان هدف سازه‌های دیگر می‌باشد. از طرف دیگر با افزایش سطح زلزله، تغییر مکان هدف نیز افزایش می‌یابد. بر این اساس سازه چهار طبقه طراحی شده با بار ثقلی در سطح زلزله ۲٪ در ۵۰ سال بزرگترین تغییر مکان هدف را در میان سازه‌های دیگر دارا می‌باشد.

با استفاده از نتایج تحلیل کامپیوتری نمودارهای تغییر مکان بام- برش پایه‌ترسیم خواهند شد. این ترسیمات در بخش (۴-۵) بطور کامل بیان شده‌اند. در این قسمت بطور نمونه، نمودارهای دو نوع قاب، در سازه‌های مختلف در سطح زلزله ۲٪ در ۵۰ سال بررسی می‌گردد.



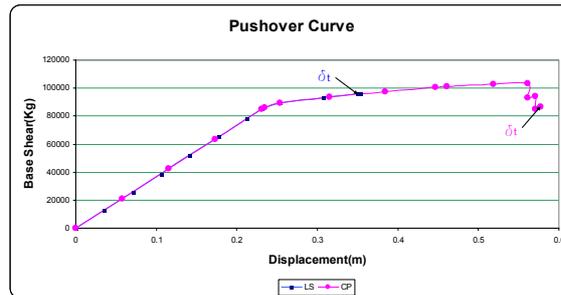
نمودار (۱): نمودار برش پایه-تغییر مکان دو قاب چهار طبقه در سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال

شیب نمودارهای برش پایه- تغییر مکان در دو قاب طراحی شده چهار طبقه با بار ثقلی و بار ثقلی و زلزله، نمایانگر سختی سازه می‌باشد که با توجه به آن می‌توان نتیجه گرفت که سختی سازه E&G بیشتر از سازه G می‌باشد. علاوه بر آن با همپایه کردن تغییر مکان‌های بام دو سازه تا تغییر مکان سازه E&G، سازه G با نیروی کمتری به نسبت سازه E&G به آن تغییر مکان دست یافته است که نشانگر نرمی سازه G یا سختی سازه E&G می‌باشد. در مسیر رسیدن به تغییر مکان هدف مورد نظر هر کدام از سازه‌ها، سازه E&G چون دچار هیچگونه افت مقاومتی نشده است، پس رفتار شکل پذیرتری را به نسبت سازه G که دچار افت مقاومتی گردیده، دارا می‌باشد. بر اساس برش تسلیم سازه‌ها می‌توان بیان کرد که مقاومت سازه E&G تقریباً سه برابر بیشتر از مقاومت سازه G می‌باشد. هر دو نوع قاب در این سطح زلزله به تغییر مکان خود نرسیده‌اند.



نمودار (۲): نمودار برش پایه-تغییر مکان دو قاب شش طبقه در سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال

در سازه شش طبقه طراحی شده با هر دو روش ۵۱۹ و ۲۸۰۰ در نمودار فوق، سختی سازه E&G بیشتر از سازه G می‌باشد. در مسیر رسیدن به تغییر مکان هدف مورد نظر هر کدام از سازه‌ها، سازه E&G چون دچار هیچگونه افت مقاومتی نشده است، پس رفتار شکل پذیرتری را به نسبت سازه G که دچار افت مقاومتی گردیده، دارا می‌باشد. بر اساس برش تسلیم سازه‌ها می‌توان بیان کرد که مقاومت سازه E&G تقریباً چهار برابر بیشتر از مقاومت سازه G می‌باشد. هر دو نوع قاب در این سطح زلزله به تغییر مکان خود نرسیده‌اند.



نمودار (۳): نمودار برش پایه-تغییر مکان دو قاب هشت طبقه در سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال

این سازه در هر دو سطح به تغییر مکان مورد نظر رسیده‌اند. سازه در سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال در انتها دچار افت مقاومت گردیده است که تاثیر زیادی در رفتار کلی سازه نخواهد داشت چرا که تقریباً در ۳٪ انتهای مسیر روی داده است. این سازه دارای مقاومت بیشتری به نسبت سایر سازه‌ها می‌باشد. علاوه بر آن شکل پذیری بیشتری نیز به نسبت سازه‌های چهار و شش طبقه در دو قاب G و E&G دارا می‌باشد. در نهایت سازه در سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال، دچار دو افت مقاومتی می‌گردد.

۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی:

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیر هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می‌شود. در این روش طبق موارد یاد شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای از هفت شتاب نگاشت مختلف استفاده شده و پاسخ سازه‌ها را در تمام شتاب نگاشت‌ها بدست آمده است. پاسخ سازه‌ها شامل تغییر مکان نسبی طبقات و میزان چرخش مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها بوده و در نهایت با میانگین‌گیری از پاسخ‌های حاصله، پاسخ احتمالی سازه تحت یک شتاب نگاشت در سطوح عملکردی مختلف حاصل خواهد شد. رکوردهای مورد استفاده به شرح زیر می‌باشند:

1-Bam 2- El Centro 3- Manjil 4- Naghan 5- Northridge 6- Tabas 7- Taft

ضریب مقیاس شتاب نگاشت‌ها جهت استفاده در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال به نحوی انتخاب شده است که حداکثر شتاب زمین در هر رکورد برابر $S_a=0.35g$ گردد و برای سطح زلزله ۲٪ در ۵۰ سال این مقدار برابر $S_a=1.5*0.35g$ فرض شده است.

مفاصل پلاستیک در نظر گرفته شده در برنامه کامپیوتری همانند مفاصل پلاستیک معرفی شده در تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشند.

بر اساس تحلیل‌های انجام شده در این بخش، برخی از تحلیل‌ها تحت رکوردهای خاصی به نتیجه نهایی نرسیده‌اند، که در روند میانگین‌گیری این نتایج حذف شده‌اند و محاسبات بر اساس تحلیل‌های صحیح انجام شده است. در جدول (۳) تعداد تحلیل‌هایی که در هر سازه به نتیجه نهایی نرسیده‌اند، آورده شده است. حداکثر تعداد این رکوردها، برابر با تعداد رکوردهای معرفی شده (هفت رکورد) می‌باشد.

جدول (۳): تعداد تحلیل‌های مورد استفاده در هر سازه

سازه	سطح زلزله	سازه چهار طبقه	سازه شش طبقه	سازه هشت طبقه
قاب G	۱۰٪ در ۵۰ سال	۷	۷	-
	۲٪ در ۵۰ سال	۳	۷	-
قاب E&G	۱۰٪ در ۵۰ سال	۷	۷	۷
	۲٪ در ۵۰ سال	۴	۶	۶

با استفاده از این تحلیل، تقاضای سازه‌ها در دو سطح زلزله یاد شده بررسی می‌گردد و با توجه به رکوردهای مورد استفاده، از نتایج حاصله میانگین‌گیری به عمل می‌آید.

مقایسه نتایج میانگین حداکثر Driftها و میانگین چرخش پلاستیک حداکثر مفاصل تحت رکوردهای مختلف را می‌توان به شرح زیر بیان نمود:

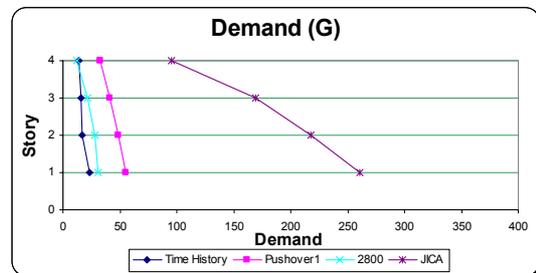
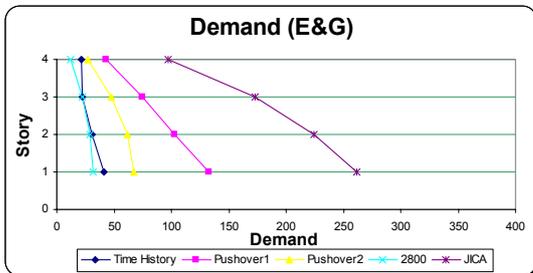
مقادیر حداکثر میانگین نتایج Drift و چرخش پلاستیک مفاصل در تمام موارد، در طبقه آخر حداکثر و در طبقه اول حداقل مقدار را دارا می‌باشند. این مطلب می‌تواند نشان دهنده آسیب‌پذیری زیاد طبقه آخر به نسبت سایر طبقات و آسیب‌پذیری کمتر طبقه اول باشد. در سازه‌های شش و هشت طبقه، مقدار میانگین نتایج Drift و چرخش پلاستیک مفاصل به نتایج رکورد طیس نزدیک می‌باشد.

اما در سازه چهار طبقه هر یک از قابها در هر سطحی از زلزله یک رکورد متفاوت می‌باشند به طوری که نمی‌توان جمع‌بندی خاصی ارائه نمود.

۵- مقایسه تقاضاهای حاصله:

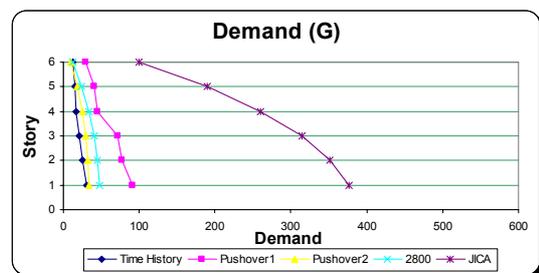
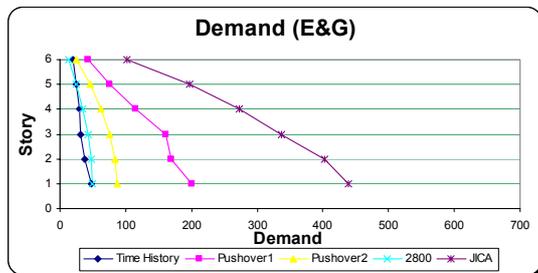
پنج روش مختلف جهت بررسی تقاضاها در نظر گرفته شده است، JICA تقاضای حاصل از روش ژاپنی، 2800 تقاضای حاصل از استاندارد ۲۸۰۰، Time History تقاضای حاصل از روش میانگین‌گیری دینامیکی غیرخطی، Pushover1 تقاضای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر طبقه با فرض عدم حرکت در کف طبقه پائین و در نهایت Pushover2 تقاضای حاصل از حداکثر برش در روش استاتیکی غیرخطی می‌باشند.

در این قسمت تقاضاهای حاصله برای سازه‌ها را در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال ارائه می‌گردد که نتایج کلی این بررسی‌ها به صورت زیر می‌باشد:



نمودار(۴): به ترتیب نمودار مقایسه‌ای تقاضای قاب چهار طبقه G و E&G در سطح زلزله طراحی ۱۰٪ در ۵۰ سال

نتایج حاصل از روش JICA در دو قاب G و E&G که بر اساس وزن سازه و به صورت توزیع خطی در ارتفاع سازه می‌باشند، اختلاف چندانی با یکدیگر ندارند و تقریباً به جهت روش ارزیابی سریع بودن، دارای نتایج متفاوتی نسبت به سایر روش‌ها می‌باشد. تقاضای حاصل از 2800 و Time History در این سازه خیلی نزدیک به یکدیگر می‌باشند. از نظر تغییرات شیب منحنی‌ها، هر سه روش JICA، Pushover1 و 2800 همانند یکدیگر می‌باشند. روش Time History را تقریباً می‌توان روش اصلی نامید چرا که بر گرفته از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بوده و به ماهیت سازه نیز نزدیکتر می‌باشد.

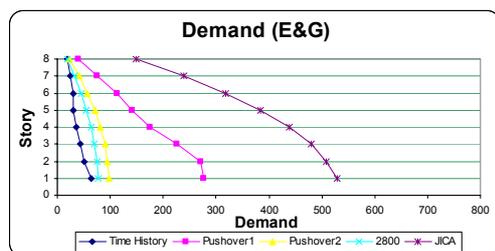


نمودار(۵): به ترتیب نمودار مقایسه‌ای تقاضای قاب شش طبقه G و E&G در سطح زلزله طراحی ۱۰٪ در ۵۰ سال

در تمام حالات بررسی شده روش‌های Pushover1 و 2800 دارای نتایج نزدیک‌تری نسبت به سایر روش‌ها، به روش Time History می‌باشند.

روش‌های Pushover1,2 در یک سازه، در دو سطح لرزه‌ای دارای مقادیر یکسانی می‌باشند که دور از واقعیت می‌باشد. روش JICA دارای نتایج متفاوتی نسبت به سایر روش‌ها می‌باشد و نیز تغییرات شیب منحنی با منحنی روش‌های دیگر متفاوت می‌باشد.





نمودار(۶): نمودار مقایسه‌ای تقاضای قاب هشت طبقه E&G در سطح زلزله طراحی ۱۰٪ در ۵۰ سال

تقاضای حاصل از دو سطح لرزه‌ای با توجه به روش Time History، که ما بر اساس پیش فرض تقاضای سطح زلزله طراحی ۲٪ در ۵۰ سال را ۱/۵ برابر تقاضای سطح زلزله طراحی ۱۰٪ در ۵۰ سال در نظر گرفته‌ایم، دارای اختلافی دقیقاً با این نسبت نبوده و می‌توان گفت عدد ۱/۵ برای سازه G مابین ۰/۹۷ تا ۱/۲۴ و برای سازه E&G مابین ۱/۱ تا ۱/۳۴ می‌باشد.

۶- مقایسه ظرفیت‌های حاصله:

در این قسمت در نظر می‌باشد تا بر اساس روش‌های مختلفی که جهت محاسبه ظرفیت سازه‌ها بکار گرفته شده، روش‌های مناسبی را انتخاب نموده و از طرف دیگر بتوان در صورت امکان روش جدید و بهتری ارائه نمود. روش‌هایی که در این بررسی‌ها ارائه شده‌اند به شرح زیر می‌باشند:

A: ظرفیت حاصل از روش ژاپنی

B: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از تغییر مکان هدف و روش ژاپنی (JICA)

C: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از برش حاصل از تحلیل Pushover

D: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکورد السنترو

E: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از رکوردالسنترو

و ضریب α_g

F: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر طبقه با فرض عدم حرکت

در کف طبقه پائین

G: ظرفیت حاصل از روش محاسبه شاخص مقاومت سازه از تغییر مکان هدف و روابط استاندارد ۲۸۰۰

۷- محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه‌ها:

در این قسمت در نظر می‌باشد تا شاخص‌های مقاومت را که از روش‌های مختلف حاصل می‌گردد، بررسی نموده و با بیان دلایلی که بر اساس نسبت ظرفیت به تقاضای مورد انتظار برای سازه‌های مختلف اعم از قاب طراحی شده با بار ثقلی (G) و قاب طراحی شده با بار ثقلی و زلزله (E&G) می‌باشد، شاخص‌ها را از نظر اهمیت، دسته‌بندی نمود. روش‌هایی که مورد بررسی قرار می‌گیرند به قرار زیر نام‌گذاری می‌گردند:

A: محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه به روش ژاپنی (JICA): که حاصل از نسبت ظرفیت به تقاضای روش ژاپنی (JICA) می‌باشد.

B: محاسبه شاخص‌های مقاومت سازه از تغییر مکان هدف و روش ژاپنی (JICA): این روش دارای دو شاخص مقاومت B_1 و B_2 بوده که ظرفیت در دو شاخص یکسان می‌باشد. ظرفیت مورد استفاده با رسیدن تغییر مکان سازه به سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش در تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه شتاب طیفی از تغییر مکان حاصله بام حاصل می‌شود. تقاضای شاخص B_1 حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ و B_2 حاصل از میانگین‌گیری تقاضاهای هفت رکورد زلزله در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشند.

C: محاسبه شاخص مقاومت سازه از برش حاصل از تحلیل Pushover: این روش دارای دو شاخص مقاومت C_1 و C_2 بوده که ظرفیت در دو شاخص یکسان می‌باشد. ظرفیت مورد استفاده با رسیدن تغییر مکان سازه به سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش در تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه برش طبقات در این مرحله حاصل می‌شود. تقاضای شاخص C_1 حاصل از حداکثر برش هر طبقه در همان تحلیل استاتیکی غیرخطی و تقاضای شاخص C_2 حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشند.

D: محاسبه شاخص مقاومت سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی بارکوردالسنتر: که حاصل از نسبت ظرفیت سازه تحت رکورد EICentro به تقاضای حاصل از میانگین‌گیری تقاضاهای هفت رکورد زلزله در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشند.

E: محاسبه شاخص مقاومت سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی بارکوردالسنتر و ضریب αg : این روش دارای دو شاخص مقاومت E_1 و E_2 بوده که ظرفیت در دو شاخص یکسان می‌باشد. ظرفیت مورد استفاده با گذشتن مفاصل پلاستیک سازه از سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش در تحلیل دینامیکی غیرخطی و محاسبه برش طبقات در همان لحظه به عنوان ظرفیت حاصل می‌شوند. تقاضای شاخص E_1 حاصل از حداکثر برش طبقات تحت رکورد EICentro و E_2 حاصل از میانگین‌گیری تقاضاهای هفت رکورد زلزله در تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشند.

F: محاسبه شاخص مقاومت سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر طبقه با فرض عدم حرکت در کف طبقه پائین: این روش دارای دو شاخص مقاومت F_1 و F_2 بوده که ظرفیت در دو شاخص یکسان می‌باشد. ظرفیت مورد استفاده با گذشتن مفاصل پلاستیک سازه از سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه فروریزش در تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه برش طبقات در همان لحظه به عنوان ظرفیت حاصل می‌شوند. تقاضای شاخص F_1 حاصل از حداکثر برش طبقات تحت این تحلیل استاتیکی غیرخطی و F_2 حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشند.

G: محاسبه شاخص مقاومت سازه از تغییر مکان هدف و روابط استاندارد ۲۸۰۰: که حاصل از نسبت ظرفیت به تقاضای استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

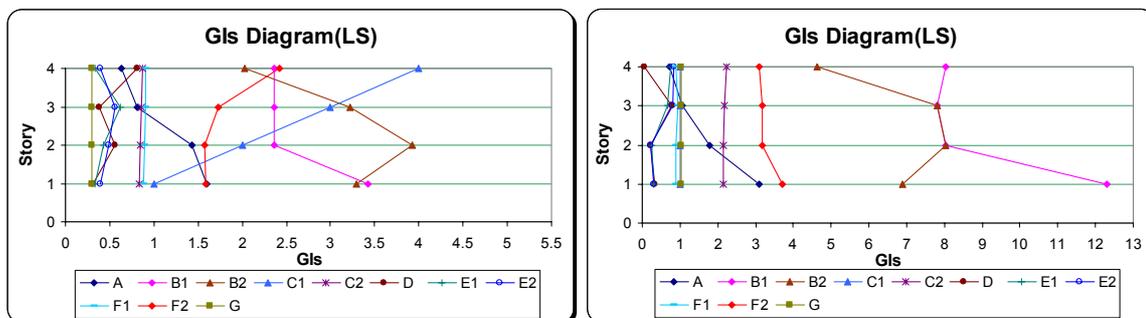
در این قسمت نمودارهای شاخص مقاومت سازه‌ها فقط در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۷-۱- بررسی شاخص‌ها:

چون مقدار شاخص مقاومت سازه، نسبت ظرفیت به تقاضا می‌باشد، هرچه قدر کوچکتر از یک باشد شرایط بحرانی بوده و امکان آسیب‌دیدگی افزایش می‌یابد. از طرف دیگر چون Capacity و Demand در حال تغییر از یک طبقه به طبقه دیگر می‌باشند، امکان



یکسان شدن این نسبت در تمام طبقات پایین آمده و از طرفی اگر این حالت روی دهد بیانگر این مطلب است که شاخص مقاومت طبقات باهم برابر بوده و احتمال آسیب دیدگی تمام طبقات یکسان می‌باشد.
در نمودار (۷) شاخص‌های حاصله برای سازه چهار طبقه در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال ترسیم شده‌اند.

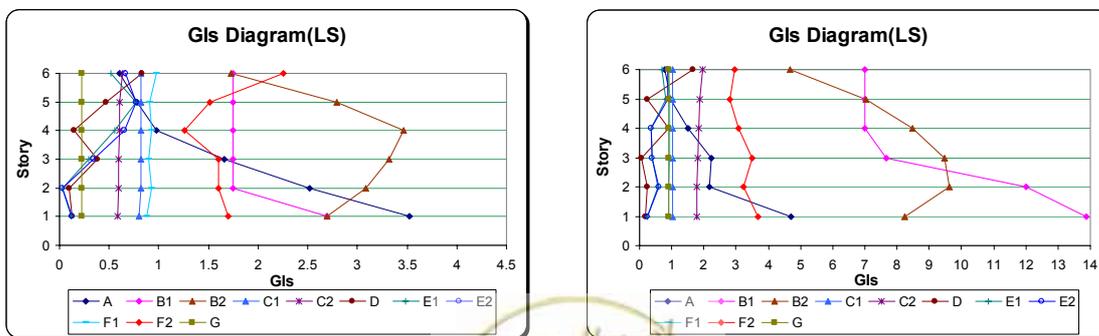


نمودار (۷): مقایسه شاخص‌های مقاومتی قاب G قاب E&G در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال

بر اساس نمودار (۷) می‌توان بیان نمود که مقادیر شاخص‌های مقاومت نشان داده شده در قاب G، مابین روش G به عنوان حداقل معیار و روش B₂ تقریباً به عنوان روش حداکثر و در قاب E&G، مابین روش D به عنوان حداقل معیار و روش B₁ تقریباً به عنوان روش حداکثر معیار برای آسیب‌پذیری این سازه می‌باشند.

چون سازه‌های ۴ و ۶ و ۸ طبقه فقط تحت بارگذاری ۵۱۹، مباحث آیین‌نامه ۲۸۰۰ را تحت پوشش قرار نمی‌دهند، بنابراین از دید این آیین‌نامه قابل قبول نخواهند بود. در نتیجه چون تحت بار زلزله طراحی نشده‌اند ظرفیت در مقابل تقاضا کوچک می‌باشد. می‌توان نتیجه گرفت که شاخص مقاومت این مدلها باید کمتر از یک باشد. با مبنا قرار دادن این مطلب روشهای منتج به GIS بیش از یک غیرقابل قبول و غیرمنطقی می‌باشند.

در نمودار (۸) شاخص‌های حاصله برای سازه شش طبقه در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال ترسیم شده‌اند.



قاب E&G در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال

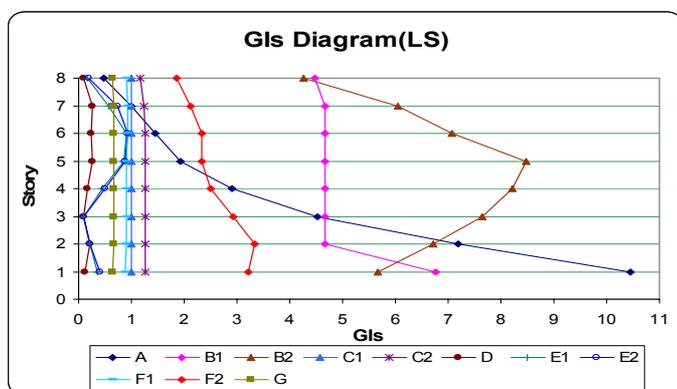
نمودار (۸): مقایسه شاخص‌های مقاومتی قاب G



بر اساس نمودار می‌توان بیان نمود که مقادیر شاخص‌های مقاومت نشان داده شده در قاب G، مابین روش G و E₂ به عنوان حداقل معیار و روش B₂ تقریباً به عنوان روش حداکثر و در قاب E&G، مابین روش D به عنوان حداقل معیار و روش B₁ و B₂ تقریباً به عنوان روش حداکثر معیار برای آسیب‌پذیری این سازه می‌باشند.

با توجه به این مطلب که در سطوح عملکردی مختلف ظرفیت سازه ثابت بوده و فقط تقاضا تغییر می‌نماید و با افزایش سطح زلزله، تقاضا نیز افزایش می‌یابد، منطقی است در شرایط یکسان برای یک مدل شاخص مقاومت در سطح لرزه‌ای ۱۰٪ در ۵۰ سال کمتر از مقدار مشابه آن در سطح لرزه‌ای ۲٪ در ۵۰ سال باشد. در برخی از روشهای محاسباتی عکس این عمل نشان داده شده است که احتمال صحت آن روش کاهش می‌یابد.

در نمودار (۹) شاخص‌های حاصله برای سازه هشت طبقه در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال ترسیم شده‌اند.



نمودار (۹): مقایسه شاخص‌های مقاومتی قاب E&G در سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال

بر اساس نمودار می‌توان بیان نمود که مقادیر شاخص‌های مقاومت نشان داده شده در قاب E&G، مابین روش D به عنوان حداقل معیار و روش B₂ تقریباً به عنوان روش حداکثر معیار برای آسیب‌پذیری این سازه می‌باشند.

در مقایسه دو روش D و E، روش E در اولویت بالاتری نسبت به D قرار دارد. چرا که روش E بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی بوده و از طرف دیگر جهت محاسبه ظرفیت، سطح زلزله آنقدر بالا برده می‌شود تا از سطوح عملکردی مورد نظر بگذرند در صورتی که در روش D تحت یک رکورد با ضریب ثابت، عملکرد سازه بررسی می‌شود. که بیشتر به تقاضا نزدیک می‌باشد اما چون ظرفیت سازه در آن سطوح بررسی می‌شود نتیجه ظرفیت است نه تقاضا. در مقایسه دو روش E₁ و E₂، این دو روش خیلی به هم نزدیک بوده و تنها وجه تمایز آنها در مقادیر تقاضا می‌باشد که در روش E₁ فقط از رکورد EICentro و در روش E₂ از میانگین‌گیری هفت رکورد مورد نظر استفاده شده است که در نهایت E₂ دارای اولویت بیشتری می‌باشد.

۸- نتایج حاصله:

در این قسمت در نظر می‌باشد تا از نتایج کل بررسی‌های انجام شده، مهم‌ترین و کلیدی‌ترین نتایج ارائه گردد. این نتایج بیشتر بر اصول رفتار دینامیکی سازه استوار بوده و شاخص مقاومت‌های بررسی شده، در این مبنا سنجیده خواهند شد. اهم نتایج به قرار ذیل می‌باشند:

- ۱- تغییر مکان هدف سازه با افزایش ارتفاع سازه (از چهار طبقه به هشت طبقه) به علت افزایش زمان تناوب، افزایش می‌یابد.
- ۲- سازه طراحی شده با بار ثقلی دارای شکل‌پذیری و مقاومت کمتری در تمام سطوح زلزله به نسبت سازه E&G می‌باشد (در برخی موارد تا سه برابر).
- ۳- با در نظر گرفتن نیروی برش تسلیم در منحنی‌های تغییر مکان- برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان مقاومت سازه، با افزایش ارتفاع از چهار طبقه به هشت طبقه، مقاومت در سازه E&G افزایش یافته اما در سازه G تقریباً ثابت می‌باشد.
- ۴- در سازه‌های بررسی شده، مقادیر Drift حداکثر و چرخش مفاصل پلاستیک حاصل از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در تیرها معمولاً در یک طبقه حداقل و حداکثر حاصل شده‌اند. یعنی روند تغییرات دو پارامتر در ارتفاع سازه یکسان می‌باشند. از این رو با در نظر گرفتن دو پارامتر به عنوان یک نوع آسیب‌پذیری، هر طبقه‌ای که دارای حداکثر Drift و چرخش پلاستیک مفاصل تیرها باشد، آسیب‌پذیرترین طبقه می‌باشد که در این طبقه باید شاخص مقاومت حداقل گردد و از طرف دیگر شاخص مقاومت حداکثر در نتیجه حداقل بودن Drift و چرخش پلاستیک تیرها در آن طبقه حاصل می‌شود.
- ۵- تقاضای حاصل از دو سطح لرزه‌ای مورد استفاده در بررسی‌ها که بر اساس پیش فرض، تقاضای سطح زلزله ۲٪ در ۵۰ سال را ۱/۵ برابر تقاضای سطح زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال در نظر گرفته شده است، با بررسی‌های نتایج تقاضای تحلیل Time History، دارای چنین اختلافی ۱/۵ برابری نبوده و می‌توان عدد ۱/۵ را برای سازه G مابین ۰/۹۷ تا ۱/۲۴ و برای سازه E&G مابین ۱/۱ تا ۱/۳۴ محاسبه نمود.
- ۶- از میان یازده روش بررسی شده شاخص‌های مقاومت، در سازه طراحی شده با بار ثقلی مقادیر حداقل شاخص مقاومت، از روش G و حداکثر آن از روش B₂ و برای سازه طراحی شده با بار ثقلی و جانبی مقادیر حداقل مقادیر از روش D و حداکثر آنها از روش‌های B₁ و B₂ بدست می‌آیند.
- ۷- در رابطه با اصلاح شاخص‌ها، ضرایب اصلاح در سازه طراحی شده با بار ثقلی و زلزله بزرگتر از ضرایب اصلاح در سازه طراحی شده با بار ثقلی می‌باشند. مقادیر ضریب اصلاح حداکثر از روش‌های B₁ و B₂ و ضریب اصلاح حداقل از روش‌های D و G حاصل می‌شوند. علاوه بر آن، مقادیر حداکثر تحت زلزله ۲٪ و مقادیر حداقل تحت زلزله ۱۰٪ در ۵۰ سال روی داده‌اند.

۹- مراجع:

1. JICA, December 2003, Interim Report, The Comprehensive Master Plan Study on Urban Seismic Disaster Prevention and Management for the Greater Tehran Area in the Islamic Republic of Iran

۲- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود: خرداد ۱۳۸۱

۳- تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود: خرداد ۱۳۸۱

۴- آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش دوم: آذر ۱۳۷۸

۵- آیین نامه حداقل بارهای وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فنی، تجدید نظر در استاندارد ۵۱۹: ۱۳۷۹

۶- مقدم حسن، مهندسی زلزله - مبانی و کاربردی، تهران، فرهنگ: ۱۳۸۱

اتصال خورجینی خمشی با شکل پذیری معمولی

اردشیر دیلمی

دا نشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تلفن : ۶۴۵۴۳۰۲۹

deylamia@aut.ac.ir. Email:

بهنام حیدری

دا نشکده مهندسی عمران و محیط زیست ، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تلفن : ۰۹۱۲۵۴۶۷۷۱۹

behnamheydari_80@hotmail.com Email:

چکیده

تحقیقات و پژوهشهای انجام شده در زمینه اتصالات خورجینی از ان نظر اهمیت بیشتری دارد که تقریباً محدود به ایران می باشد و در آیین نامه ها و مراجع خارج از کشور، مطالب ویژه این اتصالات کمیاب می باشد. متاسفانه تاکنون تحقیقاتی محدود، گر چه ارزشمند بر روی این اتصالات انجام شده است. بخشی از این تحقیقات در قالب "پیش نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی" در اختیار متخصصین قرار گرفته است. مطالعه حاضر به بررسی اتصال خورجینی گیردار با صفحات افقی، که در پیش نویس مذکور توصیه شده است، می پردازد. در این پژوهش به منظور بررسی سختی، شکل پذیری و مقاومت اتصال پیشنهادی مزبور مطابق با آیین نامه AISC 2005 ابتدا مدل اجزای محدود یک نمونه آزمایشگاهی توسط نرم افزار ANSYS ساخته شد و مورد تایید قرار گرفت، و سپس سه ساختمان هشت، شش و چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط در نظر گرفته شده و به طور کامل توسط نرم افزار ETABS مورد تحلیل و طراحی قرار گرفتند. از هر کدام از ساختمانهای مورد مطالعه یک اتصال مطابق پیش نویس طراحی شد و رفتار تک جهتی و سیکلی آنها به صورت اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که اتصال مزبور، قابلیت استفاده در قابهای خمشی معمولی را دارا می باشد.

واژه های کلیدی: اتصال خورجینی، قاب خمشی فولادی، شکل پذیری، سختی، مقاومت، اجزای محدود، رفتار سیکلی، مقاوم سازی، ANSYS، ETABS



۱- مقدمه

اتصال خورجینی نوع بسیار رایج اتصال در ساختمانهای اسکلت فولادی کشورمان می‌باشد. استفاده از اتصالات خورجینی به جهت عوامل اقتصادی سرعت اجرا و تناسب با سطح تکنولوژی کشور، رواج وسیعی در صنعت ساختمانهای فلزی دارد. اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی حدود ۵۰ سال در ایران قدمت دارد. در این ساختمانها برای مقاومت در برابر بارهای جانبی مانند زلزله بر طبق آیین‌نامه زلزله ایران باید از مهاربندی‌های فولادی در هر دو جهت ساختمان استفاده گردد. اما در بسیاری از ساختمانهای اتصال خورجینی سیستم مهاربندی فولادی فقط در یک جهت (جهت عمود بر اتصال خورجینی) می‌باشد و در جهت دیگر مهاربندی جانبی وجود ندارد. از جمله زلزله‌های گزارش شده تاثیرگذار بر روی این ساختمانها به شرح جدول ۱ است.

جدول ۱: زلزله‌های گزارش شده تاثیرگذار بر روی ساختمانهای ایران

سال	مرکز زمین‌لرزه	بزرگی بر حسب ریشتر (M)	شدت حداکثر (مقیاس MMK, MSK)
۱۹۹۷	اردبیل	۵/۵	N/A
۱۹۹۷	در ۳۳/۶۵۴ درجه عرض شمالی و ۵۹/۷۳۹ درجه طول شرقی - اردکول	۷/۳	N/A
۱۹۹۷	بجنورد	۶/۱	N/A
۱۹۹۰	۴۹/۴۱ E و ۳۶/۹۶ N رودبار - منجیل	۷/۳	N/A

در زلزله‌های اخیر بخصوص زلزله منجیل، مشخص شد که این نوع اتصالات، شدیداً آسیب‌پذیر می‌باشند اگر چه در شهرهای منجیل، رودبار و لوشان که ساختمانهای کم ارتفاع فلزی در مجاور ساختمانهای بنایی وجود داشته‌اند مشاهده شد که رفتار ساختمانهای با اسکلت فلزی از نوع قاب خورجینی غالباً بهتر از رفتار ساختمانهای غیرمسلح بوده است، لیکن انتظار می‌رفت که ساختمانهای با قابهای فلزی آسیب‌پذیری بسیار کمتری داشته باشند که این انتظار برآورده نشد. یعنی در مقام مقایسه با سایر ساختمانها در ایران، ساختمانهای فلزی با قاب خورجینی که به صورت متداول اجرا شده، مخصوصاً ساختمانهای بلند چند طبقه، در مقابل زلزله مقاومت خوبی از خود نشان ندادند. تحقیقات و پژوهشهای انجام شده در این زمینه از ان نظر اهمیت بیشتری دارد که تقریباً محدود به ایران می‌باشد و در آیین‌نامه‌ها و مراجع خارج از کشور، مطالب ویژه این اتصالات کمیاب می‌باشد. حاصل بسیاری از تحقیقات انجام شده بر روی این اتصالات، توسط برخی از محققین، در قالب "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی" [۴]، بصورت مدون گردآوری شده و در اختیار متخصصین قرار گرفته است.

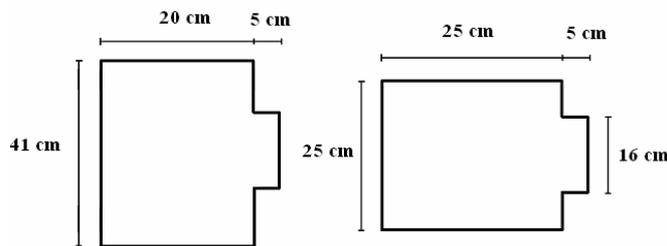
۲- کلیات

مطالعه حاضر به ارزیابی اتصال خورجینی گیردار با صفحات افقی، که در پیش‌نویس مزبور توصیه شده است، می‌پردازد. در این پژوهش به منظور بررسی سختی، شکل‌پذیری و مقاومت این اتصال، مطابق با آیین‌نامه *AISC 2005* [7] ابتدا مدل اجزای محدود یک نمونه آزمایشگاهی توسط نرم‌افزار *ANSYS* [۱۰] ساخته شد و مورد تایید قرار گرفت، و سپس ۳ ساختمان ۸، ۶ و ۴ طبقه

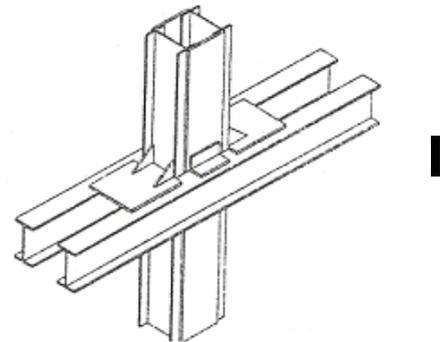
قاب خمشی با شکل پذیری معمولی در نظر گرفته شده و به طور کامل مطابق آیین نامه های ایران [۱] و [۵]، توسط نرم افزار [۱۴] *ETABS* تحلیل و طراحی شدند. از ساختمانهای مورد مطالعه ۳ اتصال با نسبت تنشهای بحرانی انتخاب شدند و مطابق پیش نویس مزبور مورد طراحی قرار گرفتند، سپس رفتار سیکلی این اتصالات به صورت اجزای محدود مورد مطالعه واقع شد [۲].

۳- اعتبار بخشی به نمونه های اجزای محدود

به منظور اعتبار بخشی به مدل های اجزای محدود مورد مطالعه، ابتدا نمونه آزمایشگاهی ساخته شده توسط دهقانی، میرقادی و مزروعی [۶]، مدلسازی عددی شد و رفتار و منحنیهای ممان- دوران آنها با یکدیگر مقایسه شده و در نهایت مورد تایید قرار گرفت [۲]. مشخصات اجزای مدل به این صورت است: ستون از دو پروفیل *IPE180* که فاصله محور تا محور آنها ۱۸ سانتیمتر می باشد، طول ستون ۱۹۵ سانتیمتر و ضخامت ورق پوشش آن ۰/۸ سانتیمتر است، تیرها از *IPE180* به طول ۱۶۰ سانتیمتر تشکیل شده اند، نبشی فوقانی اتصال از شماره $L 80 \times 80 \times 8$ به طول ۲۰ سانتیمتر و نبشی تحتانی از شماره $L 100 \times 100 \times 10$ به طول ۲۰ سانتیمتر است. شکل ۱ نمایانگر مدل آزمایشگاهی است و شکل ۲ ابعاد ورقهای گیرداری را نشان می دهد. با توجه به آزمایش استاندارد کشش فولاد *ISIRI/1014* بر روی جان تیرها [۶] تنش تسلیم فولاد ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بدست آمده است. برای کاهش زمان تحلیل اجزای محدود از یک منحنی تنش - کرنش دو خطی استفاده شده است. ضریب الاستیسیته فولاد که برابر شیب خط اول منحنی است $2.14 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد و شیب خط دوم در حدود ۱ درصد شیب قسمت خطی است.

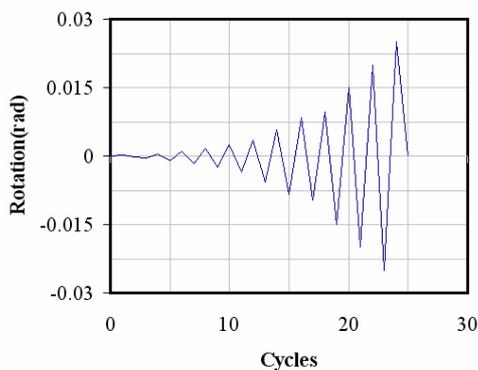


شکل ۲: ابعاد ورق های گیرداری در نمونه آزمایشگاهی [۶]

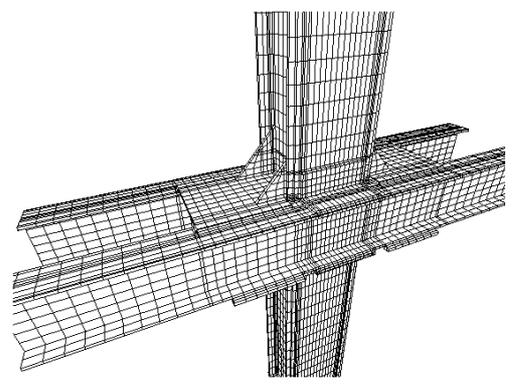


شکل ۱: نمونه آزمایشگاهی [۶]

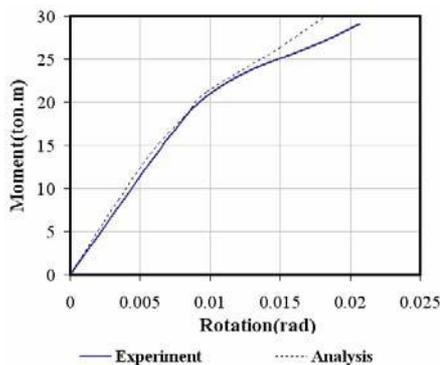
قانون سخت‌شوندگی در نظر گرفته شده قانون سخت‌شوندگی جنبشی می‌باشد. منحنی تنش - کرنش جوش به صورت الاستیک - پلاستیک با تنش تسلیم ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع که مربوط به الکتروود به کار رفته می‌باشد، در نظر گرفته شده است. بدلیل تقارن نمونه آزمایشگاهی تنها نیمی از آن بوسیله نرم‌افزار اجزای محدود مدل شده است. برای مدل‌سازی در نرم‌افزار از المان *SOLID45* استفاده شده، و برای مدل‌سازی تماس بین تیر و نبشی نشیمن و همچنین اصطکاک بین تیر و ورق‌های گیرداری، المانهای سه بعدی *CONTACT173* و *TARGET170* بکار رفته است (شکل ۳). بار گذاری اعمالی به مدل به صورت سیکنال و مطابق با شکل ۴ است. شکل‌های ۵ و ۶ نیز به ترتیب منحنی چرخه‌ای ممان دوران مدل اجزای محدود و پوش حاصل از منحنی‌های ممان - دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود را نشان می‌دهند. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود پوش حاصل از مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی تطابق نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند. برای مطالعه بیشتر می‌توانید به مرجع [۲] مراجعه نمایید.



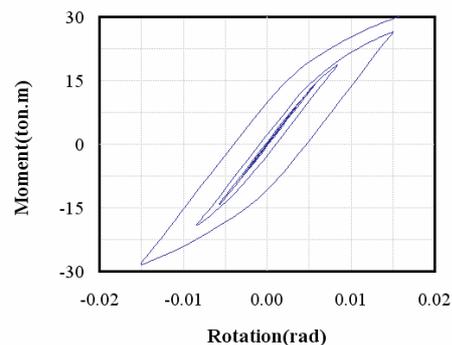
شکل ۴: دوران اعمالی به اتصال ساخته شده در مرکز تحقیقات مسکن [۶]



شکل ۳: مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی



شکل ۶: مقایسه پوش حاصل از منحنی‌های ممان-دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود [۲]



شکل ۵: منحنی چرخه‌ای ممان-دوران مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی [۲]

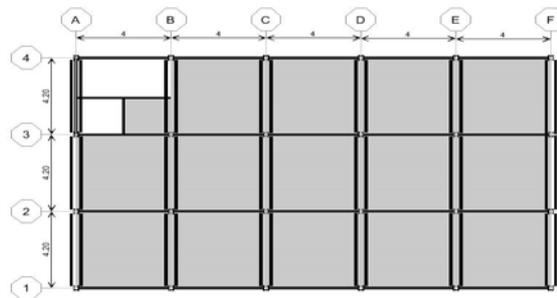


۴- مشخصات ساختمانهای مورد مطالعه و اتصالات انتخاب شده

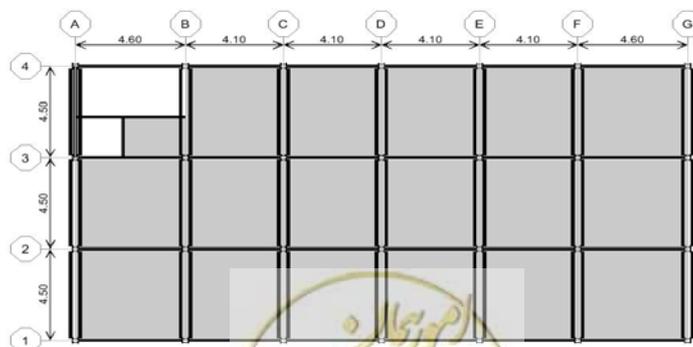
به منظور بررسی رفتار اتصال جدید مطابق با "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی"، ۳ ساختمان با مشخصات ذیل انتخاب شده‌اند: کاربری ساختمانها مسکونی است، خاک، نوع II، سقفهای ساختمان (سیستم باربر ثقیلی) از نوع سقف تیرچه بلوک با بلوکهای به ارتفاع ۲۵ سانتیمتر، سیستم باربر جانبی ساختمان در دو جهت قاب خمشی ویژه، فولاد مورد استفاده از نوع ST-37 با مقاومت جاری شدن حداقل ۲۴۰۰ ک بر سمم و مقاومت نهایی ۳۷۰۰ ک بر سمم می‌باشد. تیرهای در جهت Y از نوع خورجینی و مقاطع آنها IPE می‌باشد، تیرهای در جهت X، به صورت ساده و مقاطع آنها IPE است. برای ستونها از پروفیلهای دابل IPE همراهم با ورق پوششی استفاده شده است. بار مرده سقف طبقات با احتساب پارتیشنها ۶۴۰ ک بر متر مربع، بار مرده بام ۶۲۰ ک بر متر مربع و بار مرده راه پله ۶۵۰ ک بر متر مربع فرض شده است. ارتفاع تمام طبقات ۳ متر است. جدول ۲ مشخص کننده تعداد طبقات و شکل ۷ نمایانگر پلان ساختمانهای مورد مطالعه می‌باشد.

جدول ۲: تعداد طبقات ساختمانهای مورد مطالعه

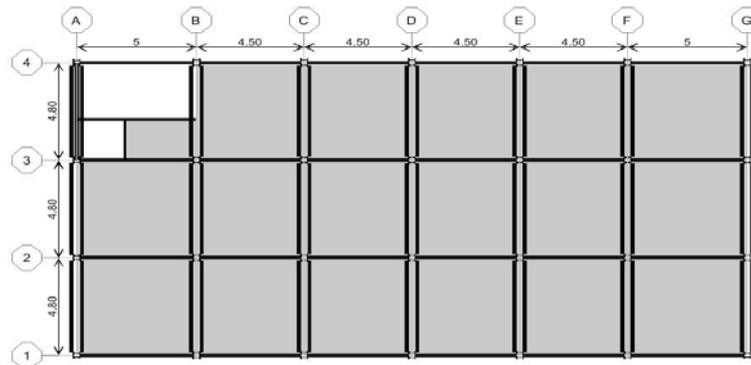
شماره ساختمان	تعداد طبقات
1	4
2	6
3	8



پلان ساختمان شماره ۱



پلان ساختمان شماره ۲



پلان ساختمان شماره ۳

شکل ۷: پلان ساختمانی مورد مطالعه [۲]

۵- مشخصات نمونه اتصالات انتخاب شده

با توجه به تحلیل و طراحی ساختمانی فوق و بررسی دریافته‌ها و تغییر مکانهای غیر خطی آنها مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰، اتصالاتی که دارای حداکثر مقدار تنشهای موجود به تنشهای مجاز بودند به عنوان نمونه انتخاب شدند و مشخصات مورد نیاز آنها مطابق پیش‌نویس از ساختمانها استخراج شد. مشخصات مورد نظر را در جدول ۳ ملاحظه می‌نمایید. L طول تیر خورجینی در هر دهانه می‌باشد.

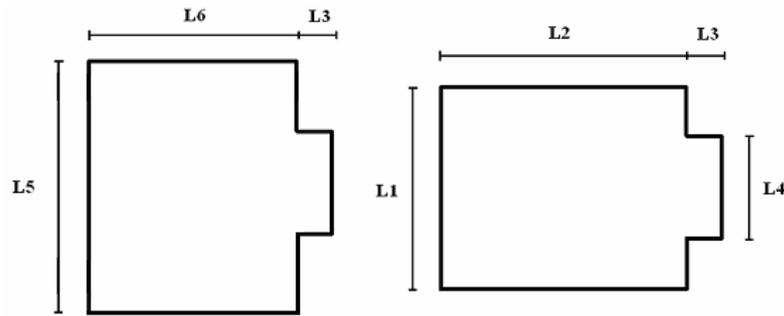
جدول ۳: مشخصات مدل‌های مورد مطالعه [۲]

مدل	ساختمان مورد مطالعه	شماره طبقه	گره مورد مطالعه در ساختمان	تیر خورجینی	L	ستون	مرکزیه مرکز ستونها	ابعاد ورق پوشش
KHH01	1	4	C-2	IPE180	420	2IPE180	180	200*10
KHH04	2	2	B-2	IPE240	450	2IPE240	200	250*18
KHH06	3	2	C-3	IPE300	500	2IPE300	250	350*18

۶- طراحی اتصالات بر اساس نیروهای حاصل از تحلیل ساختمانی

ورقهای گیرداری افقی، به طور کامل مطابق با پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانی اتصال خورجینی مورد طراحی قرار گرفتند. شکل ۸ نشان‌دهنده ابعاد ورق گیرداری افقی می‌باشد، همچنین جدول ۴ و ۵ بیانگر پارامترهای طراحی شده است، a ضخامت ساق جوش بکار رفته در اجزای مختلف اتصال می‌باشد.





شکل ۸: ابعاد ورق گیرداری قائم [۴]

جدول ۴: جزئیات اتصالات طراحی شده (کلیه ابعاد بر حسب سانتی متر می باشد) [۲]

مدل	لچکی فوقانی تیر			نبشی			لچکی روی ورق فوقانی				صفحه پشتبند		
	b	h	t	b	L	t	b	h	t	a	L	b	t
KHH01	7.3	7.3	1.2	12	12	1.2	11	23	1.2	0.6	16.4	4.285	0.97
KHH02	9.6	9.6	1.2	15	16	1.5	15	31	1.6	0.75	22.04	5.69	1.2
KHH03	12	12	1.2	18	18	1.6	19	33	1.7	1	27.86	7.145	1.3

جدول ۵: جزئیات ورقهای گیرداری افقی (کلیه ابعاد بر حسب سانتی متر می باشد) [۲]

مدل	ورق گیرداری فوقانی			ورق گیرداری تحتانی			ضخامت ورقها	ساق جوش
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	t	a
KHH01	29.63	31.62	4.29	16.4	40.2	20.1	0.97	0.8
KHH02	40.22	42.34	5.69	22.04	53.6	26.8	1.2	0.98
KHH03	49.31	52.83	7.15	27.86	65.74	32.8	1.3	1.1

۷- رفتار مصالح

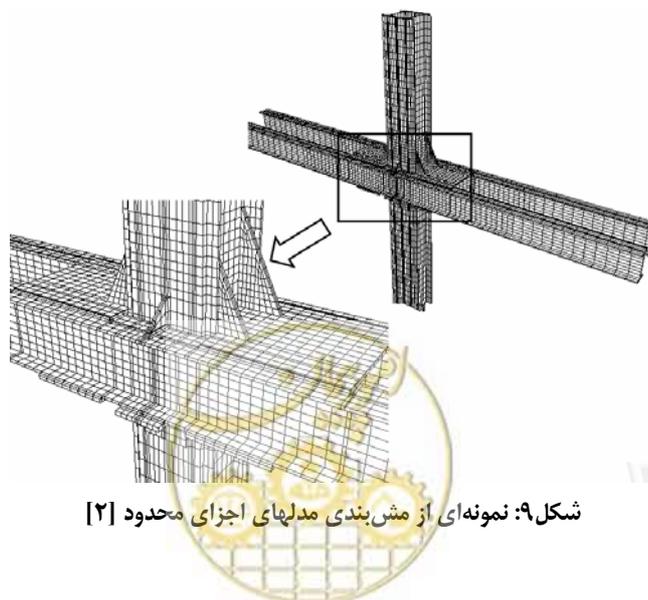
جنس فولاد مورد مطالعه $ST-37$ می باشد که برای مدل کردن رفتار آن از مدل تنش کرنش دو خطی استفاده شده است. ضریب الاستیسیته فولاد $2.0 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ تنش تسلیم آن برابر با ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است که در این نقطه دارای کرنشی تقریباً برابر ۰/۰۱۲ است. پس از نقطه تسلیم منحنی با شیب خط دوم به روند صعودی خود ادامه می دهد تا به تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع که دارای کرنش ۰/۲ است، برسد. لازم به ذکر است برای کاهش زمان مدلسازی در نقاط دور از ناحیه اتصال از مصالح الاستیک استفاده شده است. قانون سخت شوندهگی در نظر گرفته شده قانون سخت شوندهگی جنبشی می باشد. معیار تسلیم، تنش برآیند فون میسر در نظر گرفته شده است.

۸- المانهای مدل

برای مدل‌سازی از المان SOLID45 استفاده شده است. همچنین برای مدل‌سازی سطح تماس بین ورق‌های گیرداری و نبشی نشیمن با بال تیر از المانهای CONTACT173 و TAREGET170 استفاده شده است.

۹- مدل‌سازی، مش‌بندی و شرایط مرزی

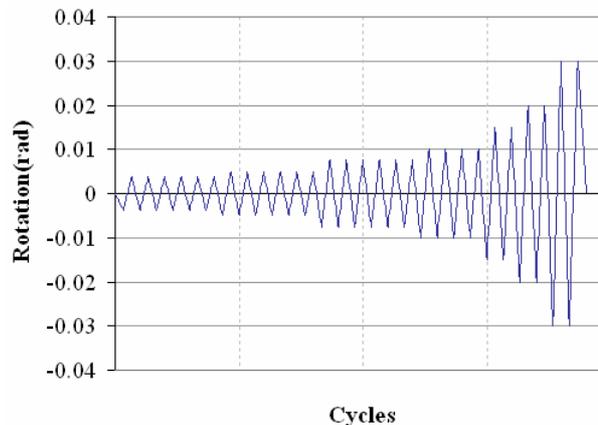
بدلیل تقارن نمونه‌های مورد مطالعه، تنها نصف آنها، یعنی یکی از تیرهای خورجینی به علاوه نیمی از ستون، مدل‌سازی شده است. و برای درک بهتر مش‌بندی و توزیع تنش و کرنش در شکلها، نیم دیگر را گسترش دادیم. شرایط مرزی به گونه‌ای در نظر گرفته شده است که تکیه گاه پایین ستون بصورت مفصلی عمل نماید. برای جلوگیری از تمرکز تنش در قسمت پایین ستون یک صفحه الاستیک قرار داده شده است و درجات آزادی گره‌های پایینی در تار میانی صفحه در محور ستون در جهت افقی و قائم مقید شده‌اند. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، تمامی گره‌ها در تکیه گاه پایین ستون در جهت جانبی (عمود بر صفحه) مقید شده‌اند. در قسمت بالای ستون برای توزیع یکنواخت بار یک صفحه الاستیک قرار داده شده است. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه ستون تمامی گره‌های قسمت بالایی صفحه در جهت جانبی مقید شده‌اند. بارگذاری روی گره وسط صفحه الاستیک در جهت افقی انجام می‌گیرد. انتهای تیرها بصورت غلطکی در نظر گرفته شده است تا بتواند بصورت افقی حرکت نماید. برای مدل‌سازی این شرایط گره‌های انتهایی تیرها در جهت قائم مقید شده‌اند. همچنین برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه انتهای تیرها تمام گره‌های انتهایی تیرها در جهت جانبی مقید شده‌اند. برای جلوگیری از کمانش جانبی- پیچشی تیرها گره‌های کناری بال تیرها در قسمتهای بین تکیه گاههای جانبی انتهای تیر تا ستون در جهت جانبی مقید شده‌اند. فاصله تکیه گاههای جانبی در مدل‌های مختلف طوری تنظیم شده است که از فاصله تکیه گاههای جانبی که در آیین‌نامه AISC2005 [۸] توصیه شده است، کمتر باشد. مش‌بندی مدل به گونه‌ای انجام شده است که در اتصال و اطراف آن که احتمال تمرکز تنش بیشتری وجود دارد، از المانهای کوچکتری استفاده گردد (شکل ۹).



شکل ۹: نمونه‌ای از مش‌بندی مدل‌های اجزای محدود [۲]

۱۰- بارگذاری

برای بررسی رفتار اتصال از بارگذاری سیکلی استفاده می‌شود. بارگذاری استفاده شده، بارگذاری استاندارد SAC97 [۱۲] می‌باشد که در آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۸] و FEMA350 [۱۵] نیز توصیه شده است (شکل ۱۰).



شکل ۱۰: بارگذاری سیکلی اعمالی به نمونه‌ها

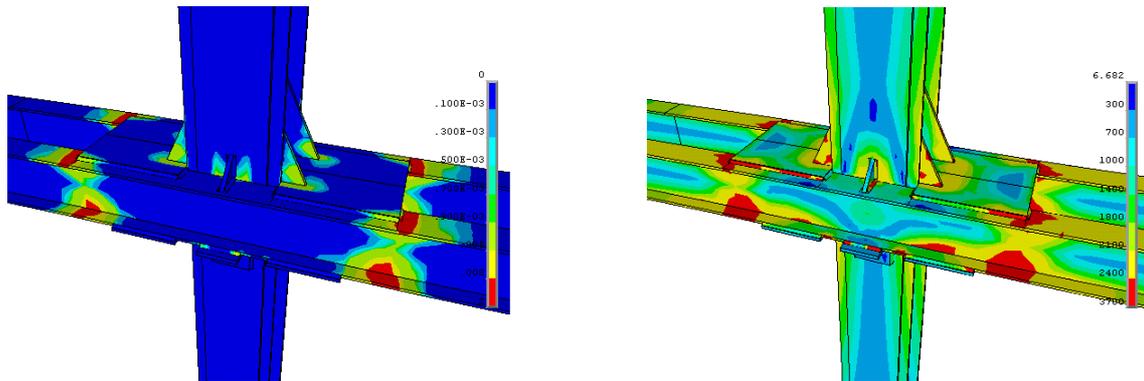
۱۱- تحلیل سازه

تحلیل انجام شده تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. تحلیل غیرخطی انجام شده تحلیل غیرخطی مادی، تحلیل غیرخطی هندسی و تحلیل غیرخطی تماسی را شامل می‌شود.

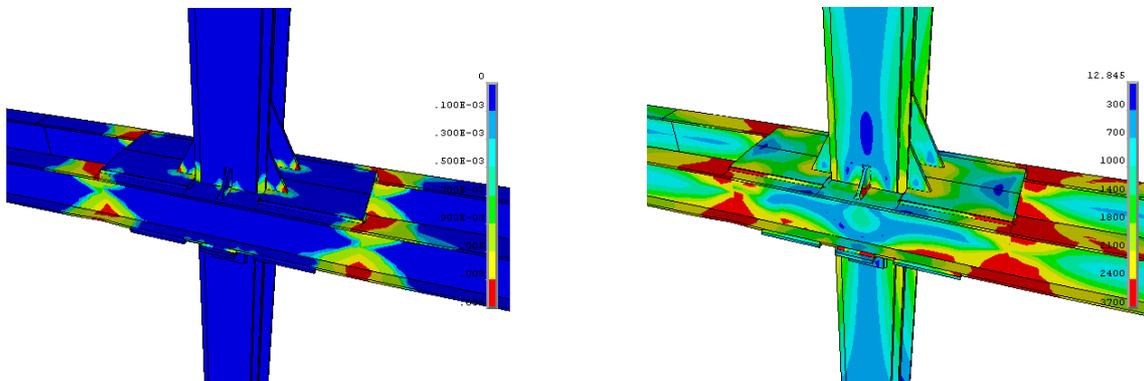
۱۲- توزیع تنش و کرنش

در شکل‌های ۱۱ تا ۱۳ توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای مدل‌های مورد مطالعه در زاویه دررفت ۰/۰۳ رادیان نمایش داده شده است. با توجه به توزیع تنش‌های ارائه شده مشاهده می‌شود که مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال در مجاورت ورق‌های گیرداری افقی و در تیر تشکیل می‌شود. توزیع کرنش‌های پلاستیک معادل نیز به خوبی این موضوع را تایید می‌کند. در قسمت بالایی ورق‌های گیرداری تحتانی تنها در قسمتهای محدودی تنشها از حد تسلیم فراتر می‌روند. بعضی از قسمتهای لچکیهای فوقانی ورق‌های گیرداری تسلیم می‌شوند، اما این مساله در طول آزمایش هیچگاه باعث ناپایداری موضعی آنها نمی‌گردد. تنشها عمدتاً در ستونها و ورق‌های گیرداری در حد پایینی قرار دارند. کماتش موضعی ایجاد شده در بال و جان تیر در نزدیکی ورق‌های گیرداری خارج از چشمه اتصال با عمیقتر شدن تیرها افزایش می‌یابد. سر انجام بدلیل ایجاد کرنشهای زیاد در جوشهای ورق‌های گیرداری به تیر، بارگذاری متوقف شد.

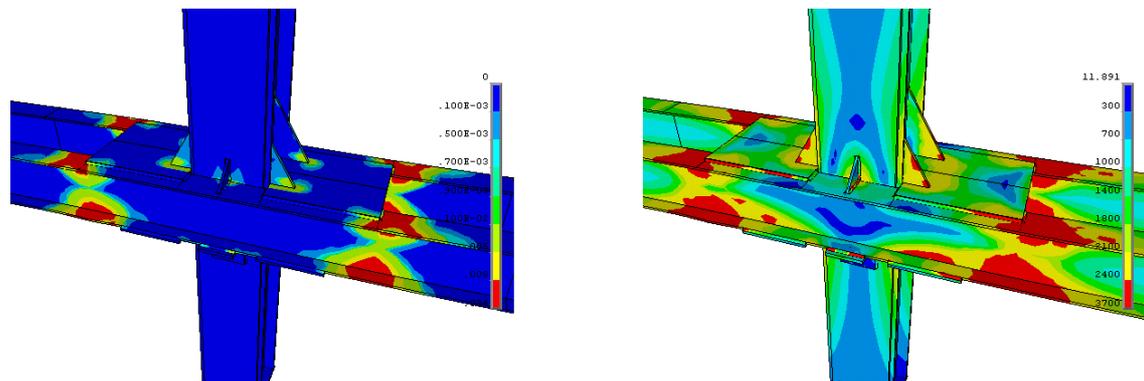




شکل ۱۱: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 3° / 0.3° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV01 [۲]



شکل ۱۲: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 3° / 0.3° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV02 [۲]

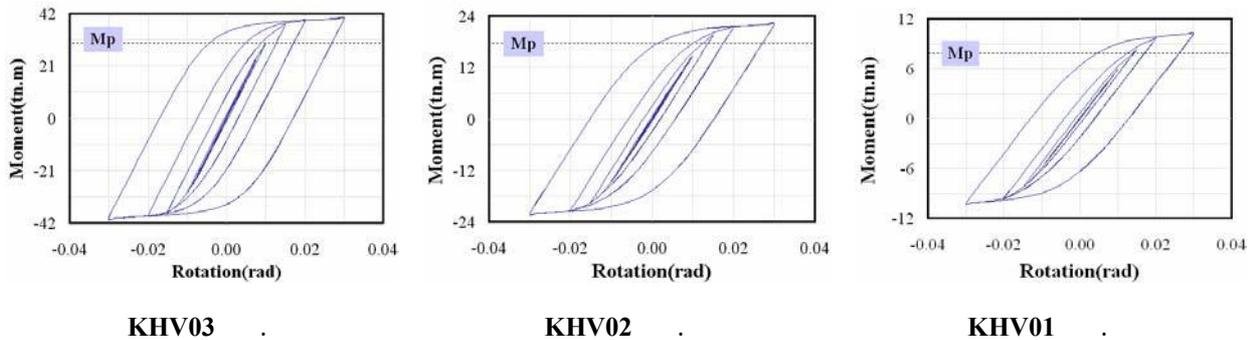


شکل ۱۳: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 3° / 0.3° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV03 [۲]

۱۳- منحنی‌های هیستریزیس لنگر- دوران (زاویه دریفت)

منحنی‌های هیستریزیس بدست آمده از بارگذاری سیکلی برای تمامی مدلها رسم شده‌اند. لازم به ذکر است که در منحنی‌های لنگر- زاویه دریفت، لنگر در وجه ستون در نظر گرفته شده است. خط افقی رسم شده خط M_p می‌باشد که برای بررسی شرایط قاب خمشی با شکل‌پذیری معمولی با توجه به ضوابط آیین‌نامه لرزه‌ای AISC2005 [۸] و بررسی مقاومت اتصال رسم شده است. در

آیین‌نامه لرزه‌ای AISC2005 [۸] ذکر شده است که در قابهای خمشی با شکل‌پذیری معمولی مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه دررفت ۰/۰۲ رادیان نباید از ۸۰ درصد لنگر پلاستیک تیر کمتر باشد. همانگونه که مشاهده می‌نمایید در تمامی مدلها مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه دوران ۰/۰۲ رادیان از M_p نیز بیشتر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که اتصال مورد نظر قابلیت استفاده در قابهای خمشی معمولی را دارا می‌باشد.



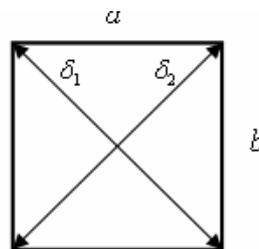
شکل ۱۴: منحنی‌های هیستریزیس ممان - دوران [۲]

۱۴- منحنی‌های هیستریزیس لنگر - زاویه چرخش چشمه اتصال

برای بررسی چرخش چشمه اتصال، منحنی‌های لنگر در وجه ستون نسبت به زاویه چرخش چشمه اتصال برای تمامی مدلها رسم شده است. زاویه چرخش اتصال از رابطه ۱ بدست می‌آید.

$$\gamma_{pz} = \frac{\sqrt{(a^2 + b^2)}}{2ab} (\delta_1 - \delta_2) \quad (1)$$

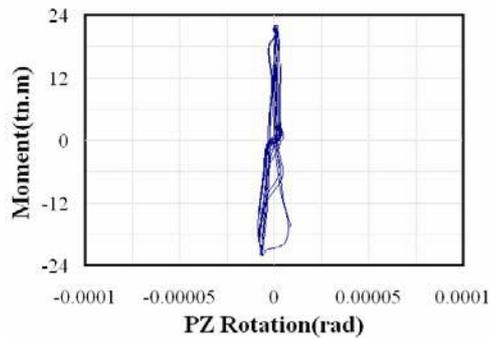
که در آن a و b ابعاد اولیه چشمه اتصال و δ_1 و δ_2 تغییر در طول قطرهای چشمه اتصال می‌باشند. این پارامترها را در شکل ۱۵ نشان داده شده است.



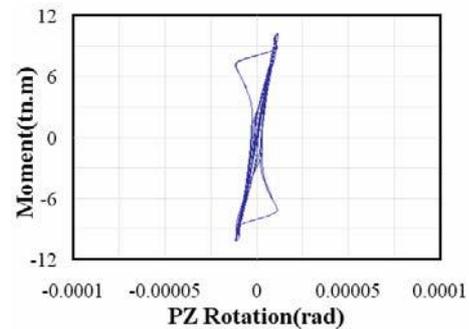
شکل ۱۵. ابعاد چشمه اتصال

همانگونه که در شکل‌های ۱۶ مشاهده می‌کنید چرخش چشمه اتصال بسیار ناچیز می‌باشد.

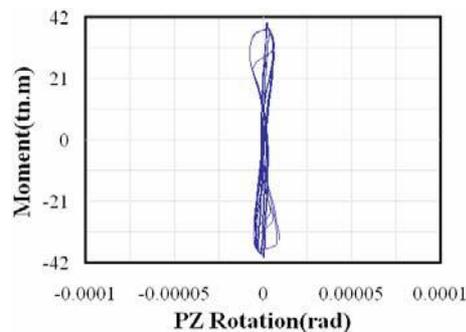




ب. مدل KHV02



الف. مدل KHV01



ج. مدل KHV03

شکل ۱۶: منحنی های لنگر- زاویه چرخش چشمه اتصال [۲]

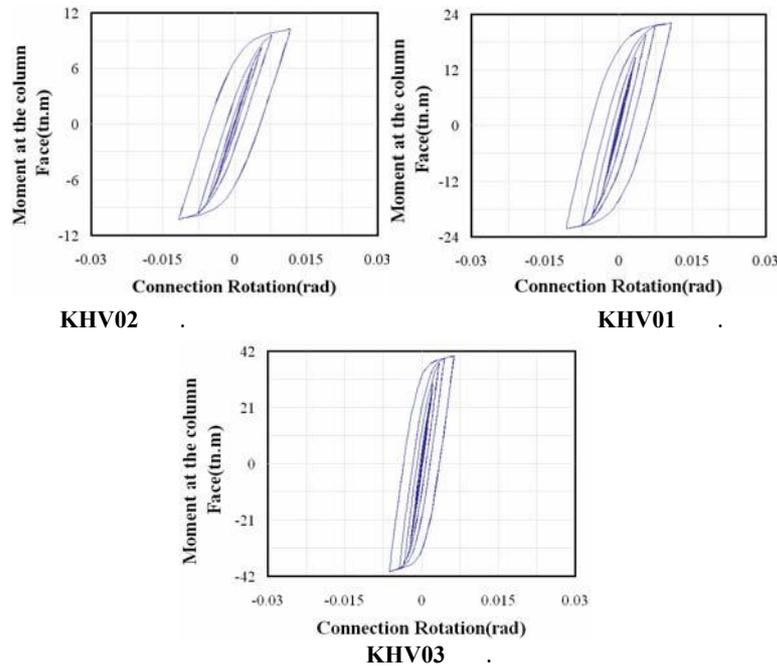
۱۵- طبقه بندی اتصال بر اساس سختی

برای طبقه بندی اتصال بر اساس سختی باید نمودار لنگر- چرخش اتصال را بدست آوریم. برای بدست آوردن چرخش ایجاد شده در اعضای اتصال ϕ_C از رابطه ۲ استفاده شده است [۱۱].

$$\phi_C = \frac{((\delta_A - \delta_B) - (\delta_C - \delta_D))}{(h_b - t_{fb})} \quad (2)$$

نقاط A و C در فاصله حدود ۱۰ سانتیمتر از وجه بیرونی ستون و به ترتیب بر روی ورق گیرداری افقی پایینی و بالایی قرار دارند و نقاط B و D نیز به ترتیب بر روی وجه بیرونی ستون مقابل ورقهای گیرداری مستقرند. $\delta_A, \delta_B, \delta_C, \delta_D$ تغییر مکان افقی نقاط ذکر شده است. h_b و t_{fb} نیز ارتفاع و ضخامت بال تیر می باشند. شکل ۱۷ منحنی های لنگر- چرخش اتصالات را نشان می دهد. لازم به ذکر است که منحنی های رسم شده میانگین چرخش در سمت راست و چپ اتصال است.





شکل ۱۷. منحنی‌های لنگر چرخش اتصال [۲]

۱۶- بررسی نتایج (طبقه‌بندی بر اساس آیین نامه AISC2005)

۱۶-۱- طبقه‌بندی بر اساس معیار مقاومت

اتصال کاملاً مقاوم است که مقاومت آن از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر بیشتر باشد. با توجه به منحنی‌های هیستریزیس لنگر- دوران بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود مشاهده می‌شود که در تمامی مدلها مقاومت اتصال از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر بیشتر است. بنابراین این اتصال، مطابق آیین‌نامه AISC2005 [۹] یک اتصال کاملاً مقاوم یا (FR) می‌باشد.

۱۶-۲- طبقه‌بندی بر اساس معیار سختی

با توجه به نمودارهای لنگر- چرخش اتصال سختی سکانت K_s که مقدار آن برابر M_s/θ_s می‌باشد، برای تمامی مدلها در جدول ۶ محاسبه شده است. M_s لنگر و θ_s چرخش تحت بارهای سرویس می‌باشد. $M_s = F_y \times S$ در نظر گرفته شده است. F_y تنش تسلیم فولاد و S اساس مقطع تیر می‌باشد. اگر $K_s L/EI \geq 20$ اتصال کاملاً گیردار و اگر $K_s L/EI \leq 2$ اتصال ساده می‌باشد. البته عدد ۲۰ یک عدد کاملاً قطعی نیست. اتصالات با سختی بین این دو حد نیمه گیردار هستند. EI صلبیت خمشی تیر و L طول تیر می‌باشد.



جدول ۶: طبقه‌بندی اتصال خورجینی با صفحات گیرداری افقی بر اساس سختی [۲]

مدل	Ms	Os	Ks	Ix-x	L	EI / L	Ks.L/EI
KHH01	3.50E+05	0.00249	1.41E+08	1320	420	6.29E+06	22.4
KHH02	7.78E+05	0.00204	3.81E+08	3890	450	1.73E+07	22.0
KHH03	1.34E+06	0.00199	6.72E+08	8360	500	3.34E+07	20.1

مقادیر $K_s L / EI$ برای تمامی مدلها بیشتر از ۲۰ می‌باشند. بنابراین می‌توان این سیستم اتصال را کاملاً گیردار در نظر گرفت.

۱۷- نتیجه‌گیری

نتایج بدست آمده حاکی از آن است که اتصال مزبور، دارای شکل‌پذیری و مقاومت کافی در زاویه دررفت ۰/۰۲ رادیان بوده و از سختی بالایی برخوردار می‌باشد در نتیجه این سیستم اتصال قابلیت استفاده در قابهای خمشی با شکل‌پذیری متوسط را دارد.

۱۸- منابع و مراجع

- [1] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، چاپ سوم، آذر ۱۳۸۴.
- [2] دیلمی، حیدری، "بررسی رفتارسیکلی اتصالات خورجینی اصلاح شده"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر ۱۳۸۵.
- [3] مقدم، حسن، مهندسی زلزله - مبانی و کاربرد، انتشارات فراهنگ، چاپ دوم، ۱۳۸۲.
- [4] مقدم، مزروعی، میرقادری، "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی"، مرکز تحقیقات مسکن، اسفند ۱۳۸۲.
- [5] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، چاپ دوم، خرداد ۱۳۸۵.
- [6] میرقادری، مزروعی، دهقانی رنایی، "بررسی ضوابط طراحی و مشخصات فنی اتصال خورجینی و ارائه دستورالعمل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، ۱۳۷۹.
- [7] AISC, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, 2005.
- [8] AISC, American Institute of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Chicago, 2005.
- [9] AISC, American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification For Structural Steel Buildings, Chicago, Dec. 1999.
- [10] ANSYS Release 9.0 Documentation. Users's manual, theory. Swanson Analysis Systems, Inc, 2004.
- [11] Calado L. Cyclic behaviour of beam to column bare steel connection: Influence of column size. In: Mazzolani FM, editor. Moment resistant connections of steel frames in seismic areas. London: E & FN SPON; 2000.
- [12] Clark P., Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997
- [13] Deylami A, Moslehi Tabar A. Instability of beams with reduced beam section moment connections emphasizing the effect of column panel zone ductility. Journal of Constructional Steea Research, Elsevier, UK, 2005.
- [14] ETABS2000 Nonlinear Version 8.5.0, Users's manual, Computers and Structures, Inc, 2005
- [15] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Recommendede Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings, (FEMA-350), SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.

اتصال خورجینی خمشی با شکل پذیری ویژه

اردشیر دیلمی

دا نشکده مهندسی عمران و محیط زیست ، دانشگاه صنعتی امیرکبیر
deylamia@aut.ac.ir.

بهنام حیدری

دا نشکده مهندسی عمران و محیط زیست ، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تلفن
behnamheydari_80@hotmail.com

چکیده

اتصالات خورجینی در مقایسه با اجزاء اصلی سازه از نرمی (شکل پذیری) خیلی کمتری برخوردارند. برخی از محققین کشور با اضافه نمودن ورقهای گیرداری قائم، اتصال خورجینی رایج را تبدیل به یک اتصال گیردار با شکل پذیری زیاد جهت استفاده در ساختمانهای قاب خمشی ویژه نموده‌اند. جزئیات این اتصال جدید در قالب "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی" در اختیار متخصصین قرار گرفته است. در این پژوهش به منظور بررسی سختی، شکل‌پذیری و مقاومت اتصال پیشنهادی مطابق با آیین نامه AISC 2005 ابتدا مدل اجزای محدود یک نمونه آزمایشگاهی توسط نرم‌افزار ANSYS ساخته شد و مورد تایید قرار گرفت، سپس ۳ ساختمان ۸، ۶ و ۴ طبقه با قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده و رفتار سیکلی مدل اجزای محدود چند اتصال خمشی جدید از این ساختمانها مورد ارزیابی واقع شد. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که اتصال مورد مطالعه دارای شکل‌پذیری و سختی کافی بوده و براحتی بعنوان قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه مورد استفاده می‌باشد.

کلمات کلیدی: اتصال خورجینی، قاب خمشی فولادی، شکل‌پذیری، سختی، مقاومت، اجزای محدود، رفتار سیکلی، مقاوم‌سازی، ANSYS. ETABS

۱- مقدمه

در سالهای قبل اتصال خورجینی معمولترین نوع اتصال فلزی در ایران بوده است. استفاده از اتصال خورجینی به جهت عوامل اقتصادی، سرعت اجرا و سهولت کار در کشور رواج وسیعی در ساختمانهای فلزی پیدا کرد. گرچه امروزه با توجه به رواج انواع اتصالات ساده و گیردار فولادی، از اتصالات خورجینی به گستردگی سابق استفاده نمی‌شود، اما هنوز کاربرد این نوع اتصالات در



ساختمانهای فولادی کشورمان بخصوص در شهرستانها به چشم می‌خورد، به علاوه اینکه بسیاری از ساختمانهای فلزی نسبتاً قدیمی ایران نیز از نوع اتصال خورجینی می‌باشند که باید نسبت به بهسازی و تقویت آنها در مقابل زلزله‌های احتمالی هر چه زودتر اقدام نمود. اتصال خورجینی از صلبیت نسبتاً قابل توجهی برخوردار است و به همین دلیل، در قابهای اتصال خورجینی تحت نیروهای زلزله، لنگرهای بزرگی در اتصالات ایجاد می‌شود که بدلیل مقاومت کمتر اتصال نسبت به تیر و ستون، شکست در اتصال متمرکز شده و به علت رفتار ترد آن، اتصال خورجینی از محل جوشها گسیخته می‌شود و سقف فرو می‌ریزد [۳]. یکی از راه‌های افزایش شکل‌پذیری اتصالات خورجینی در برابر زلزله استفاده از ورقهای گیرداری قائم می‌باشد، که به طور خاص فرم اتصال مذکور را دستخوش دگرگونی می‌سازد. این نوع اتصال جدید توسط برخی از محققین در قالب "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی" [۴]، پیشنهاد شده و در اختیار متخصصین قرار گرفته است.

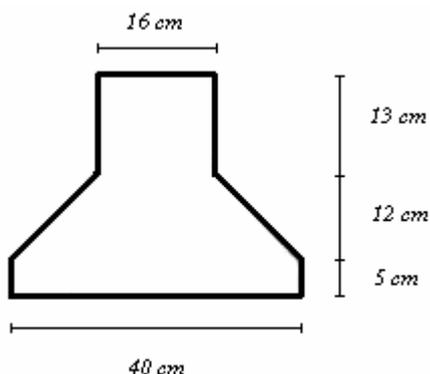
۲- کلیات

مطالعه حاضر به ارزیابی اتصال خورجینی گیردار با صفحات قائم، که در پیش‌نویس مزبور توصیه شده است، می‌پردازد. در این پژوهش به منظور بررسی سختی، شکل‌پذیری و مقاومت این اتصال جدید، مطابق با آیین‌نامه AISC 2005 [7] ابتدا مدل اجزای محدود یک نمونه آزمایشگاهی توسط نرم‌افزار ANSYS [۱۰] ساخته شد و مورد تایید قرار گرفت، و سپس ۳ ساختمان ۸، ۶ و ۴ طبقه قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه در نظر گرفته شده و به طور کامل مطابق آیین‌نامه‌های ایران [۱] و [۵]، توسط نرم‌افزار ETABS [۱۴] تحلیل و طراحی شدند. از ساختمانهای مورد مطالعه ۵ اتصال با نسبت تنشهای بحرانی انتخاب شدند و مطابق پیش‌نویس مزبور مورد طراحی قرار گرفتند، سپس رفتار سیکلی این اتصالات به صورت اجزای محدود مورد مطالعه واقع شد [۲].

۳- مدلسازی عددی نمونه ساخته شده در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

به منظور اعتبار بخشی به مدل‌های اجزای محدود مورد مطالعه، ابتدا نمونه آزمایشگاهی ساخته شده توسط دهقانی، میرقادری و مزروعی [۶]، مدلسازی عددی شد و رفتار و منحنیهای ممان- دوران آنها با یکدیگر مقایسه شده و در نهایت مورد تایید قرار گرفت [۲]. مشخصات اجزای مدل به این صورت است: ستون از دو پروفیل IPE180 که فاصله محور تا محور آنها ۱۸ سانتیمتر می‌باشد، طول ستون ۱۹۵ سانتیمتر، تیرها از IPE180 به طول ۱۶۰ سانتیمتر تشکیل شده‌اند، نشیمنگاه تیر شامل ورقی به ابعاد ۱۱*۳۶ سانتیمتر مربع و ضخامت ۱ سانتیمتر است. شکل ۱ نمایانگر مدل آزمایشگاهی است. ورقهای گیرداری دارای ضخامت ۱/۵ سانتیمتر و ابعاد مشخص شده در شکل ۲ است. پوشش ستون در محل زیر ورقهای گیرداری ورقی به ابعاد ۹۰*۲۰ سانتیمتر مربع و ضخامت ۱ سانتیمتر می‌باشد. ضخامت جوشهای ورق گیرداری به ستون و تیر و ورق نشیمن و همچنین جوش سخت‌کننده‌های جان تیر به جان و بالهای تیر ۸ میلیمتر است.



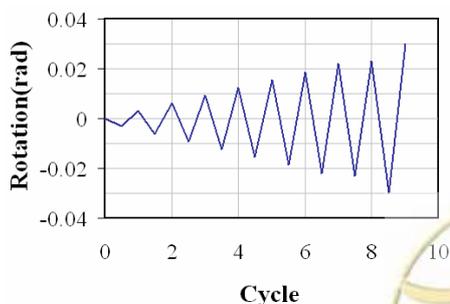


شکل ۲: ابعاد ورق گیرداری نمونه آزمایشگاهی [۶]

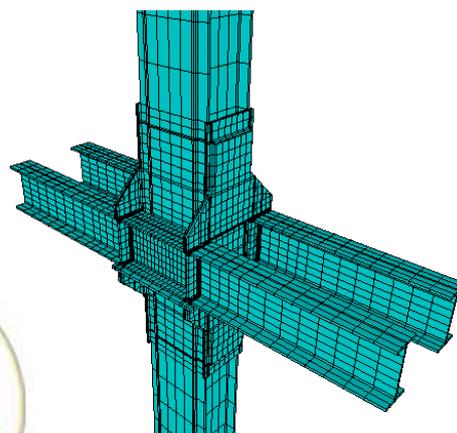


شکل ۱: نمونه آزمایشگاهی [۶]

با توجه به آزمایش استاندارد کشش فولاد ISIRI/1014 بر روی جان تیرها [۶] تنش تسلیم فولاد ۳۷۲۷ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بدست آمده است. برای کاهش زمان تحلیل اجزای محدود از یک منحنی تنش- کرنش دو خطی استفاده شده است. ضریب الاستیسیته فولاد که برابر شیب خط اول منحنی است $2.14 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد و شیب خط دوم در حدود ۱ درصد شیب قسمت خطی است. با توجه به مشاهدات حاصل از آزمایش که علت تسلیم اتصال، تسلیم برشی چشمه اتصال عنوان شده است، قانون سخت شوندگی در نظر گرفته شده قانون سخت شوندگی ایزوتروپیک می باشد. منحنی تنش - کرنش جوش به صورت الاستیک - پلاستیک با تنش تسلیم ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع که مربوط به الکتروود به کار رفته می باشد، در نظر گرفته شده است. بدلیل تقارن نمونه آزمایشگاهی تنها نیمی از آن بوسیله نرم افزار اجزای محدود مدل شده است. برای مدل سازی در نرم افزار از المان SOLID45 استفاده شده، و برای مدل سازی تماس بین تیر و نبشی نشیمن، المانهای سه بعدی CONTACT173 و TAREGET170 بکار رفته است (شکل ۳). بارگذاری اعمالی به مدل به صورت سیکی و مطابق با شکل ۴ است. شکل های ۵ و ۶ نیز به ترتیب منحنی چرخه ای ممان دوران مدل اجزای محدود و پوش حاصل از منحنی های ممان - دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود را نشان می دهند. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می شود پوش حاصل از مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی تطابق نسبتاً خوبی با یکدیگر دارند. برای مطالعه بیشتر می توانید به مرجع [۲] مراجعه نمایید.

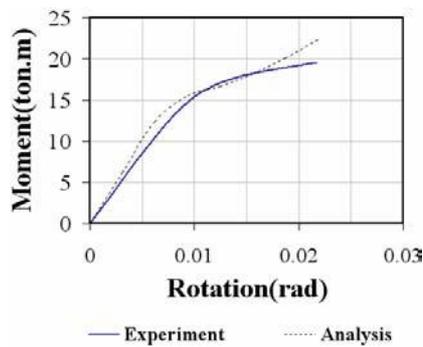


شکل ۴: دوران اعمالی به اتصال ساخته شده در مرکز تحقیقات مسکن [۶]

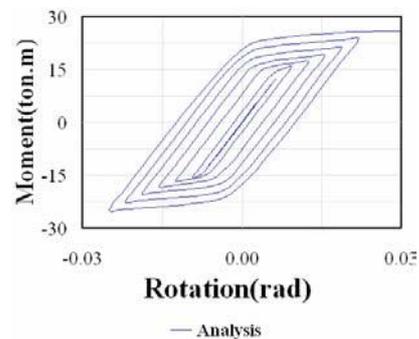


شکل ۳: مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی





شکل ۶: مقایسه پوش حاصل از منحنی‌های ممان-دوران نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود [۲]



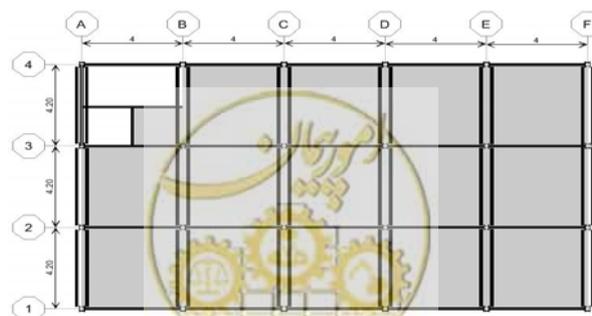
شکل ۵: منحنی چرخه‌ای ممان-دوران مدل اجزای محدود نمونه آزمایشگاهی [۲]

۴- مشخصات ساختمانهای مورد مطالعه و اتصالات انتخاب شده

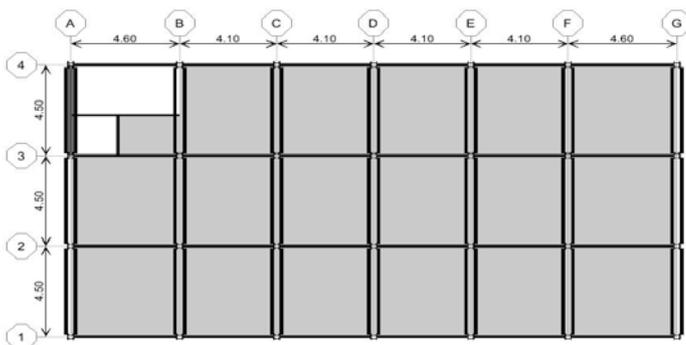
به منظور بررسی رفتار اتصال جدید مطابق با "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی"، ۴ ساختمان با مشخصات ذیل انتخاب شده‌اند: کاربری ساختمانهای مسکونی است، خاک، نوع II، سقفهای ساختمان (سیستم باربر ثقلی) از نوع سقف تیرچه بلوک با بلوکهای به ارتفاع ۲۵ سانتیمتر، سیستم باربر جانبی ساختمان در دو جهت قاب خمشی ویژه، فولاد مورد استفاده از نوع ST-37 با مقاومت جاری شدن حداقل ۲۴۰۰ ک بر سمم و مقاومت نهایی ۳۷۰۰ ک بر سمم می‌باشد. تیرهای در جهت Y از نوع خورجینی و مقاطع آنها IPE می‌باشد، تیرهای در جهت X، به صورت ساده و مقاطع آنها IPE است. برای ستونها از پروفیل‌های دویل IPE همراهم با ورق پوششی استفاده شده است. بار مرده سقف طبقات با احتساب پارتیشن‌ها ۶۴۰ ک بر متر مربع، بار مرده بام ۶۲۰ ک بر متر مربع و بار مرده راه پله ۶۵۰ ک بر متر مربع فرض شده است. ارتفاع تمام طبقات ۳ متر است. جدول ۱ مشخص کننده تعداد طبقات و شکل ۷ نمایانگر پلان ساختمانهای مورد مطالعه می‌باشد.

جدول ۱: تعداد طبقات ساختمانهای مورد مطالعه

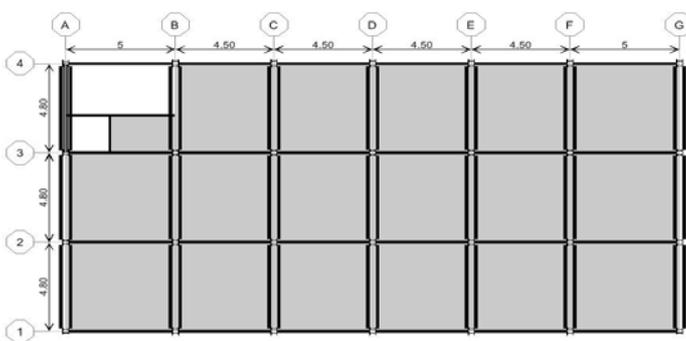
تعداد طبقات	شماره ساختمان
4	1
6	2
8	3



پلان ساختمان شماره ۱



پلان ساختمان شماره ۲



پلان ساختمان شماره ۳

شکل ۷: پلان ساختمانهای مورد مطالعه [۲]

۵- مشخصات نمونه اتصالات انتخاب شده

با توجه به تحلیل و طراحی ساختمانهای فوق و بررسی دریافتهها و تغییر مکانهای غیرخطی آنها مطابق آیین نامه ۲۸۰۰، اتصالاتی که دارای حداکثر مقدار تنشهای موجود به تنشهای مجاز بودند به عنوان نمونه انتخاب شدند و مشخصات مورد نیاز آنها مطابق پیش نویس از ساختمانهای استخراج شد. مشخصات مورد نظر را در جدول ۲ ملاحظه می نمایید. پارامترهای بکار رفته در جدول مذکور به شرح زیر است:

Vg1: نیروی برشی انتهایی هر یک از تیرهای سمت راست گره ناشی از نیروهای ثقلی (بارهای مرده و زنده).

Vg2: نیروی برشی انتهایی هر یک از تیرهای سمت چپ گره ناشی از نیروهای ثقلی (بارهای مرده و زنده).

Lb1: طول تیرخورجینی دهانه سمت راست.

Lb2: طول تیرخورجینی دهانه سمت چپ.

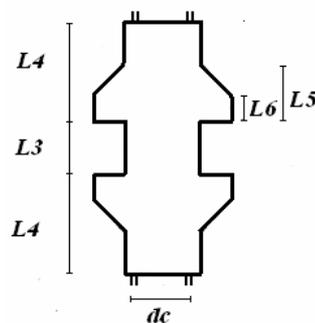


جدول ۲: مشخصات مدل‌های مورد مطالعه [۲]

مدل	ساختمان مورد مطالعه	شماره طبقه	گروه مورد مطالعه در ساختمان	تیر خورجینی	ton)(Vg1	ton)(Vg2	Lb1(cm)	Lb2(cm)
KHV01	1	4	C-2	IPE180	3.1	3.3	420	420
KHV02	1	3	E-2	IPE200	3.4	3.5	420	420
KHV03	1	2	B-2	IPE220	3.4	3.4	420	420
KHV04	2	2	B-2	IPE240	4.0	4.0	450	450
KHV05	3	2	B-2	IPE270	4.3	4.4	480	480

۶- طراحی اتصالات بر اساس نیروهای حاصل از تحلیل ساختمانها

ورق‌های گیرداری قائم، به طور کامل مطابق با پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی مورد طراحی قرار گرفتند. شکل ۸ نشان‌دهنده ابعاد ورق گیرداری قائم می‌باشد، همچنین جدول ۳ بیانگر پارامترهای طراحی شده است. که در آن t ، ضخامت ورق گیرداری، t_z ، حداقل ضخامت ورق تقویتی برشی مورد نیاز در جان تیرها و a ، ضخامت ساق جوش بکار رفته در اتصال می‌باشد.



شکل ۸: ابعاد ورق گیرداری قائم [۴]

جدول ۳: جزئیات اتصالات طراحی شده (کلیه ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشد) [۲]

مدل	L1	L2	L3	L4	L5	L6	t	t _z	a
KHV01	96	210	182	238	192	58	18	5.2	6
KHV02	105	210	202	320	210	63	18.7	5.6	6
KHV03	115	230	222	258	230	69	20	6.1	8
KHV04	125	276	242	340	250	75	22.6	6.8	8
KHV05	140	310	272	380	280	84	23	7.6	8

۷- رفتار مصالح

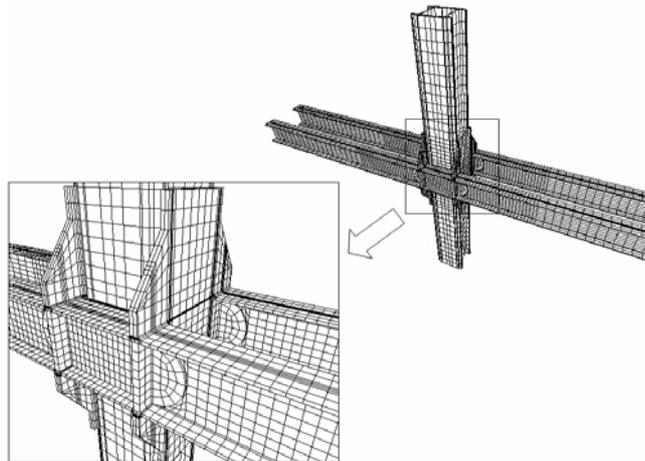
جنس فولاد مورد مطالعه ST-37 می باشد که برای مدل کردن رفتار آن از مدل تنش کرنش دو خطی استفاده شده است. ضریب الاستیسیته فولاد $2.0 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ تنش تسلیم آن برابر با ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است که در این نقطه دارای کرنشی تقریباً برابر ۰/۰۰۱۲ است. پس از نقطه تسلیم منحنی با شیب خط دوم به روند صعودی خود ادامه می دهد تا به تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع که دارای کرنش ۰/۲ است، برسد. لازم به ذکر است برای کاهش زمان مدلسازی در نقاط دور از ناحیه اتصال از مصالح الاستیک استفاده شده است. پس از بررسی های صورت گرفته بر روی مدل های اجزای محدود و نتایج حاصل از آزمایشها بدلیل جوش شدن ورق گیرداری قائم به بال پایینی تیر و استفاده از ورق تقویتی برشی در جان تیر نوع تسلیم اتصال به تسلیم خمشی تغییر می یابد، به همین دلیل قانون سخت شوندگی در نظر گرفته شده قانون سخت شوندگی جنبشی می باشد. معیار تسلیم، تنش برآیند فون میسر در نظر گرفته شده است.

۸- المانهای مدل

برای مدلسازی از المان SOLID45 استفاده شده است. همچنین برای مدلسازی سطح تماس بین ورقهای گیرداری با لبه ستون از المانهای CONTACT173 و TAREGET170 استفاده شده است.

۹- مدلسازی، مش بندی و شرایط مرزی

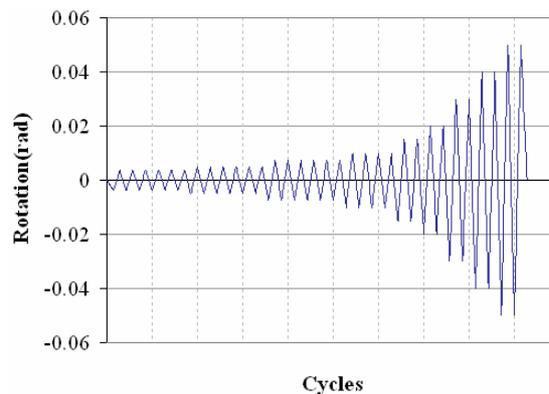
بدلیل تقارن نمونه های مورد مطالعه، تنها نصف آنها، یعنی یکی از تیرهای خورجینی به علاوه نیمی از ستون، مدلسازی شده است. و برای درک بهتر مش بندی و توزیع تنش و کرنش در شکلهای نیم دیگر را گسترش دادیم. شرایط مرزی به گونه ای در نظر گرفته شده است که تکیه گاه پایین ستون به صورت مفصلی عمل نماید. برای جلوگیری از تمرکز تنش در قسمت پایین ستون یک صفحه الاستیک قرار داده شده است و درجات آزادی گره های پایینی در تار میانی صفحه در محور ستون در جهت افقی و قائم مقید شده اند. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه، تمامی گره ها در تکیه گاه پایین ستون در جهت جانبی (عمود بر صفحه) مقید شده اند. در قسمت بالای ستون برای توزیع یکنواخت بار یک صفحه الاستیک قرار داده شده است. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه ستون تمامی گره های قسمت بالایی صفحه در جهت جانبی مقید شده اند. بارگذاری روی گره وسط صفحه الاستیک در جهت افقی انجام می گیرد. انتهای تیرها به صورت غلطکی در نظر گرفته شده است تا بتواند به صورت افقی حرکت نماید. برای مدلسازی این شرایط گره های انتهایی تیرها در جهت قائم مقید شده اند. همچنین برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه انتهای تیرها تمام گره های انتهایی تیرها در جهت جانبی مقید شده اند. برای جلوگیری از کمناش جانبی - پیچشی تیرها گره های کناری بال تیرها در قسمتهای بین تکیه گاه های جانبی انتهای تیر تا ستون در جهت جانبی مقید شده اند. فاصله تکیه گاه های جانبی در مدل های مختلف طوری تنظیم شده است که از فاصله تکیه گاه های جانبی که در آیین نامه AISC2005 [۸] توصیه شده است، کمتر باشد. مش بندی مدل به گونه ای انجام شده است که در اتصال و اطراف آن که احتمال تمرکز تنش بیشتری وجود دارد، از المانهای کوچکتری استفاده گردد (شکل ۹).



شکل ۹: نمونه‌ای از مش‌بندی مدل‌های اجزای محدود [۲]

۱۰- بارگذاری

برای بررسی رفتار اتصال از بارگذاری سیکلی استفاده می‌شود. بارگذاری استفاده شده، بارگذاری استاندارد SAC97 [۱۲] می‌باشد که در آیین‌نامه لرزه‌ای AISC [۸] و FEMA350 [۱۵] نیز توصیه شده است (شکل ۱۰).



شکل ۱۰: بارگذاری سیکلی اعمالی به نمونه‌ها

۱۱- تحلیل سازه

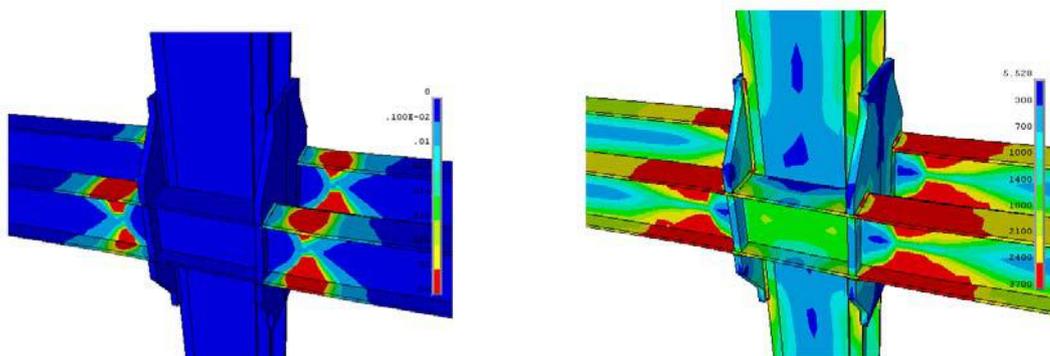
تحلیل انجام شده تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. تحلیل غیرخطی انجام شده تحلیل غیرخطی مادی، تحلیل غیرخطی هندسی و تحلیل غیرخطی تماسی را شامل می‌شود.

۱۲- توزیع تنش و کرنش

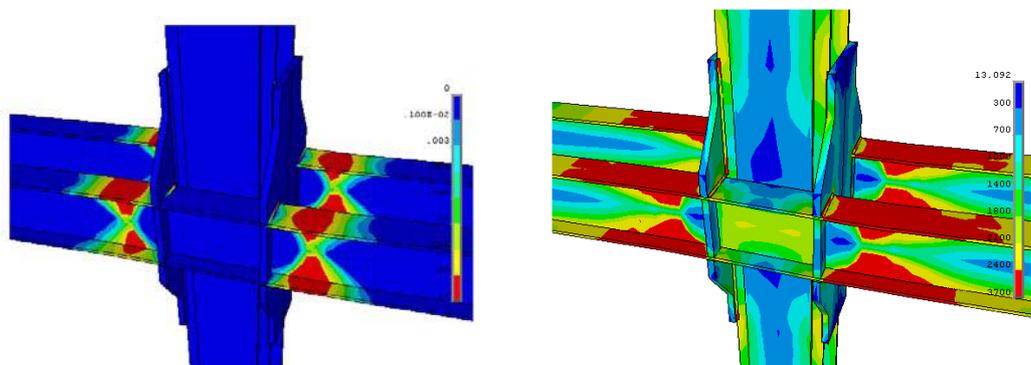
در شکل‌های ۱۱ تا ۱۶ توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل برای مدل‌های مورد مطالعه در زاویه دریفت ۰/۰۵ رادیان نمایش داده شده است. برای مشاهده بهتر توزیع تنشها در تیر، صفحه تقویت برشی جان به طور مجازی برداشته شده است. با توجه به توزیع تنشهای ارائه شده مشاهده می‌شود که مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال و در تیر تشکیل می‌شود. توزیع کرنشهای



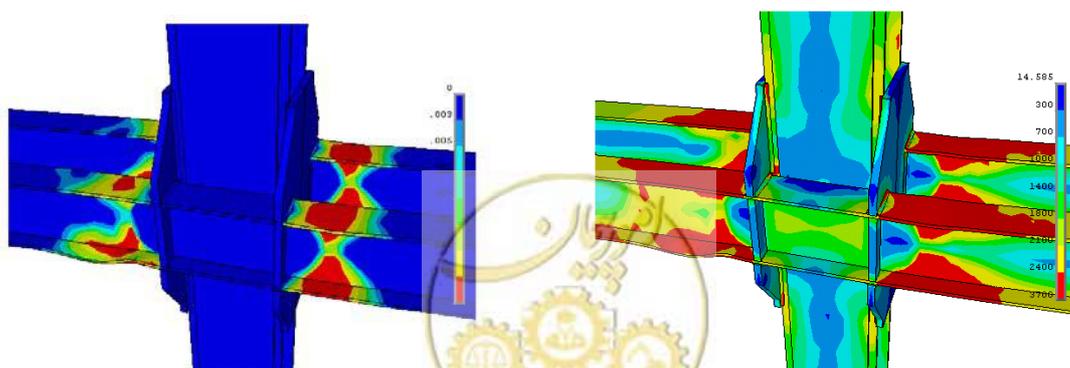
پلاستیک معادل نیز به خوبی این موضوع را تایید می کند. همانگونه که مشاهده می کنید، در تمامی مدلها تنشها در چشمه اتصال در حالت الاستیک باقی می ماند. دلیل الاستیک باقی ماندن تنشها در چشمه اتصال وجود صفحات گیرداری قائم در وجه ستون می باشد که موجب می شوند تمام ظرفیت خمشی تیر بدون هیچگونه مشکلی انتقال یابد. تنشها عمدتاً در ستونها و ورقهای گیرداری در حد پایینی قرار دارند و فقط در قسمت بالا و پایین اتصال بال ستونها، به ورقهای گیرداری توسط جوشها، تنشها مقداری از حد تسلیم فراتر می روند. کماتش موضعی ایجاد شده در بال و جان تیر در نزدیکی ورقهای گیرداری خارج از چشمه اتصال با عمیقتر شدن تیرها افزایش می یابد. بطور کلی از توزیع تنشها و کرنشهای نشان داده شده می توان نتیجه گرفت که رفتار سیستم اتصال خورجینی با صفحات گیرداری قائم شکل پذیر بوده و قسمت عمده شکل پذیری در اثر تشکیل مفصل پلاستیک در تیر تامین می گردد.



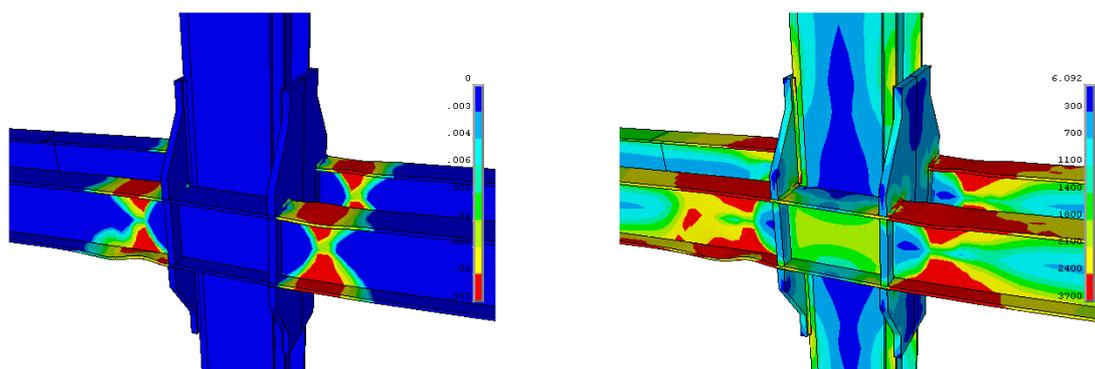
شکل ۱۱: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 0.5° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV01 [۲]



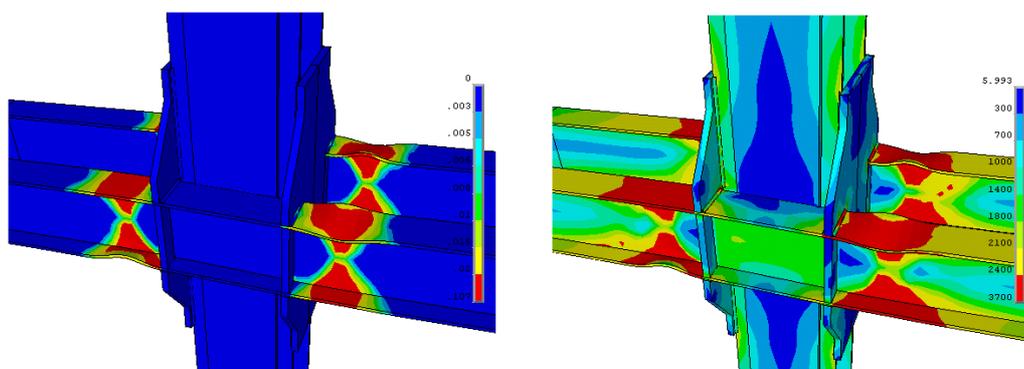
شکل ۱۲: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 0.5° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV02 [۲]



شکل ۱۳: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت 0.5° در بارگذاری سیکلی، مدل KHV03 [۲]



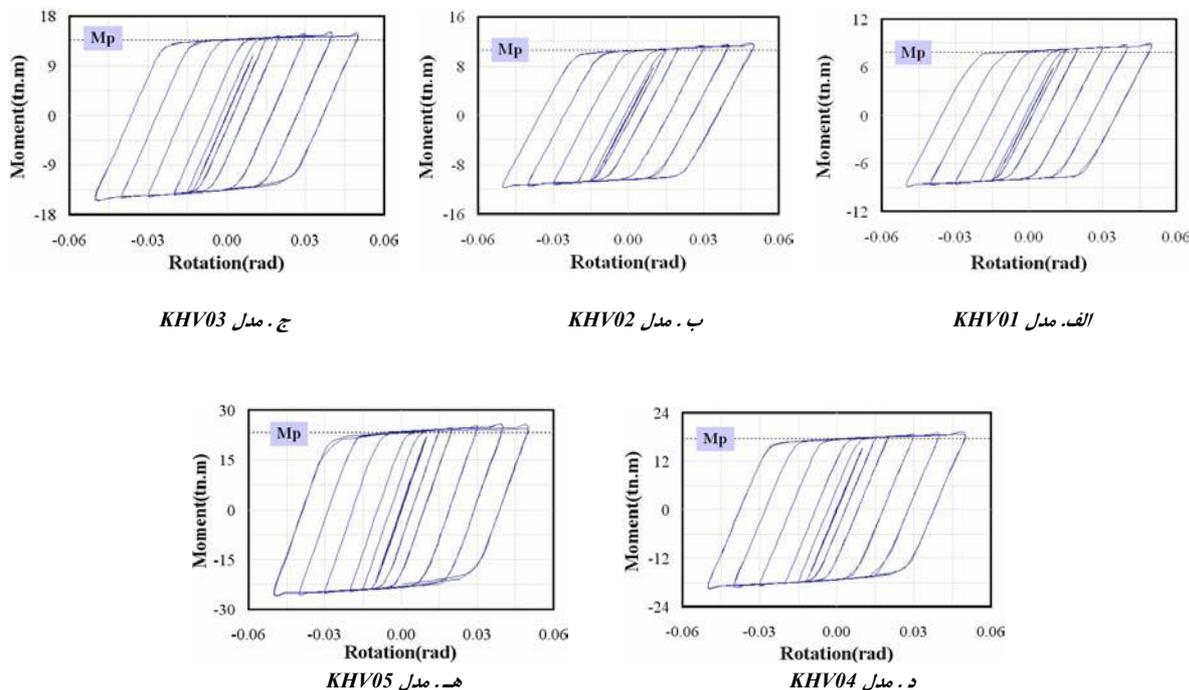
شکل ۱۴: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت $0.5/0$ رادیان در بارگذاری سیکلی، مدل KHV04 [۲]



شکل ۱۵: توزیع تنش فون میسزو کرنش پلاستیک معادل در زاویه دریفت $0.5/0$ رادیان در بارگذاری سیکلی، مدل KHV05 [۲]

۱۳- منحنی‌های هیستریزیس لنگر- دوران (زاویه دریفت)

منحنی‌های هیستریزیس بدست آمده از بارگذاری سیکلی برای تمامی مدلها رسم شده‌اند. لازم به ذکر است که در منحنی‌های لنگر- زاویه دریفت، لنگر در وجه ستون در نظر گرفته شده است. خط افقی رسم شده خط M_p می‌باشد که برای بررسی شرایط قاب خمشی ویژه با توجه به ضوابط آیین‌نامه لرزه‌ای AISC2005 [8] و بررسی مقاومت اتصال رسم شده است. در آیین‌نامه لرزه‌ای AISC2005 [8] ذکر شده است که در قابهای خمشی ویژه مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه دریفت $0.4/0$ رادیان نباید از ۸۰ درصد لنگر پلاستیک تیر کمتر باشد. گرچه در مدل‌های با تیر عمیقتر کماتش موضعی در بال و جان تیر باعث افت منحنی هیستریزیس لنگر دوران در سیکل‌های آخر شده است ولیکن همانگونه که مشاهده می‌نمایید در تمامی مدلها مقدار لنگر در وجه ستون در زاویه دوران $0.4/0$ رادیان از M_p نیز بیشتر می‌باشد. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که اتصال مورد نظر قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را دارا می‌باشد.



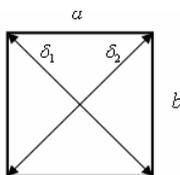
شکل ۱۴: منحنی‌های هیستریزیس ممان- دوران [۲]

۱۴- منحنی‌های هیستریزیس لنگر- زاویه چرخش چشمه اتصال

برای بررسی چرخش چشمه اتصال، منحنی‌های لنگر در وجه ستون نسبت به زاویه چرخش چشمه اتصال برای تمامی مدلها رسم شده است. زاویه چرخش اتصال از رابطه ۱ بدست می‌آید.

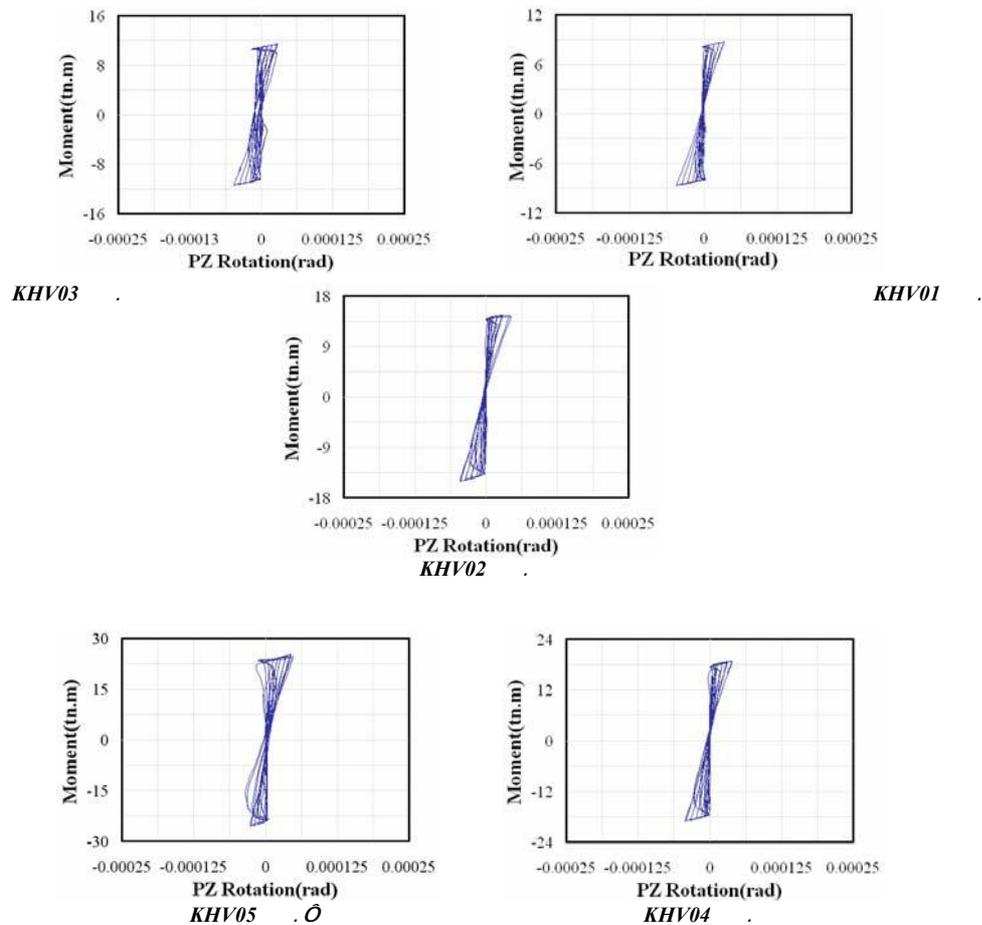
$$\gamma_{pz} = \frac{\sqrt{(a^2 + b^2)}}{2ab} (\delta_1 - \delta_2) \tag{1}$$

که در آن a و b ابعاد اولیه چشمه اتصال و δ_1 و δ_2 تغییر در طول قطرهای چشمه اتصال می‌باشند. این پارامترها را در شکل ۱۷ نشان داده شده است.



شکل ۱۷. ابعاد چشمه اتصال

همانگونه که در شکل‌های ۱۸ مشاهده می‌کنید چرخش چشمه اتصال بسیار ناچیز می‌باشد. زیرا صفحات گیرداری قائم باعث می‌شوند که محل اتلاف انرژی و تغییر شکل اتصال در خارج از ستون و در تیر اتفاق افتد و عملکرد چرخشی کاملاً از مشارکت ناحیه چشمه اتصال مستقل است.



شکل ۱۸: منحنی‌های لنگر- زاویه چرخش چشمه اتصال [۲]

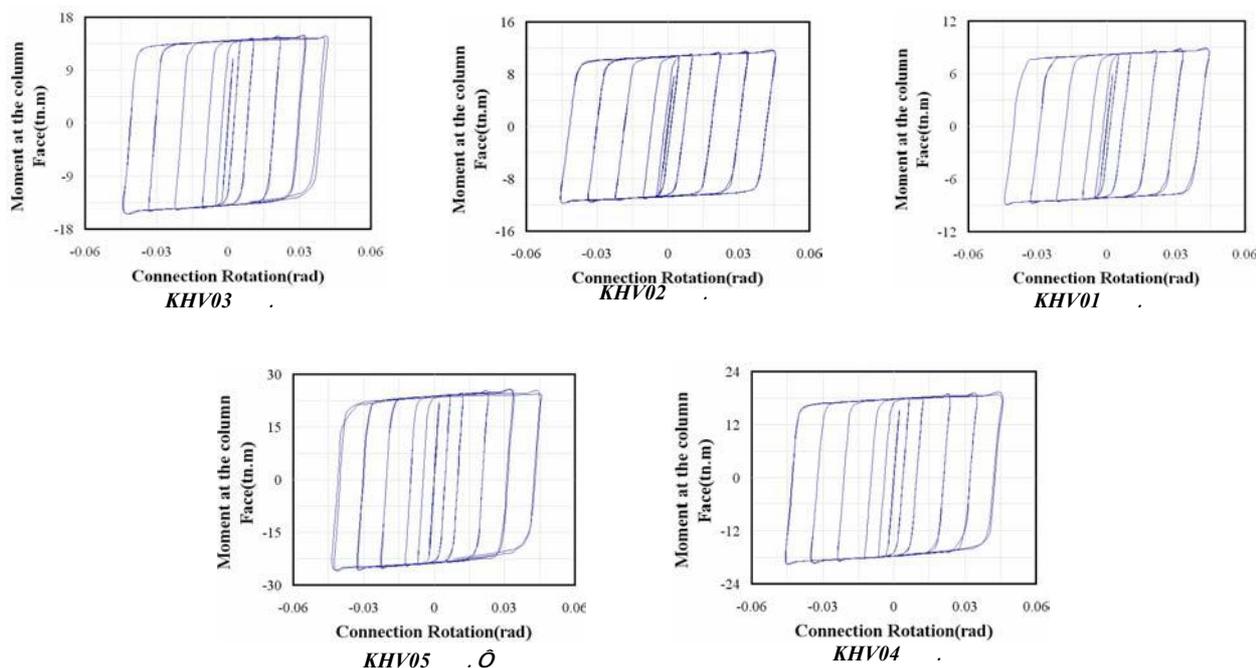
۱۵- طبقه‌بندی اتصال براساس سختی

برای طبقه‌بندی اتصال بر اساس سختی باید نمودار لنگر- چرخش اتصال را بدست آوریم. برای بدست آوردن چرخش ایجاد شده در اعضای اتصال ϕ_C از رابطه ۲ استفاده شده است [۱۱].

(۲)

$$\phi_C = \frac{((\delta_A - \delta_B) - (\delta_C - \delta_D))}{(h_b - t_{fb})}$$

نقاط A و C در فاصله حدود ۲۰ سانتیمتر از ورق‌های قائم و به ترتیب بر روی بال پایینی و بالایی تیر قرار دارند و نقاط B و D نیز به ترتیب بر روی وجه بیرونی پایین و بالای ورق‌های گیرداری مستقرند. $\delta_A, \delta_B, \delta_C, \delta_D$ تغییر مکان افقی نقاط ذکر شده است. t_{fb} و h_b نیز ارتفاع و ضخامت بال تیر می‌باشند. شکل ۱۹ منحنی‌های لنگر- چرخش اتصالات را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که منحنی‌های رسم شده میانگین چرخش در سمت راست و چپ اتصال است.



شکل ۱۹. منحنی‌های لنگر چرخش اتصال [۲]

۱۶- بررسی نتایج (طبقه‌بندی بر اساس آیین نامه AISC2005)

۱۶-۱- طبقه‌بندی بر اساس معیار مقاومت

اتصال کاملاً مقاوم است که مقاومت آن از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر بیشتر باشد. با توجه به منحنی‌های هیستریزیس لنگر- دوران بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود مشاهده می‌شود که در تمامی مدلها مقاومت اتصال از ظرفیت خمشی پلاستیک تیر بیشتر است. بنابراین این اتصال، مطابق آیین نامه AISC2005 [۹] یک اتصال کاملاً مقاوم یا (FR) می‌باشد.

۱۶-۲- طبقه‌بندی بر اساس معیار سختی

با توجه به نمودارهای لنگر- چرخش اتصال سختی سکانت K_s که مقدار آن برابر M_s/θ_s می‌باشد، برای تمامی مدلها در جدول ۴ محاسبه شده است. M_s لنگر و θ_s چرخش تحت بارهای سرویس می‌باشد. $M_s = F_y \times S$ در نظر گرفته شده است. F_y تنش تسلیم فولاد و S اساس مقطع تیر می‌باشد. اگر $K_s L/EI \geq 20$ اتصال کاملاً گیردار و اگر $K_s L/EI \leq 2$ اتصال ساده می‌باشد. البته عدد ۲۰ یک عدد کاملاً قطعی نیست. اتصالات با سختی بین این دو حد نیمه گیردار هستند. EI صلبیت خمشی تیر و L طول تیر می‌باشد.



جدول ۴: طبقه بندی اتصال خورجینی باصفحات گیرداری قائم بر اساس سختی [۲]

مدل	Ms(kg.cm)	rad)(Θs	Ks(kg.cm)	Ix-x (cm ⁴)	L(cm)	EI / L (kg.cm)	Ks.L/EI
KHV01	3.50E+05	0.00262	1.34E+08	1320	420	6.29E+06	21.3
KHV02	4.66E+05	0.00250	1.86E+08	1940	420	9.24E+06	20.2
KHV03	6.05E+05	0.00208	2.91E+08	2770	420	1.32E+07	22.0
KHV04	7.78E+05	0.00220	3.53E+08	3890	450	1.73E+07	20.4
KHV05	1.03E+06	0.00210	4.90E+08	5790	480	2.41E+07	20.3

مقادیر $K_s L / EI$ برای تمامی مدلها بیشتر از ۲۰ می‌باشند. بنابراین می‌توان این سیستم اتصال را کاملاً گیردار در نظر گرفت.

۱۷- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده حاکی از آن است که اتصال مزبور، دارای شکل‌پذیری، مقاومت و سختی کافی بوده و در نتیجه قابلیت استفاده در قابهای خمشی ویژه را دارا می‌باشد و می‌توان از آن در بهسازی و مقاوم‌سازی ساختمانها در برابر زلزله استفاده نمود.

منابع و مراجع

- [1] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، چاپ سوم، آذر ۱۳۸۴.
- [2] دیلمی، حیدری، "بررسی رفتارسیکلی اتصالات خورجینی اصلاح شده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیرکبیر ۱۳۸۵.
- [3] مقدم، حسن، مهندسی زلزله - مبانی و کاربرد، انتشارات فراهنگ، چاپ دوم، ۱۳۸۲.
- [4] مقدم، مزروعی، میرقادری، "پیش‌نویس ضوابط طراحی و اجرای ساختمانهای اتصال خورجینی"، مرکز تحقیقات مسکن، اسفند ۱۳۸۲.
- [5] مقررات ملی ساختمان ایران، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، چاپ دوم، خرداد ۱۳۸۵.
- [6] میرقادری، مزروعی، دهقانی رانی، "بررسی ضوابط طراحی و مشخصات فنی اتصال خورجینی و ارائه دستورالعمل"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، ۱۳۷۹.
- [7] AISC, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, 2005.
- [8] AISC, American Institute of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", Chicago, 2005.
- [9] AISC, American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification For Structural Steel Buildings, Chicago, Dec. 1999.
- [10] ANSYS Release 9.0 Documentation. Users's manual, theory. Swanson Analysis Systems, Inc, 2004.
- [11] Calado L. Cyclic behaviour of beam to column bare steel connection: Influence of column size. In: Mazzolani FM, editor. Moment resistant connections of steel frames in seismic areas. London: E & FN SPON; 2000.
- [12] Clark P., Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Test and other Experimental Specimen, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997
- [13] Deylami A, Moslehi Tabar A. Instability of beams with reduced beam section moment connections emphasizing the effect of column panel zone ductility. Journal of Constructional Steea Research, Elsevier, UK, 2005.
- [14] ETABS2000 Nonlinear Version 8.5.0, Users's manual, Computers and Structures, Inc, 2005.
- [15] Federal Emergency Management Agency (FEMA), Recommendede Seismic Design Criteria for New Welded Steel Moment Frame Buildings, (FEMA-350), SAC Joint Venture, Sacramento, California, 2000.

ارزیابی کاربرد سیستم پانلهای پیش ساخته سبک در تقویت قابهای خمشی فولادی موجود

امیر ابریشم فروشان اصل

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشگاه صنعتی امیر کبیر
aslabrisham@yahoo.com

محمد زمان کبیر

دانشیار گروه سازه دانشگاه صنعتی امیر کبیر
mzkabir@aut.ac.ir

چکیده

پانلهای پیش ساخته متشکل از دولایه بتن مسلح شده و یک هسته عایق پلی استایرن با ضخامتهای مختلف برای تامین ویژگیهای مورد نیاز می باشد. شبکه های مفتولی تقویت کننده ، برای اطمینان از استحکام مکانیکی بالای پانلها توسط خرپاهای قطری به طور مناسبی به هم جوش شده اند. این پانلها می تواند به جای دیوارهای آجری ، سفالی پیش ساخته و یا دیوارهای با اسکلت فلزی-بتنی استفاده شود. این پانل سیستم ساختمانی مناسب برای کف ، سقف و بام می باشد و در ساختمانهای تا چهار طبقه (طبق آخرین آزمایش دانشگاه امیر کبیر) بدون اسکلت و در ساختمانهای بلندتر به صورت مختلط با سیستم قاب بتنی یا فلزی قابل استفاده است. با توجه به تاریخچه تحقیقات یکی از مواردی که کمتر بدان پرداخته شده رفتار لرزه ای سیستم ترکیبی قاب خمشی فولادی با این پانلها با سایر سیستمهای سازه ای مانند قابهای ساختمانی می باشد. در این مقاله ضمن معرفی سیستم و بررسی تاریخچه تحقیقات بر روی پانلهای پیش ساخته سبک، در مورد نتایج مطالعات عددی روی قابهای خمشی فولادی تقویت شده با دیوارهای سبک پیش ساخته تحت بارهای زلزله و در ادامه در مورد چگونگی اجرا و تاثیر بر رفتار لرزه ای این قابها بحث شده است. در پایان نتیجه می شود که ظرفیت باربری این سیستم ترکیبی نسبت به حالت قاب تنها افزایش قابل ملاحظه ای یافته است و همچنین با توجه به افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه در حالت ترکیبی ، استفاده از این پانلها در تقویت قابهای فولادی روش مناسبی می باشد.

واژه های کلیدی: قاب خمشی فولادی-پانل پیش ساخته سبک-بارهای زلزله- تقویت

۱- مقدمه

یکی از روشهای ساخت وساز که اخیراً در کشور ایران شروع به توسعه نموده است و مؤسسات و مراکز تحقیقاتی مختلف همگام با تولید و اجراء، به تدوین مقررات و انجام آزمایشات و مطالعات فراوان اقدام نموده‌اند، روش ساختمان‌سازی با استفاده از پانلهای پیش‌ساخته ساندویچی بوده که در واقع یک روش نیمه پیش‌ساخته سبک جهت ساخت سازه‌های بتن آرمه می‌باشد. از آنجا که کلیه اعضای باربر در این گونه ساختمانها پانلهای ساندویچی هستند (یعنی این پانلها عضو باربر هم در جهت قائم و هم در جهت افقی می‌باشند)، لذا بررسی رفتار این پانلها در مواجهه با بارهای افقی ناشی از زلزله امری اجتناب‌ناپذیر است. همانطور که می‌دانیم چنانچه بخواهیم سازه هم نیروهای بزرگ حاصل از زلزله را تحمل کند و هم مقرون به صرفه باشد، بایستی در هنگام اعمال نیروهای زلزله از محدوده ارتجاعی خود بگذرد و وارد قلمرو رفتار غیرارتجاعی خود گردد. به عبارت دیگر سازه دارای مقاومتی کمتر از مقاومت نیاز (مقاومت متناسبی در سازه که برای زلزله طرح مورد نیاز است) باشد، اما در عوض با پذیرش تغییر شکل و تغییر مکانهای زیاد با ورود به رفتار غیر ارتجاعی قادر باشد بخش قابل توجهی از انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک نماید. چنین سازه‌ای یک سازه شکل‌پذیر است.

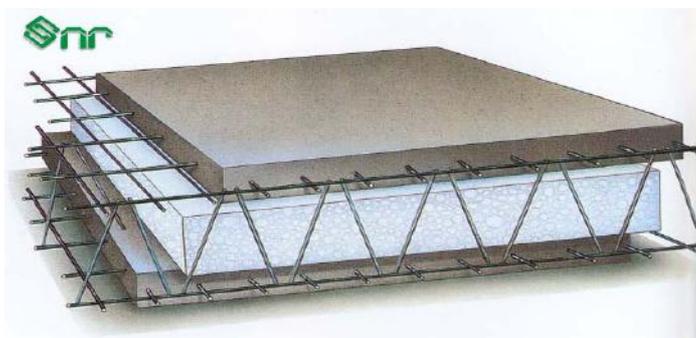
پانلهای ساندویچی را می‌توان از نظر کاربردشان در ساختمان شبیه به دیوارهای برشی معمولی دانست. دیوارهای برشی معمولی به علت داشتن طول زیاد، مقاومت خمشی و برشی قابل توجه و دارا بودن سختی نسبتاً بالا یکی از مهمترین اعضای سازه‌ای در مهار نیروهای جانبی می‌باشند. آن چیز که در این دیوارها قابل توجه است این است که در یک ساختمان واقعی، دیوار برشی به تنهایی موثر نیست، بلکه دیوار به وسیله تیرها یا اعضای دیگر در تمام جهات به ستونهای مجاور مرتبط می‌شود و این اعضا در محدود ساختن تغییرشکل دیوار نقش بسزایی دارند [1].

با توجه به ناشناخته بودن رفتار پانلهای پیش ساخته سبک خصوصاً هنگام ترکیب با اسکلت سازه‌ای، در حال حاضر از این سیستم برای تقویت استفاده نمی‌شود و تنها به صورت تیغه‌های جداکننده به همراه اسکلت مورد استفاده قرار می‌گیرد. این پانلها به دلیل سهولت اجرا و وزن کمتر نسبت به دیوار برشی می‌تواند یکی از روشهای مناسب تقویت ساختمانهای موجود باشد. در این مقاله ضمن معرفی این سیستم و بررسی تاریخچه تحقیقات پانل پیش ساخته سبک، در مورد نتایج مطالعات عددی روی قابهای خمشی فولادی تقویت شده با دیوارهای سبک پیش ساخته تحت بارهای زلزله و در ادامه در مورد چگونگی اجرا و تاثیر بر رفتار لرزه‌ای این قابها بحث شده است.

۲- معرفی پانلهای پیش ساخته سبک

پانلهای پیش ساخته سبک شامل دو صفحه شبکه جوش شده فولادی می‌باشند که یک لایه عایق پلی استایرن در میان آنها قرار گرفته و توسط تعدادی اعضای خربایی به یکدیگر متصل شده‌اند. این پانلها به عنوان المان دیوار و سقف در ساختمان به کار می‌روند. مدول عرضی پانلها ۱۲۰ سانتیمتر می‌باشد و بسته به کاربردهای متفاوت، طول و ضخامتهای مختلف دارند. پانلهای دیوار علاوه بر اینکه جداکننده فضاهای معماری هستند، نقش دیوار باربر قائم و دیوار برشی در برابر بارهای جانبی را هم ایفا می‌کنند. بنابراین عموماً

در اینگونه سازه‌ها اسکلت فلزی یا بتنی وجود ندارد. پانلهای سقفی، دیافراگم کف را تشکیل می‌دهند. این پانلها در کنار یکدیگر مستقر شده و روی پانلهای دیوار نصب می‌گردند. پانلها پس از استقرار، بتن پاشی شده و تشکیل یک سازه سه‌بعدی با عملکرد جعبه‌ای می‌دهند. لایه پلی استایرن نقش قالب برای بتن پاشی و همچنین عایق حرارتی و صوتی را ایفا می‌کند. پانلها علاوه بر استفاده به عنوان اعضای باربر ساختمان، بدلیل عایق حرارتی، صوتی و مزایای دیگر برای تیغه‌های غیر باربر ساختمانهای مختلف نیز به کار می‌روند. این پانلها به صورت ترکیبی با اسکلت سازه‌ای برای تقویت، جداکننده و دیوارهای باربر نیز استفاده می‌شود.



شکل ۱- پانل ساندویچی شاکریتی

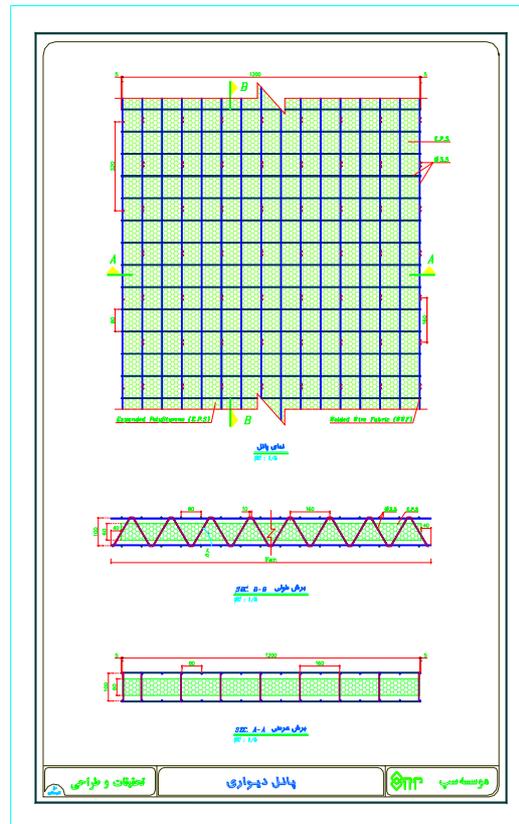
۱-۲- مشخصات پانلهای دیواری

از پانلهای دیوار به عنوان المان باربر قائم و همچنین عنصر مقاوم در برابر زلزله استفاده می‌شود. بار گسترده ثقلی با توجه به میزان سطح بارگیر هر دیوار روی آنها توزیع می‌گردد. بار جانبی ناشی از زلزله از طریق دیافراگم صلب کف به نسبت سختی بین دیوارها توزیع می‌شود. فرمولاسیون المان پانل براساس المان ایزوپارامتریک غشایی با تغییر شکلهای داخلی سازگار قرار دارد. این المان دارای سختی خمشی در صفحه خود می‌باشد.

$$\text{WWF } \frac{80/80/\text{Ø}3.5/\text{Ø}3.5}{L/1200}$$

شبکه مش بکار رفته در پانلهای دیوار عبارتند از :

ضخامت لایه پلی استایرن ۶ سانتیمتر و فاصله دوشبکه از یکدیگر ۱۰ سانتیمتر می‌باشد. همچنین قطر اعضای خرپایی در این پانلها ۳/۵ میلیمتر است. ضخامت بتن شاکریتی ۴ سانتیمتر در هر طرف دیوار است. به عبارتی دیگر پوشش بتن روی شبکه ۲ سانتیمتر می‌باشد. روابط طراحی بر اساس روش مقاومت حدی است که در آئین‌نامه بتن ایران آمده است. در این روش دیوار برای بار برشی طراحی شده و برای لنگر خمشی و بار محوری (رفتار ستونی) کنترل می‌گردد. به علت گستردگی دیوارهای موجود در ساختمان اکثراً مفتولهای شبکه پاسخگوی بار وارده خواهند بود. در موارد خاص با تعبیه آرماتور می‌توان پانل دیوار را تقویت نمود. محل تقاطع دیوارها بصورت (- -) ، (L) ، (⊥) ، (-) با اتصالات خاص خویش طراحی شده است تا عملکرد هماهنگ و یکنواختی بین دیوارها وجود داشته باشد. دیوارهای برشی دارای بازشو بایستی به نحو مناسبی تقویت گردند.



شکل ۲- مشخصات پانل دیواری

۳- مروری بر تحقیقات گذشته

بررسی رفتار پانلهای 3D تحت بارگذاریهای مختلف تاکنون از گستره زیادی برخوردار نبوده است. اکثر پژوهشها و مقالات در مورد این سیستم مربوط به بارگذاریهای خمشی و یا برشی یک طرفه بوده است که از جمله آنها می‌توان به تحقیقی اشاره کرد که چند سال پیش در مورد تعیین پارامترهای مکانیکی این گونه پانلهای انجام گرفته است که مشتمل بر مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی بوده است. در این تحقیق نمونه‌هایی از پانلهای ساندویچی تحت آزمایشات خمش، برش و فشار در حالت بارهای یک طرفه و استاتیکی قرار گرفته اند. این آزمایشات برای انواع مختلفی از پانلهای ساندویچی ترتیب داده شده بود. در آزمایشات خمشی مشخص شد در مواردی که شبکه جوش شده پانلهای دچار کشش می‌شوند به علت کوچک بودن سطح مقطع فولاد و ضعیف شدن آنها در محل جوش که به تمرکز تنش منجر می‌شود، احتمال "گسیختگی ترد" وجود دارد. لذا استفاده از میلگردهای کمکی که در قسمتهای کششی به شبکه جوش شده بسته شوند، حالت گسیختگی ترد را به طور قابل ملاحظه ای تقلیل می‌دهند.

تحقیقات دیگری نیز در مورد پانلهای ساندویچی انجام گرفته است که اکثراً مربوط به بار مقاوم شامل برش لایه ای و یا آزمایشات خمشی می‌باشد که در این پانلهای اکثراً از اتصالات Fiber Reinforced Plastic Bent Bar استفاده شده است [3,4]. با توجه به سابقه استفاده از پانل پیش ساخته سبک در کشورهایی مانند آمریکا، کانادا، ایتالیا و آلمان، تحقیقات زیادی روی این سیستم صورت گرفته و استانداردهایی تدوین شده است. برخی از این استانداردها در ارتباط با مصالح مصرفی مانند بتن، آرماتور، عایق پلی استایرن می‌باشد و در کنار آن نیز توصیه نامه‌های طراحی این سیستم نظیر 454-NER و 5618-ER وجود دارد که در طراحی

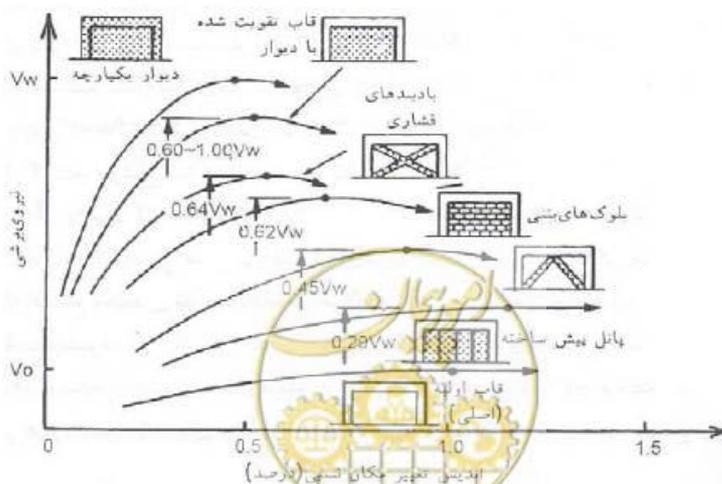
مورد استفاده قرار می‌گیرد [5,6]. بیشتر کارهای تجربی، بر روی بار مقاوم، شامل برش، کشش، مفتول، فشار پانل و یا آزمایش خمش می‌شود. در دانشگاه صنعتی امیرکبیر تحقیقات در مورد تست دینامیکی غیرخطی مدل‌های ساختمان ۱ و ۴ طبقه، آزمایش بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی یک طبقه با پانل 3D و کاربرد شاتکریت سبک در پانلهای غیر باربر انجام شده است.

۴- کاربرد پانلهای پیش ساخته سبک در تقویت قابهای خمشی فولادی

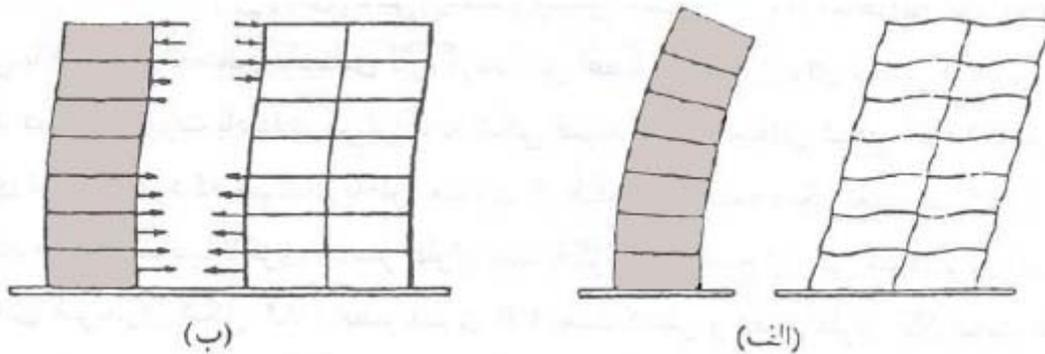
امروزه برای تقویت قابهای فولادی روشهای مختلفی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در تمامی این روشها معمولاً اهداف و ملاکهای افزایش مقاومت قابها، افزایش شکل‌پذیری قابها و یا مجموعه‌ای از دو خصوصیت ذکر شده دنبال می‌گردد. در روش افزایش مقاومت، مقاومت قاب کافی نبوده و بالابردن شکل‌پذیری امکان‌پذیر نیست و در روش افزایش شکل‌پذیری، تقویت سازه از طریق بادبندی و دیوارهای جانبی امکان‌پذیر نمی‌باشد ولی در روش افزایش مقاومت و شکل‌پذیری، ترکیب هر دو مستلزم تعادل مناسب بین مقاومت و سختی است. در شکل (۳) مقایسه‌ای بین نتایج بار و تغییر مکان نسبی برای قاب تقویت شده با دیوار، بلوکهای بتنی، بادبند و پانل پیش ساخته سبک آورده شده است. در مورد تقویت به کمک پانل پیش ساخته سبک، با توجه ایجاد پوسته بتنی یکپارچه، رفتار آنها را می‌توان مانند دیوارهای برشی تخمین زد که در افزایش مقاومت قابها موثرتر هستند.

۴-۱- اندرکنش قاب خمشی فولادی ترکیب شده با پانلهای سبک

سیستم پانل پیش ساخته سبک از لحاظ سازه‌ای مانند دیوار برشی عمل می‌کند لذا تغییر شکل غالب در مود خمشی صورت می‌گیرد. در این سیستم در پایین دیوار سختی جانبی زیاد و تغییر مکان نسبی بین دو تراز متوالی کوچک است و بتدریج در طبقات بالاتر این سختی کمتر و تغییر مکان نسبی بیشتر می‌شود. تغییر شکل قاب خمشی در مود برشی صورت می‌گیرد. سختی جانبی از پایین به بالای قاب کاهش می‌یابد و تغییر مکان نسبی در پایین قاب خمشی بیشتر و در طبقات بالا کمتر نسبت به سیستم پانل پیش ساخته سبک است. با توجه به نوع تغییر شکل این دو سیستم ترکیب آنها رفتار مناسبی را برای سازه به همراه خواهد داشت. در شکل (۴) تغییر شکل قاب خمشی و پانل پیش ساخته سبک و سیستم ترکیبی آنها آورده شده است.



۳- نمودار بار-تغییر مکان نسبی برای قابهای تقویت شده با روشهای مختلف [7]



۴- تغییر شکل قاب خمشی و پانل پیش ساخته سبکو سیستم ترکیبی آنها

۴-۲- مدلسازی

در این مقاله قاب خمشی یکدهانه و یک طبقه فاصله با ستونهای 2IPE120 و تیر IPE120 مدلسازی شده است که دیوار دارای عرض، ارتفاع و ضخامت ۱۲۰، ۶۴ و ۱۴ سانتیمتر و متشکل از دو لایه بتن شاتکریتی به ضخامت ۴ سانتیمتر و لایه پلی استایرن ۶ سانتیمتری می‌باشد بین مفتولهای شبکه (تار و پود) در سیستم ۸ سانتیمتر می‌باشد و همچنین به علت این که ضخامت لایه بتنی در مدل ۴ سانتیمتر میباشد و مفتولهای شبکه در وسط لایه قرار می‌گیرند بدین ترتیب در دو طرف شبکه دو لایه بتنی به ضخامت ۲ سانتیمتر داریم. برای آرماتورهای انتظار نیز همین مطلب رعایت شد تا هماهنگی و یکپارچگی کامل بین اجزای سیستم به وجود آید. لازم به ذکر است طول آرماتورهای انتظار بالایی و پایینی در پانل ۲۸ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

تغییرمکانهای اعمالی به پانلهای به صورت رفت و برگشت بود که از ۰/۱ میلیمتر شروع شد و بعد از یک سیکل با فواصل ۰/۱ میلیمتر به آن اضافه شد تا تغییرمکان ۱ میلیمتر بدست آمد و پس از آن تغییرمکانها با فواصل ۱ میلیمتر اضافه شد تا تغییر مکان ۱۰ میلیمتر و سپس با افزایش ۲ میلیمتر مدل تا تغییر مکان ۳۰ میلیمتر جلو رفت تا سازه مکانیسم شود.

برای آرماتورهای انتظار با توجه به این تنش جاری شدن آنها ۴۰۰ MPa بود، معیار دو خطی ایزوتروپیک در نظر گرفته شد و سایر مشخصات مورد نیاز جهت تعیین خصوصیات مصالح بر اساس اطلاعات موجود و فرضیات منطقی وارد گردید. همچنین برای تار و پودها نیز از معیار سه خطی استفاده شد.

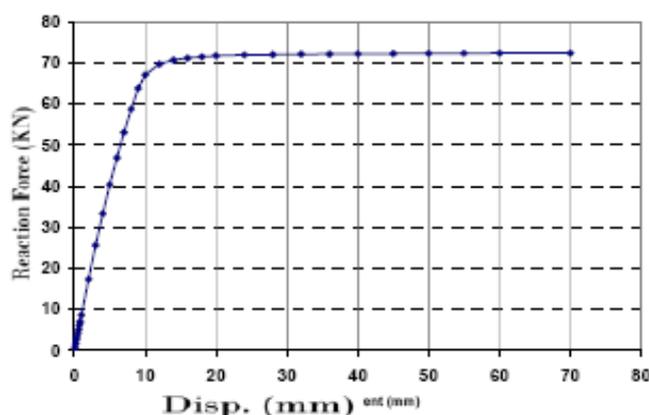
در این تحقیق از یک تیپ دیوار و قاب استفاده شده است که نمونه اول بین دیوار و قاب فاصله‌ای وجود ندارد و از چهار عدد آرماتور انتظار (میلگرد $\phi 12$ U شکل) به فواصل مساوی استفاده شده است. متوسط مقاومت فشاری بتن طبق آزمایشات تک‌محوری که روی مغزه‌ها انجام شد ۲۶,۳ MPa بدست آمد که همین مقدار به عنوان مقاومت فشاری وارد گردید. همچنین مقاومت کششی نیز طبق فرمول آیین‌نامه آبا ۳ MPa بدست آمد.

در نرم افزار perform یک المان تیر یا ستون می‌تواند شامل ترکیبی منطقی از اجزای مختلف، مانند End zone، مفاصل الاستیک یا پلاستیک در ابتدا یا انتها و مقاطع مختلف برای سرتاسر طول المان باشد. از آنجایی که اتصالات تیر-ستون در این قاب صلب فرض شده‌اند، لذا نیازی به تعریف مفصل الاستیک نمی‌باشد ولی جهت تحلیل غیر خطی لازم است در نقاطی که احتمال تشکیل مفصل هست، از مفاصل پلاستیک جهت اعمال رفتار غیرخطی عضو استفاده شود.

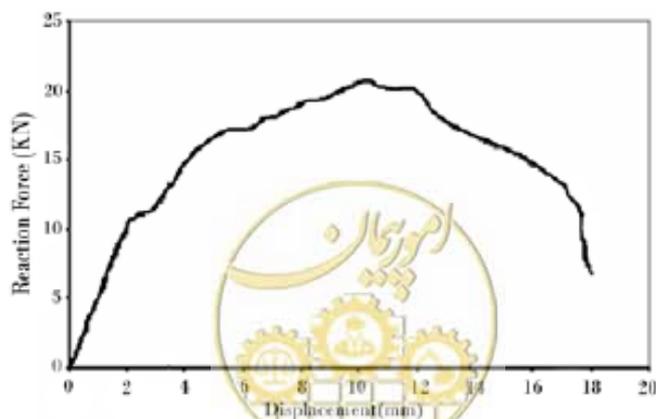
روشهای موجود برای مدلسازی ستونهای غیر الاستیک در این نرم افزار نسبت به تیرها دارای گستردگی بیشتری می باشند. یک المان دیوار برشی در نرم افزار perform از اجزاء و متغیرهای متعددی تشکیل شده که ترکیب آنها می تواند رفتار دیوار برشی را تحت اثر تلاشهای مختلف مدل کند. این تلاشها شامل برش، ترکیب خمش و نیروی محوری در صفحه دیوار و دو صفحه عمود بر آن می باشد که البته این نرم افزار قابلیت مدلسازی رفتار غیرخطی را تنها در یکی از دو صفحه عمود بر صفحه دیوار، دارا می باشد. رفتار دیوار برشی برای ترکیب خمش - نیروی محوری توسط المان fiber مدل می شود که این المان می تواند بصورت الاستیک و غیرالاستیک مدل گردد. رفتار دیوار تحت نیروی برشی توسط نوع مصالح برشی تعریف و به المان تخصیص داده می شود که البته دیگرقابلیتها و توانایی های المان fiber را دارا نمی باشد.

۴-۳- بررسی نتایج کاربرد پانل سبک در تقویت قابها

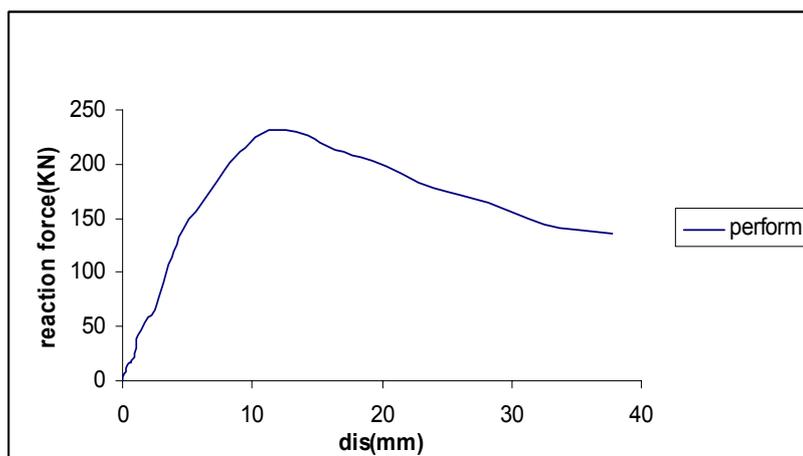
در این تحقیق معلوم گردید هنگامی که قاب خمشی فولادی با پانل پیش ساخته سبک تقویت می شود، علاوه بر کاهش تغییر مکان قاب، ظرفیت باربری سیستم نیز افزایش می یابد و همچنین با توجه به سختی این سیستم پانل سبک نسبت به قاب خمشی، اکثر نیروهای زلزله توسط قابهای تقویت شده با پانل پیش ساخته سبک تحمل می شود. در شکل های (۵) و (۶) و (۷) نمودارهای زیر نتایج بار تغییر مکان در حالات قاب خمشی تنها و دیوار تنها و سیستم ترکیبی قاب خمشی و پانل پیش ساخته سبک آورده شده است.



۵- نمودار پوش بار - تغییر مکان قاب خمشی [2]



۶- نمودار پوش بار - تغییر مکان دیوار تنها [8]



۷- نمودار بوش سیستم ترکیبی قاب خمشی تقویت شده با پانل پیش ساخته سبک

۵- نتیجه گیری

الف) با توجه به تغییر شکل خمشی پانل و تغییر شکل برشی قاب خمشی، ترکیب این دو سیستم رفتار مناسبی دارند.
 ب) هنگامی که قاب خمشی فولادی با پانل پیش ساخته سبک تقویت می‌شود، علاوه بر کاهش تغییر مکان قاب، ظرفیت باربری سیستم نیز افزایش می‌یابد.

ج) با توجه به سختی پانل پیش ساخته می‌توان برای افزایش مقاومت در سازه‌ها از این سیستم استفاده نمود.

د) برای مقاوم سازی قابهای خمشی فولادی کوتاه مرتبه استفاده از این سیستم مناسب می‌باشد و برای بقیه قابها در ارتفاع باید به تحقیقات ادامه داد.

۶- مراجع

- [1] تسنیمی، ع.، "رفتار دیوارهای برشی در ساختمانهای متداول"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ۲۴۶، بهار ۱۳۷۶.
- [2] رهایی، علیرضا و کبیر، محمد زمان و نصیرا، یحیی، "بررسی رفتار ترکیبی پانلهای پیش ساخته 3D بعنوان میانقاب با قاب فولادی تحت بارگذاری سیکلی"، دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۴.
- [3] Einea, A., Salmon Davide, Fogarasi, G.J, Culp.T.D., Todros, M.K, "State – of - the – Art of Precast Concrete Sandwich Panel" PCI Journal, November – December 1991.
- [4] Einea, A., Salmon, Culp.T.D., Todros, M.K, " A New Structurally and Thermally Efficient Precast Sandwich Panel System", PCI Journal, July – August 1994
- [5] ER 5618, "Legacy report on the 1997 Uniform Building Code ", ICC Evaluation Service includes, 2000
- [6] NER 454, "Code Approval for structure Tech 3D Panel", (National Evaluation Service includes BOCA, ICBO, and SBCCI), 2000
- [7] Sugano, S. "Study of Seismic Behavior of Retrofitted Concrete Buildings", Proceedings ASCE, 89 structures Congress. San Francisco, CA, U.S.A., 1989
- [8] Kabir, M.Z., Jahanpoor, A.R. and Rahbar, M.R., "An estimation of ductility and behavior factor of 3D sandwich shotcreted panels subjected to mono tonic shear loads , ERES Conference, Siville, Spain, 2003

آزمایش طرح بهسازی یک طرفه دیوارهای مصالح بنایی صدمه دیده در زلزله

حمید رضا فرشچی (کارشناس ارشد)

h.farshchi@iiees.ac.ir

پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

عبدالرضا سروقد مقدم (استادیار)

moghadam@iiees.ac.ir

پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

ساختمانهای آجری غیر مسلح متداولترین و قدیمیترین نوع ساختمان را در ایران تشکیل می‌دهند. در این سازه‌ها از دیوار بعنوان اعضاء باربر ثقلی و جانبی زلزله استفاده می‌گردد. از آنجاییکه در ساخت این دیوارها از مصالح ترد استفاده می‌گردد با وقوع زلزله آسیب‌های زیادی به آنها وارد می‌گردد که می‌توان اعضای ترک خورده را با روشهای متفاوتی بهسازی نمود تا مقاومت از دست رفته خود را بدست آورند این موضوع از دو جنبه حایز اهمیت است اولاً اعضاء ترک خورده بعد از زمین‌لرزه بسیار زیاد هستند لذا تخریب و بازسازی آنها هزینه و زمان بسیاری در بر دارد، ثانیاً بعلت از دست رفتن مقاومت جانبی بعلت ترک خوردگی المانهای باربر، سازه در مقابل زمین‌لرزه آتی بسیار آسیب‌پذیر خواهد شد. در این تحقیق یک طرح برای بهسازی یک طرفه دیوارهای مصالح بنایی آسیب‌دیده ارائه و رفتار آزمایشگاهی دیوار سالم و دیوار صدمه دیده بهسازی شده، با مقیاس ۰/۵ تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که، این طرح باعث بازگشت درصد عمده‌ای از مشخصات از دست رفته دیوار آسیب‌دیده گردیده است.

مقدمه

ساختمانهای آجری در معماری ایرانی از اهمیت خاصی برخوردارند. این ساختمانها بعلت بومی بودن مصالح و روشهای ابتدایی ساخت طی نیم قرن اخیر به سرعت گسترش یافت. بطوریکه هم اکنون در صد عمده‌ای از ساختمانهای موجود یا در حال ساخت، از این گروه می‌باشند. در ساخت این ساختمانها از مصالح ترد استفاده می‌گردد و از دیوار بعنوان اعضاء باربر ثقلی و جانبی زلزله استفاده می‌گردد لذا ماهیت این ساختمانها غیر شکل‌پذیر می‌باشد. و هر گاه نیروی وارده از مقاومت دیوار بیشتر گردد آن عضو از باربری

خارج می‌گردد لذا در صورت وقوع زلزله قوی آسیب‌پذیری این سازه‌ها بسیار زیاد است و به بعثت گستردگی این نوع سازه‌ها خسارت جانی و مالی زیادی بر جا می‌گذارند.

پس از وقوع زلزله، بسیاری از ساختمانها آسیب‌دیده و درصدی از مقاومت خود را از دست می‌دهند لذا نمی‌توانند در مقابل زلزله‌ایی مشابه در آینده مقاومت نمایند لذا گزینه‌های مختلفی برای افزایش مقاومت آنها وجود دارد از آن جمله می‌توان به بازسازی، بهسازی، اضافه نمودن اعضاء جدید و غیره اشاره نمود. تا کنون روشهای بهسازی مختلفی ارایه شده است [۵-۱]، که با توجه فنی و اقتصادی می‌توان از آنها استفاده نمود.

بهسازی اعضاء صدمه دیده یکی از کاربردی ترین روشها می‌باشد که انجام آن در بسیاری از مواقع می‌تواند مقرون بصرفه باشد ولی از آنجا که کمتر در باره‌ی جزییات آن تحقیق و آزمایش شده، جایگاه خود را در بازسازی ساختمانها بعد از زلزله بدست نیاورده است. در تحقیق فوق یک طرح بهسازی یک طرفه دیوارهای مصالح بنایی صدمه دیده در زلزله به صورت آزمایشگاهی با مقیاس ۰/۵ تحت اثر بار گذاری جانبی چرخه‌ایی مطالعه گردیده است.

۱- فرضیات ساخت و بارگذاری نمونه

باتوجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی (ابعاد و بارگذاری) یک قاب دو بعدی فولادی با اتصالات مفصلی با مقیاس ۰/۵ مدلسازی گردید. که ستونها از مقاطع IPB120 و تیراز مقطع IPE270 و برای سازه نگهدارنده خارج از صفحه از مقاطع 2IPE140 استفاده گردیده است. با قرارگیری آکس ستون و تیر در یک راستا میانقاب موردنظر به صورت دیوار ۱۰ سانتیمتری در داخل قاب اجرا گردید و اتصالات نیز که می‌بایست مفصلی اجرا می‌شدند با دو نبشی در بالا و پایین تیر و جوشکاری به جان ستون و پلیت کف اجرا گردیدند. مدلسازی دیوار یکی دیگر از مسائل مهم در این آزمایشات بود. براساس استاندارد ۲۸۰۰ [۶] دیوار سازه‌ای می‌بایست حداقل ۲۰ سانتیمتر ضخامت داشته باشد ولی در این قاب به علت مقیاس ۰/۵ ضخامت دیوار به ۱۰ سانتیمتر محدود گردید. سپس عمل‌آوری دیوار با مرطوب نگهداشتن آن انجام گردید.

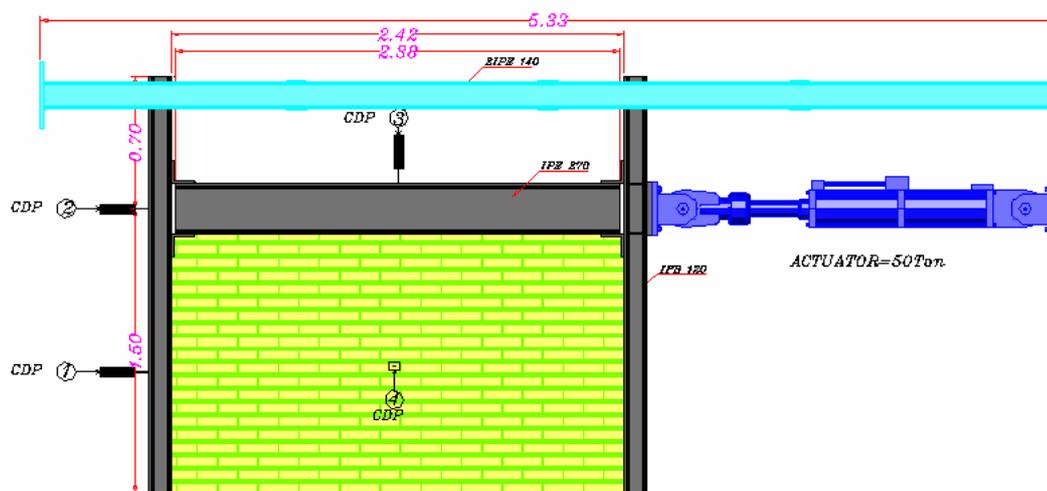
محل‌های مورد نیاز اندازه‌گیری و مشخصات ابعادی که در دو آزمایش ثابت هستند در شکل ۱ نشان داده شده است تاریخچه بارگذاری با سرعت بارگذاری ۴mm/s، با گامهای ۴mm، ۸mm، ۱۲mm، ۱۶mm، ۲۰mm، ۲۸mm، ۳۶mm، ۴۴mm ... و تکرار دوبار در هر گام که توسط جک هیدرولیکی به صورت رفت و برگشتی اعمال گردید.

۲- آزمایشات

۱-۲- آزمایش قاب فولادی به همراه میانقاب

۱-۱-۲- جزییات دیوار

در این آزمایش میانقاب به همراه قاب فولادی بررسی گردید. بعد از نصب کرنش‌سنجها می‌بایست دیوار مصالح بنایی داخل قاب چیده شود. برای پوشش ضخامت دیوار می‌بایست عرض ستون به اندازه ۳ سانتیمتر افزایش می‌یافت تا دیوار از یکطرف گج‌کاری و در طرف دیگر یک لایه سیمانکاری به ضخامت ۱ سانتیمتر انجام شود. لذا برای اضافه نمودن عرض ستون از تسمه ۵ سانتیمتری به ضخامت ۳ میلیمتر استفاده شد.



شکل ۱ نمایی از موقعیت اندازه گیریها و ابعاد نمونه

از آجرهای فشاری و ملات ماسه و سیمان به صورت رایج برای دیوار چینی استفاده گردید. مشخصات مقاومت مصالح مصرفی در جدول ۱ و ۲ آمده است. ضخامت ملاتها حدود ۲ سانتیمتر بود و دیوار با اصول کامل آجرچینی که شامل آب زدن آجرها قبل از مصرف و رعایت موقعیت بندهای قائم در دیوار و تراز بودن رجاها و غیره اجرا گردید. در رجاها از آجرهای مورب که با فشار و به همراه ملات چیده شده اند استفاده شده است.

جدول ۱: مقاومت فشاری ملات

نمونه استوانه‌ای با قطر ۵ سانتیمتر استاندارد استفاده شده: ASTM C-270				
شماره	وزن (gr)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)	نیروی قابل تحمل (KN)	مقاومت فشاری (Kg/m ²)
۱	۳۳۴	۱۶۴۹/۷	۹	۴۵/۸۴
۲	۳۳۱/۹	۱۶۳۹	۱۰	۵۰/۹۳
۳	۳۳۴/۹	۱۶۵۴/۲۷	۹	۴۵/۸۴
میانگین		۱۶۴۷/۶۶		۴۷/۵۴

جدول ۲: مشخصات آجر فشاری

آجر فشاری ابعاد: ۲۰x۱۰x۵ cm استاندارد استفاده شده: ASTM C-144				
شماره	وزن (gr)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)	نیروی قابل تحمل (KN)	مقاومت فشاری (Kg/m ²)
۱	۲۱۱۳	۲۱۱۳	۱۶۰	۸۰
۲	۲۱۷۴/۴	۲۱۷۴/۴	۳۵۹	۱۷۹/۵
۳	۲۱۳۳/۹	۲۱۳۳/۹	۲۲۳	۱۱۶
۴	۲۰۰۳/۵	۲۰۰۳/۵	۱۷۰	۸۵
میانگین		۲۱۰۳/۷		۱۲۰/۱۲

۲-۱-۲- روش آزمایش

پس از آماده نمودن و کنترل تجهیزات ثبت مقادیر، بارگذاری روی نمونه شروع شد. از آنجا که بین دیوار و قاب خلاصی و لقی وجود نداشت سریعاً میزان بار افزایش یافت. شکست دیوار در تغییر مکان ۲۸ میلیمتر اتفاق افتاد و برای بررسی روند تخریب، بارگذاری بعد از وقفه‌ایی اندک آغاز شد و در نهایت تغییر مکان ۴۴ میلیمتر به سازه اعمال گردید. روند ایجاد ترک ابتدا در گوشه‌ها متمرکز بود و سپس به وسط و قطرها گسترش یافت. نمایی از ایجاد ترک در شکل ۲ آمده است.

۲-۱-۳- تفسیر نتایج

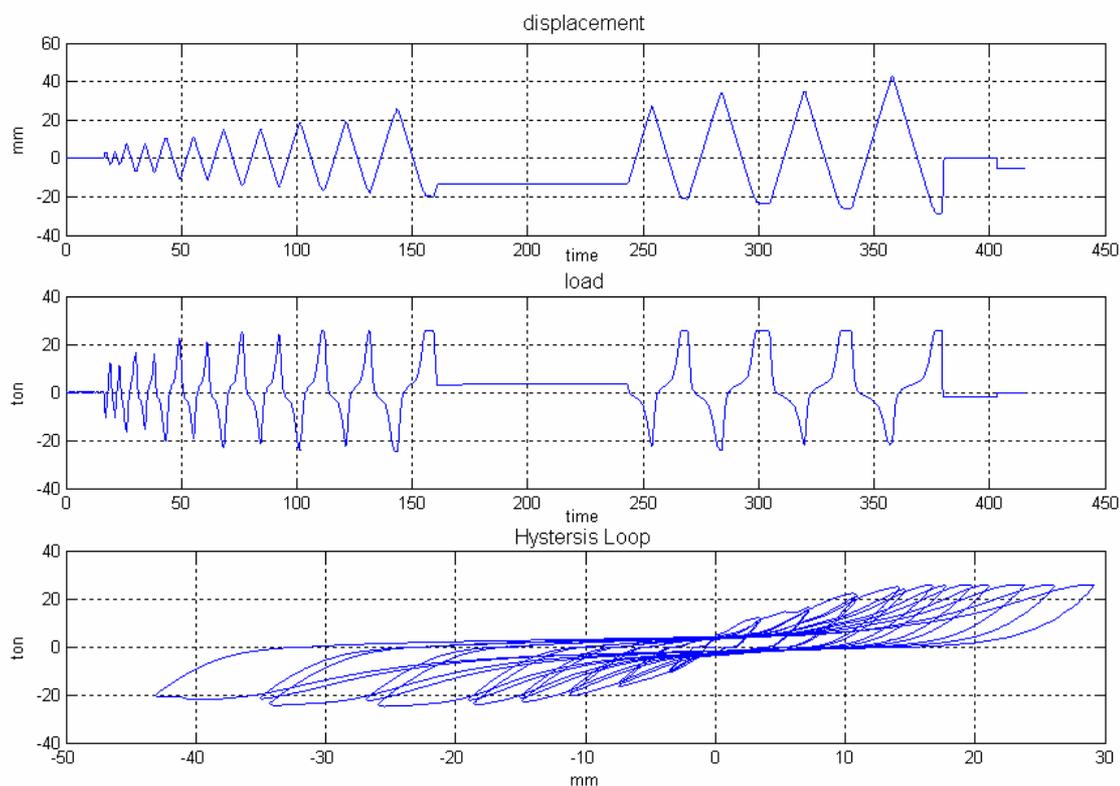
در شکل ۳ مقادیر جابجایی و بارگذاری جک در منحنی‌های جداگانه ترسیم شده است. سپس مقادیر تغییر مکان - بار با یکدیگر ترکیب و منحنی هیستریزیس ترسیم گردید. سرعت بارگذاری 4 mm/s و حداکثر تغییر مکان ۴۴ میلیمتر در مدت زمان ۳۵۰ ثانیه به ثبت رسیده است. ملاحظه می‌گردد که نیرو بعد از افزایش به ۲۶ تن تقریباً ثابت مانده که بعلاوه وقفه‌ای که در انتهای بار فشاری به قاب صورت گرفته این نمودار دارای بریدگی در نوک می‌باشد و حرکت خود دیوار و قاب در جهت افقی باعث تغییر شکل منحنی‌های بارگذاری شده است.

حداکثر تغییر مکان مربوط به $CDP-2$ با ۳۴ میلیمتر می‌باشد البته $CDP-1$ نیز تغییر شکل مشابه $CDP-2$ با حداکثر جابجایی ۲۰ میلیمتر را ثبت نموده است و کمترین تغییر مکان مربوط به $CDP-4$ که مربوط به تغییر مکان خارج از صفحه برابر ۳-۴ میلیمتر در هر طرف می‌باشد و $CDP-3$ که تغییر مکان تیر را نشان می‌دهد حداکثر ۱۰ میلیمتر تغییر مکان داشته است.



شکل ۲ نمایی از روند ترک خوردگی





شکل ۳ منحنی اطلاعات خروجی جک

ترک خوردگی نمونه مورد آزمایش به صورت همزمان در گوشه‌ها و اقطار دیوار رخ داد لیکن در انتهای بارگذاری بیشتر ترکها و شکستگی در گوشه‌ها اتفاق افتاد. همچنین تغییر شکل ماندگار در قاب و شکستگی جوش اتصالات مشاهده گردید، در انتها نمایی از نمونه مورد آزمایش در شکل ۴ ملاحظه می‌گردد.



شکل ۴ نمایی از موقعیت ترکها بعد از آزمایش

۲-۲- آزمایش طرح بهسازی دیوار بنایی به صورت یکطرفه

۲-۱-۱- جزئیات دیوار

با استفاده از دیوار ترک خورده در آزمایش قبلی اجرای طرح بهسازی با فرض دسترسی به سطح دیوار از یک طرف انجام گردید. ابتدا اندود گچ روی دیوار به ضخامت ۳ سانتیمتر می‌بایست به خوبی تراشیده و تمیز گردد زیرا اجرای طرح بهسازی در این سطح انجام خواهد شد و وجود هر نوع گچ یا خاک ولقی مصالح روی این سطح باعث عدم چسبندگی مصالح تقویت سیمانی رو آن می‌گردد. این کار با نهایت دقت و با کمترین آسیب به دیوار انجام گرفت و سپس مسیر ترک خوردگی با رنگ مشخص گردید. نمایی از مسیر ترکها در دو طرف دیوار در شکل ۵ ملاحظه می‌گردد.



اشکال ۵: نمایی از مسیر ترکها در دو طرف دیوار

بعد از آماده شدن سطح دیوار شبکه فلزی به قطر ۴ میلیمتر با ابعاد 50×50 سانتیمتر برای وسط دیوار به تعداد یک عدد و 40×40 سانتیمتر برای گوشه‌های دیوار به تعداد چهار عدد و 20×40 سانتیمتر برای مسیر ترکها به تعداد شش عدد آماده گردید. سپس با تقسیم فواصل مسیر ترکها، قطعات شبکه در جای خود نصب گردید. این شبکه‌ها توسط میخ سر کج به طول ۱۰ الی ۱۲ سانتیمتر و قطر ۸ الی ۱۲ میلیمتر در فواصل حداکثر ۲۰ سانتیمتر به دیوار متصل گردید موقیعت نصب شبکه فلزی در شکل ۶ ملاحظه می‌گردد. شبکه فلزی با فاصله‌ای حدود ۲ سانتیمتر از دیوار توسط میخ‌های سر کج به صورت مورب در بند عمودی بین دو آجر کوبیده گردید.



شکل ۶: نمایی از موقیعت نصب شبکه فلزی

بعد از نصب تمام شبکه‌های فلزی در جای خود می‌بایست پوشش بتنی به ضخامت ۳ سانتیمتر انجام می‌دادیم برای این منظور بجای شاتکریت از روش سیمانکاری با دست که بسیار ساده است استفاده گردید برای افزایش کارایی این روش می‌بایست در چند لایه سیمانکاری انجام گیرد که مهمترین لایه پوشش اولیه است که لازم است از ملات روان همراه با ضربات کوبنده ملات استفاده گردد تا مصالح ریز دانه ملات به خلل و فرج دیوار نفوذ نماید شکل ۷ ضمناً از ریزش مصالح این لایه در لایه‌های بعدی استفاده گردید. ملات مصرفی از ترکیب گروت ۲۱۸- سیمان - ماسه به نسبت ۰/۵ - ۱ - ۶ همراه با آب تهیه گردید و از گروت ۲۱۸ برای روان نمودن ملات و افزایش مقاومت استفاده گردید. بطوریکه فوق روان کننده موجود در گروت با کمترین آب، ملات روانی بوجود آورد.



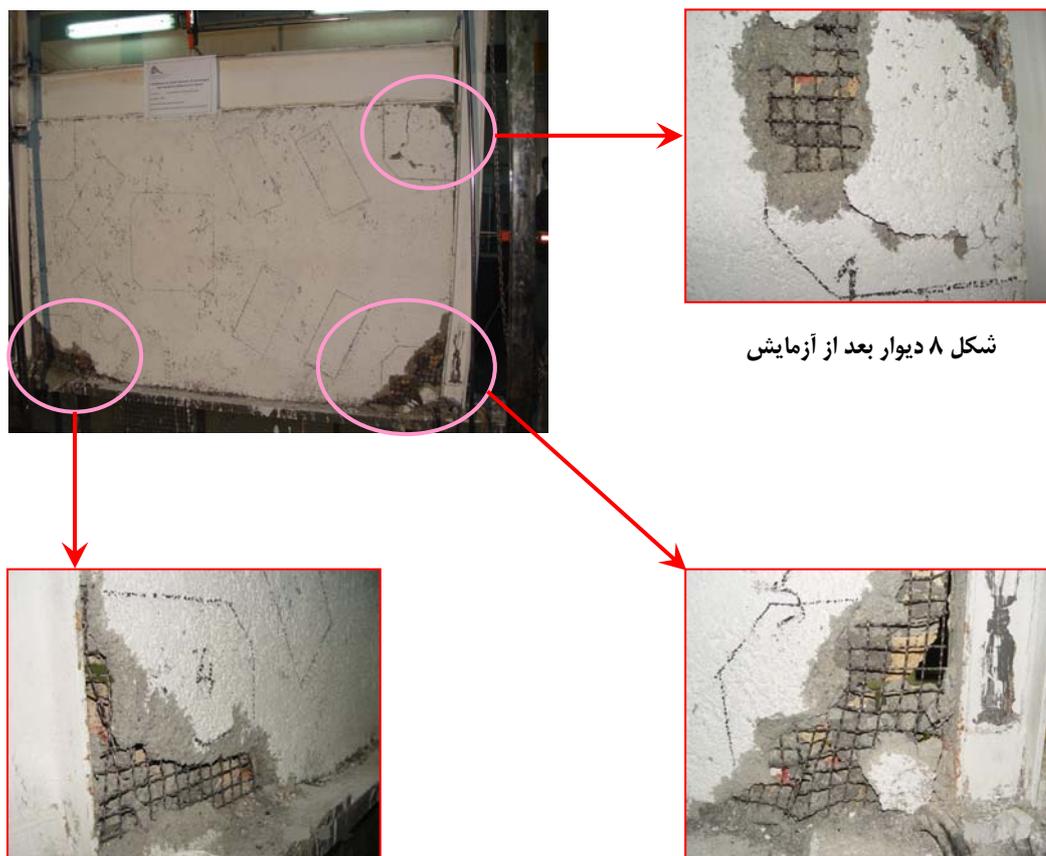
شکل ۷ نمایی از اجرای لایه اول سیمانکاری

بعد از اتمام سیمانکاری روی شبکه‌ها طرف دیگر دیوار نیز به ضخامت ۱ سانتیمتر سیمانکاری گردید و حدود ۲۰ روز دیوار فوق مرطوب گردید سپس برای مشخص شدن موقعیت ترکها در هنگام آزمایش دو طرف دیوار آب آهک زده شد و پس از خشک شدن موقعیت شبکه‌های فلزی روی دیوار ترسیم گردید.

۲-۱-۲- روش آزمایش

پس از انجام کنترل‌های مجدد و آماده بودن تجهیزات ثبت مقادیر، بارگذاری روی نمونه مشابه آزمایش قبل شروع شد. با افزایش بارگذاری ابتدا ترکهایی در گوشه‌های پایین دیوار اتصال ۳ و ۴ سپس در گوشه بالا اتصال ۱ پدیدار و سپس گسترش یافت تا اینکه در سیکل ششم بارگذاری نبشی پایین اتصال ۱ دچار شکستگی شد. همچنین اتصال ۳ دچار تخریب زیادی گردید و باعث کمانش ستون در آن قسمت گردید. اشکال ۸ اتصالات را بعد از آزمایش نشان می‌دهد.





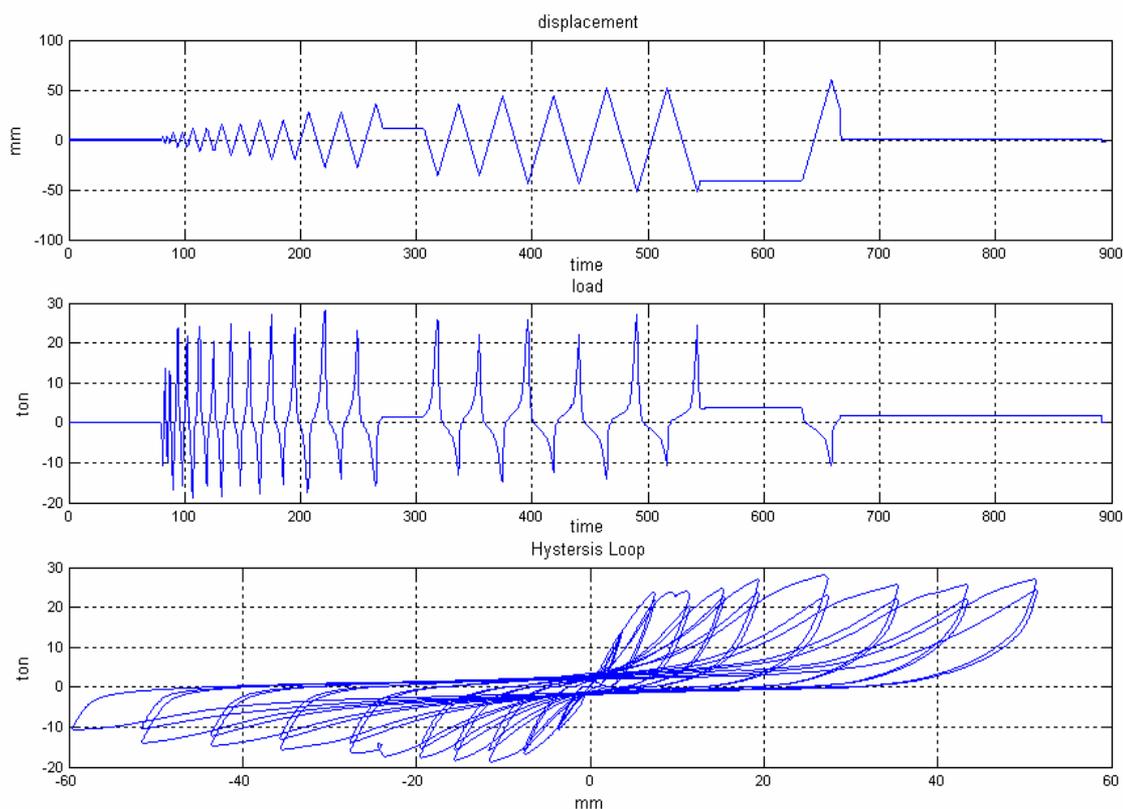
شکل ۸ دیوار بعد از آزمایش

۲-۱-۳- تفسیر نتایج

در شکل ۹ مقادیر جابجایی و بارگذاری جک در منحنی‌های جداگانه ترسیم شده است. سپس مقادیر تغییر مکان - بار با یکدیگر ترکیب و منحنی هیستریزس ترسیم گردید. سرعت بارگذاری 4 mm/s و حداکثر تغییر مکان ۵۲ میلیمتر در مدت زمان ۴۷۰ ثانیه به ثبت رسیده است. حداکثر نیرو فشاری برابر ۲۸ تن در سیکل ۱۱ و حداکثر نیرو کششی برابر ۱۸/۸ تن در سیکل ۵ بوجود آمده است. تاثیر شکست نبشی در اتصال ۱ و کمانش ستون در اتصال ۳ و اثر آن در جابجایی دیوار را می‌توان در منحنی‌های بدست آمده مشاهده نمود. در انتها با اعمال تغییر مکان مینا، آزمایش به اتمام رسید و دیوار در طرف بهسازی شده فقط در سه گوشه ترک خوردگی داشت و ترک به صورت قطری یا در مسیر ترکهای قبلی مطابق شکل ۱۰ دیده نمی‌شود.

حداکثر تغییر مکان مربوط به $CDP-2$ با ۲۳ میلیمتر در فشار می‌باشد البته $CDP-1$ نیز تغییر شکل مشابه $CDP-2$ با حداکثر جابجایی ۲۰ میلیمتر را ثبت نموده است و کمترین تغییر مکان مربوط به $CDP-4$ که مربوط به تغییر مکان خارج از صفحه برابر ۱ میلیمتر در هر طرف می‌باشد لیکن دیوار حدود ۱ میلیمتر جابجایی ماندگار دارد.





شکل ۹ منحنی اطلاعات خروجی جک

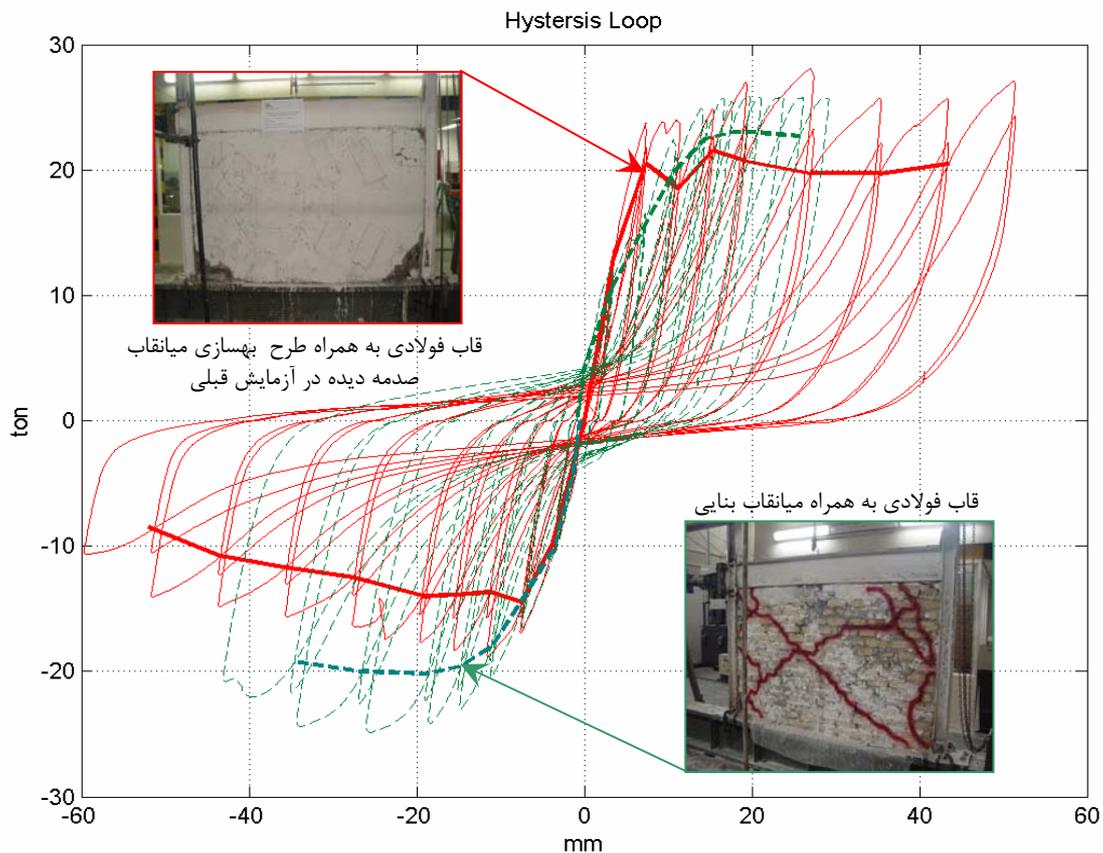


اشکال ۱۰ نمایی از موقعیت ترک پشت دیوار قبل و بعد از طرح بهسازی

۳- نتیجه گیری

۳-۱- مقایسه آزمایشات

پس از انجام آزمایشات و بدست آوردن اطلاعات خروجی از هر آزمایش نتایج آنها مورد مقایسه قرار گرفت و مقایسه منحنی هیستریزس دو آزمایش در شکل ۱۱ ملاحظه می گردد. همچنین برای مقایسه عددی خصوصیات این دو آزمایش، پارامترهای مشترک آنها در حلقه ۱۲ به صورت درصدی از آزمایش قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی در جدول ۳ درج گردید.



شکل ۱۱: منحنی هیستریزس دو آزمایش

جدول ۳ نتایج آزمایشات نسبت به یکدیگر (نسبی)

قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی	قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی	پارامترها
۱/۰۴۵	۱	شیب بارگذاری
۰/۹۴	۱	شیب باربرداری
۰/۹۲	۱	شیب کل حلقه
۱/۰۸	۱	سرعت کاهش سختی در طول آزمایش
۰/۹۸۳	۱	انرژی جذب شده
۰/۹۰۳	۱	بارگذاری فشاری
۰/۶۲	۱	بارگذاری کششی



۲-۳- تحلیل و نتایج آزمایشات

- بارگذاری فشاری در آزمایش قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی، اندکی نسبت به آزمایش ابتدایی قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی افزایش نشان می‌دهد. لیکن در بارگذاری کششی بعلت تغییر شکل اتصال ۱ در آزمایش قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی، افت ۶ درصدی نسبت به آزمایش ابتدایی قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی ملاحظه می‌گردد.
- در آزمایش قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی، شیب کل منحنی هیستریزس بعلت تغییر شکل اتصال ۱ حدود ۸ درصدافت یا عبارتی نرم‌تر نسبت به آزمایش ابتدایی قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی عمل نموده است.
- سرعت کاهش سختی در طول آزمایش قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی، حدود ۸ درصد سریعتر نسبت به آزمایش ابتدایی قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی بوده است عبارتی دیگر سرعت زوال دیوار بهسازی شده افزایش نشان می‌دهد.
- میزان جذب انرژی از مهمترین پارامترهای هر آزمایش می‌باشد که برابر است با سطح زیر منحنی هیستریزس، همانطور که ملاحظه می‌گردد آزمایش قاب فولادی به همراه طرح بهسازی میانقاب صدمه دیده در آزمایش قبلی، انرژی کمتری نسبت به آزمایش ابتدایی قاب فولادی به همراه میانقاب مصالح بنایی مستهلک نموده است.

۳-۳- جمع بندی کلی استفاده از این روش بهسازی

در پایان می‌توان گفت این طرح بهسازی مورد استفاده بیش از ۹۰ درصد خصوصیات از دست رفته یک دیوار ترک خورده را باز گردانده است در حالی که در اجرای این طرح از مصالح معمولی و امکانات ابتدایی و با کمترین ضخامت و حداقل مصالح و در نهایت به صورت یک طرفه روی دیوار صدمه دیده اجرا شده است. با استفاده از تجربیات بدست آمده از این آزمایش می‌توان طرح بهسازی فوق را در سطح کاربردی مورد استفاده قرار داد.

مراجع

۱- Ministry of Urban Development and Housing (MUDH), Government of Afghanistan & United Nations Center for Regional Development (UNCRD), Disaster Management Planning Hyogo Office "Guidelines for Earthquake Resistant Design, Construction, and Retrofitting of Building in AFGHANISTAN" (June 2003).

۲- El-Dakhkhni, Wael W; Hamid, Ahmad A; Elgaaly, Mohamed "Seismic Retrofit Of Masonry Infill Walls Using Advanced Composites" 13 WCEE: 13th World Conference on Earthquake Engineering Conference Proceedings. 2004

۳- Moghaddam, H.A. "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit" Journal of Structural Engineering (New York, N.Y.). Vol. 130, no. 1, pp. 56-63. Jan. 2004.

۴- Mercer, J. C.; Cross, W. B. "Simple, Low-Cost Retrofit Procedures for Historic Unreinforced Masonry Buildings" Structural Engineering World Wide 1998 [computer file]; pp. Paper T126-5. 1998.

۵- Yao, C." Aseismic problem on retrofit of brick masonry building beside street "Earthquake Resistant Engineering, no. 2, pp. 40-42. 1994.

۶- مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی، "استاندارد طرح ساختمانها در برابر زلزله موسوم به استاندارد ۲۸۰۰"، نشریه شماره ۸۲، بهمن ماه ۱۳۶۶.



استفاده از میانقاب‌های مصالح بنایی به عنوان روشی جدید برای مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی آسیب دیده

فرزاد پارسا

کارشناس ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

parsa20ee@yahoo.com

عبدالرضا سروقد مقدم

استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

moghadam@iiees.ac.ir

چکیده

در این تحقیق سه عدد قاب بتنی یک دهانه و یک طبقه با مقیاس $\frac{1}{2}$ تحت آزمایش شبه استاتیک قرار گرفتند. با توجه به اینکه هدف از انجام این آزمایشها بررسی تاثیر میانقاب‌ها در مقاوم‌سازی ساختمانهای آسیب دیده بود، از ساده‌ترین روش برای ترمیم قاب‌های پیرامونی استفاده شده است، به طوری که برای ترمیم آنها، ابتدا بتن ترک خورده اطراف نقاط آسیب دیده برداشته شده و پس از پیچیدن تور سیمی به دور این نقاط، با ملاتی که تاحدی درشت دانه‌تر باشد اقدام به بازسازی نقاط صدمه دیده گردید و پس از آن داخل قاب با میانقاب جدیدی از جنس اجر فشاری پر شد. به این ترتیب بیشترین سهم افزایش مقاومت و تغییر پاسخ دینامیکی نمونه‌ها مربوط به میانقاب‌های ساخته شده می‌باشد و بنابراین نتایج حاصل بیانگر تاثیر مقاوم‌سازی قاب‌های آسیب دیده توسط میانقاب‌های مصالح بنایی می‌باشند. در این تحقیق سعی شده است طراحی و ساخت قاب‌ها، تا حد امکان مشابه با ساختمانهای بتنی موجود در کشور باشد و با اعمال بار رفت و برگشتی فزاینده به هر یک از نمونه‌ها، پارامترهای مختلف پاسخ نظیر تغییرات سختی اولیه، تغییرات مقاومت، میزان استهلاک انرژی و نحوه گسیختگی قاب محصور کننده و میانقاب بررسی شده است. در نهایت اینگونه نتیجه‌گیری شده است که ساخت میانقاب‌های اجری در قاب‌های بتنی آسیب دیده، با افزایش سختی موثر، ماکزیمم مقاومت و استهلاک انرژی موجب بهبود رفتار قاب‌ها می‌شود.

واژه‌های کلیدی: قاب بتنی، میانقاب مصالح بنایی، پاسخ دینامیکی، مقاوم‌سازی

۱- مقدمه

کشور پهناور و کهنسال ایران در طول تاریخ شاهد نابودی شهرها و حتی بعضی از تمدنهای خود در اثر زلزله بوده است. ابعاد فاجعه بار اقتصادی، اجتماعی، فرهنگی، سیاسی و ... یک زلزله کوتاه مدت چند ثانیه‌ای می‌تواند بر سرنوشت چند نسل تاثیر بگذارد. بنابراین بدیهی است که تامین ایمنی لرزه‌ای ساختمانها جزء اولویتهای تحقیقاتی کشور محسوب می‌شود [۱].

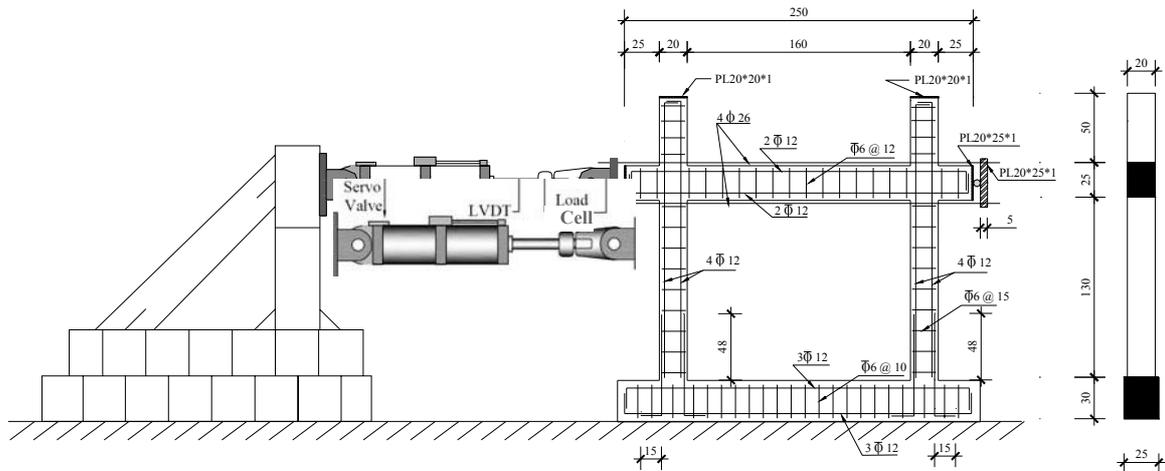
یکی از رایج‌ترین انواع جداکننده‌های داخلی و پیرامونی در ساختمانهای بتنی و فلزی، میانقاب‌های مصالح بنایی می‌باشند. معمولاً از این پانلها برای پوشش ساختمان و جداسازی فضاهای داخلی استفاده می‌شود و مهندسین طراح به دلیل اینکه این اعضا نقشی در باربری ثقلی سازه ندارند، تاثیر آنها را نادیده گرفته و این المانها را غیرسازه‌ای فرض می‌کنند. اما تجربه‌های کسب شده از زلزله‌های گذشته نشان داده است که عملکرد میانقابها در پاره‌ای از موارد موجب بهبود رفتار سازه و در برخی مواقع موجب ضعف رفتار و افزایش تلفات انسانی شده است. به عنوان مثال میانقاب‌های ساختمان بیمارستان افلاطونیان در شهر بم عملکردی مناسب در جهت مقاومت و پایداری سازه نامناسب این ساختمان حین زلزله سال ۱۳۸۲ شهر بم از خود نشان دادند اما بررسی تخریبهای ناشی از زلزله سال ۱۳۷۶ اردکول نشان داد که میانقابها در بسیاری از موارد با فرو ریختن، تلفات انسانی و خسارات اقتصادی فراوانی به بار آورده‌اند [۲]، بنابراین مشاهده می‌شود که وجود میانقابها در پاره‌ای از موارد مفید و در برخی از موارد مضر بوده است.

در کشور ما به تازگی تحقیقاتی در ارتباط با نوسازی و مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمانها صورت گرفته است و روشهای جدیدی برای معادل‌سازی میانقابها، تخمین مقاومت و تعیین تغییر مکانهای آنها در برابر نیروهای جانبی زلزله ارائه شده است. اما مطالعات آزمایشگاهی چندانی در خصوص قاب‌های بتنی آسیب دیده و بررسی تاثیر افزودن میانقاب برای بهبود رفتار آنها انجام نشده است، لذا در این مقاله با ارائه نتایج حاصل از آزمایش چنین قاب‌هایی، تغییرات پاسخ دینامیکی سازه بررسی شده است.

۲- مدل‌های آزمایشگاهی

برای بدست آوردن ابعاد مقاطع و مشخصات آرماتورها، یک ساختمان چهار طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی و با ابعاد واقعی که در هر امتداد دارای چهار دهانه باشد در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه بررسی رفتار میانقابها در ساختمانهای موجود مورد نظر بود، جهت طراحی این سازه از اولین ویرایش آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۳] استفاده گردید و به عمد در طراحی و اجرای آن نقاط ضعف متداول اجرایی در نظر گرفته شد تا رفتار هرچه بیشتر شبیه به سازه‌های موجود باشد. بعد از طراحی این سازه، یکی از قاب‌های پایین‌ترین طبقه به عنوان مدل اصلی برای ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی انتخاب گردید و با توجه به ضریب مقیاس انتخاب شده (۱/۲)، مشخصات، ابعاد کلی و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها بصورت شکل ۱ در نظر گرفته شد.





شکل 1: سیستم بارگذاری، ابعاد به (Cm) و مشخصات نمونه‌ها

پس از این مرحله هر یک از نمونه‌ها تحت بارگذاری جانبی رفت و برگشتی و فزاینده قرار گرفتند که این روند تا کاهش مقاومت نمونه ادامه داده شد. در نتیجه در بالا و پایین ستونها مفاصل پلاستیک تشکیل شد و قاب‌ها حالت آسیب دیده پیدا کردند. برای انجام آزمایش‌های اصلی ابتدا این نقاط ترمیم شدند (در ادامه روش ترمیم توضیح داده خواهد شد)، پس از آن میانقابی از جنس اجر فشاری و به ضخامت ۱۰ Cm داخل قاب‌ها ساخته شد و مجموعه قاب ترمیم شده و میانقاب مورد آزمایش قرار گرفت. در این تحقیق سه عدد قاب با مشخصات ذکر شده ساخته شد که یکی از آنها به عنوان قاب مرجع، بدون میانقاب و دو نمونه دیگر با میانقاب‌های اجر فشاری به ضخامت ۱۰ سانتیمتر مورد آزمایش قرار گرفتند. لازم به ذکر است که در یکی از نمونه‌ها طول وصله پوششی آرماتورهای ریشه تنها به اندازه طول مهارتی پایه در نظر گرفته شد تا تاثیر اینگونه ضعف‌های احتمالی نیز بررسی شود.

۳- ترمیم قاب‌ها

پس از ایجاد آسیب در نمونه‌های ساخته شده، لازم بود نقاط صدمه دیده ترمیم شوند تا قاب‌ها برای آزمایش‌های اصلی آماده شوند. با توجه به اینکه هدف عمده از انجام این آزمایش‌ها بررسی تاثیر میانقاب در بهسازی و مقاوم‌سازی ساختمانها بود، از ساده‌ترین روش برای ترمیم قاب‌های پیرامونی استفاده شد.

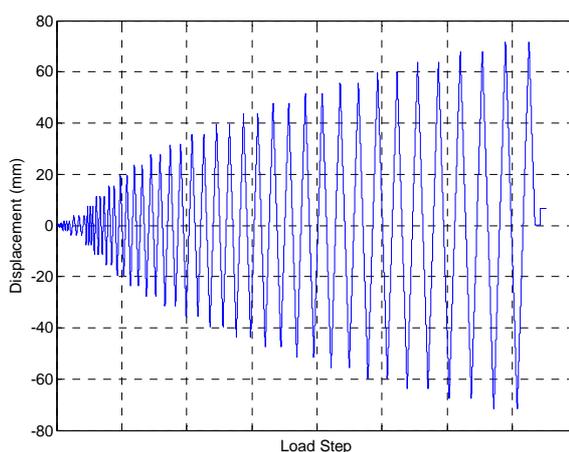


شکل 2: نحوه ترمیم اعضای قاب‌های پیرامونی

برای ترمیم، ابتدا بتن ترک خورده اطراف نقاط آسیب دیده برداشته شده، دور تا دور این نقاط تور سیمی پیچیده شد و پس از آن با ملاتی پر سیمان که تا حدی درشت دانه داشت اقدام به سیمانکاری مفاصل گردید و در انتها داخل قاب، میانقابی از جنس آجر فشاری ساخته شد. به این ترتیب بیشترین سهم افزایش مقاومت نمونه‌ها مربوط به میانقاب‌های ساخته شده می‌باشد و به راحتی می‌توان تاثیر آنها را بررسی کرد. شکل ۲ مراحل ترمیم قاب‌ها را نشان می‌دهد.

۴- بار جانبی اعمال شده به قاب ترمیم شده

هر سه نمونه ساخته شده برای این تحقیق در آزمایشگاه سازه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله مورد آزمایش قرار گرفتند. به هریک از نمونه‌ها در امتداد تیر فوقانی بار رفت و برگشتی فزاینده‌ای با روش کنترل تغییر مکان گردید. در تمامی نمونه‌ها پس از اعمال هر دو سیکل با مقدار ثابت، جابجایی افزایش داده می‌شود که مقدار این افزایش در طول آزمایش ثابت است. شکل ۲ تاریخچه بارگذاری اعمال شده به نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



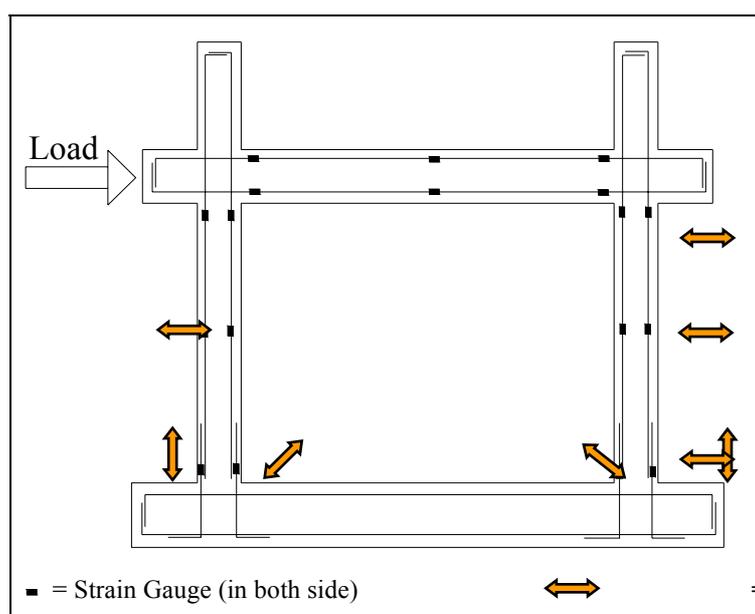
شکل 3: تاریخچه بارگذاری نمونه‌ها

برای اعمال نیرو به قاب‌ها از یک عدد جک هیدرولیک ۵۰ ton با قابلیت اعمال ۱۵ Cm حرکت رفت و برگشتی استفاده شد، همچنین تیر فوقانی نمونه‌ها بصورت کنسول ساخته شد تا فشار ناشی از اعمال نیروی جک کمترین تاثیر را در رفتار قاب اصلی داشته باشد. برای اعمال کشش از سیستمی استفاده شد که در آن دو صفحه در طرفین نمونه توسط چهار پیچ مقاومت بالا به یکدیگر متصل شده بودند. بنابراین نیروی فشاری جک مستقیماً توسط صفحه انتهایی به قسمت کنسولی تیر وارد خواهد شد ولی نیروی کششی توسط پیچهای رابط به صفحه انتهایی دیگر تیر منتقل شده، مجدداً با اعمال فشار در تیر کنسولی مقابل حرکت برگشتی را ایجاد می‌کند. به این ترتیب بدون ایجاد کشش غیر واقعی در بتن، حرکتی رفت و برگشتی ایجاد خواهد شد. به علاوه جهت ایجاد آزادی دورانی، بین صفحه انتهایی تیر و صفحه جک یا صفحه سیستم کششی، استوانه‌هایی فولادی قرار داده شد تا ضمن اعمال نیروی کاملاً محوری، مقطع تیر نیز آزادی دورانی داشته باشد (شکل ۱).

۵- ابزارگذاری

یکی از مهمترین قسمتهای هر آزمایش، برداشت اطلاعات و اندازه‌گیری تغییرات پارامترهای مختلف می‌باشد در آزمایش‌های مقاومتی مهمترین پارامترهای مورد نیاز، مقدار نیروی وارده به سیستم، میزان تغییر مکان جزئی و کلی اعضاء و میزان تنش بوجود آمده در اعضاء می‌باشد. جکهای هیدرولیک استفاده شده، با داشتن تغییرمکان سنج و نیرو سنج همواره مقدار این پارامترها را در محل اتصال جک به قاب ثبت می‌نمایند.

بعد از داشتن نیروی کل و تغییر مکان کل، نیاز به داشتن تغییر شکلها و مقادیر نیرو در اجزاء مختلف می‌باشد که با نصب تغییر مکان‌سنج و کرنش‌سنج می‌توان این اطلاعات را در هر نقطه‌ای اندازه گرفت. به علت اینکه حین آزمایش، بتن به سرعت ترک می‌خورد، کرنش‌سنج‌های مورد استفاده در این آزمایشها تنها روی آرماتورها نصب شدند به طوری که در هر مقطع چهار عدد کرنش‌سنج برای محاسبه لنگر و نیروی محوری نصب شد. تغییر مکان ستونها نیز با نصب جابجایی‌سنجهایی در بالا، وسط و پایین ستون مقابل جک و در وسط ستون سمت جک اندازه‌گیری شد.



شکل 4: محل و تعداد ابزارهای اندازه‌گیری نصب شده روی نمونه‌ها

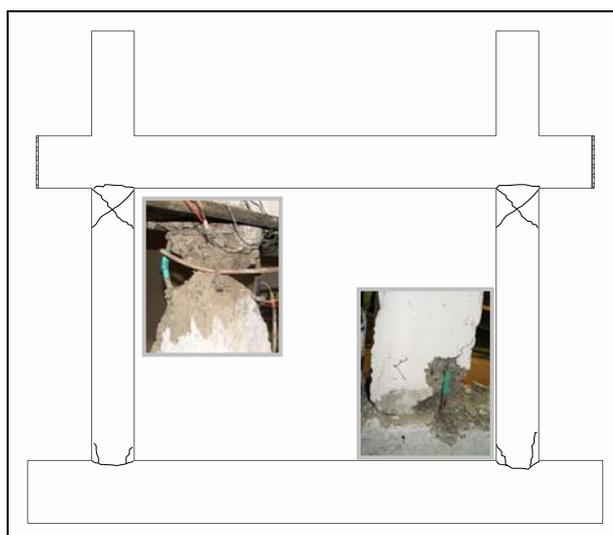
۶- نتایج آزمایشها

۶-۱- روند گسیختگی

در قاب‌های ترمیم شده به علت اینکه ترکها و آسیب‌های ایجاد شده در قاب تنها با ملات ماسه سیمان ترمیم شده‌اند معمولاً اولین ترکها در نقاطی که قبلاً آسیب دیده‌اند تشکیل می‌شوند. در آزمایش قاب بدون میانقاب، شروع گسیختگی با ایجاد ترکهای خمشی در بالا و پایین ستونها بود (در محل ترکهای قبلی) پس از آن با افزایش جابجایی، این ترکها قویتر شده به تدریج در بالای



ستونها ترکهای برشی نیز بوجود آمدند. این ترکها در هر دو جهت ایجاد شدند و پس از مدتی با تشکیل مفصل پلاستیک در این نقاط پوشش بتن و حتی بتن مغزه ستونها نیز تخریب شدند. در پایین ستونها نیز، ترکهای خمشی در محل قطع آرماتورهای اصلی موجب جدایی پی و ستونها شدند و تقریباً رفتاری مشابه با اتصال نیمه مفصلی در این نقاط مشاهده شد. البته با افزایش جابجایی اعمالی، پوشش بتن در نقاط پایین ستون فروریخته و حتی در بعضی از آرماتورهای ریشه کمانش دیده شد. شکل ۵ الگوی ترک خوردگی در چنین قاب‌هایی را نشان می‌دهد.



شکل ۵: الگوی ترک خوردگی در قاب‌های بدون میانقاب

در نمونه‌های دارای میانقاب نیز به علت ترمیمی بودن قاب ابتدا ترک‌هایی در بالا و پایین ستون در محل شکستهای ترمیم شده ایجاد گردید. پس از آن ترکهای مرزی در ناحیه اتصال قاب و میانقاب بوجود آمدند و با گذشت زمان این ترکها بیشتر شده ترکهای خمشی جدیدی نیز در قسمتهای بالایی ستونها ایجاد شدند. سپس میانقاب دچار شکست کنج گردید که با توجه به ضعیف بودن اتصالات تیر و ستون رفتاری کاملاً منطقی می‌باشد.

پس از شکست کنج و باز شدن ترکهای قاب، در میانقاب ترکهای قطری تشکیل گردید که در ادامه آزمایش ضخامت این ترکها افزایش یافته و دیوار بصورت ضربدری به چند ناحیه تقسیم شد. جابجایی بیشتر نمونه در مراحل بعد موجب شد تا ترکهای برشی جدیدی در قسمت فوقانی ستونها بوجود آید و مشابه با نمونه ترمیم شده قبلی در این نقاط مفصل پلاستیک ایجاد شده، پوشش بتن و مغزه بتن تخریب گردد. تخریب پوشش بتن در قسمتهای پایین ستونها نیز مشاهده شد اما در این نقاط علیرغم کمانش آرماتورها و حتی شکست میلگرد در یکی از نقاط، به دلیل وجود دو سری آرماتورهای اصلی و ریشه هیچگونه ترک برشی ایجاد نگردید (شکل ۶). همانگونه که در قسمتهای قبلی نیز توضیح داده شد. در یکی از نمونه‌ها جهت بررسی نقایص سازه‌های موجود، بطور عمده طول مهاري ریشه‌ها کمتر از مقدار مجاز در نظر گرفته شد. در این نمونه با اعمال جابجایی، ابتدا نقاط آسیب دیده بصورت خمشی ترک خوردند و پس از آن قاب و میانقاب با ترکهای مرزی از یکدیگر جدا شده در کنجها سیمان و گچ روی میانقاب ترک برداشت اما شکست کنج دیده نشد. پس از این مرحله با اعمال جابجایی بیشتر، آرماتورهای اصلی ستون از کنار آرماتورهای ریشه سر خوردند و

ستون سمت چک در نقطه اتصال به پی دچار گسیختگی شد و پس از آن جابجایی اعمالی تنها موجب بلند شدن ستون گردیده، عملاً آسیبی در میانقاب ایجاد نگردید. لذا مشاهده می‌شود که ناکافی بودن طول مهاره‌های آرماتورهای ریشه موجب گسیختگی زود هنگام ستونها، حتی قبل از تخریب میانقاب خواهد شد.



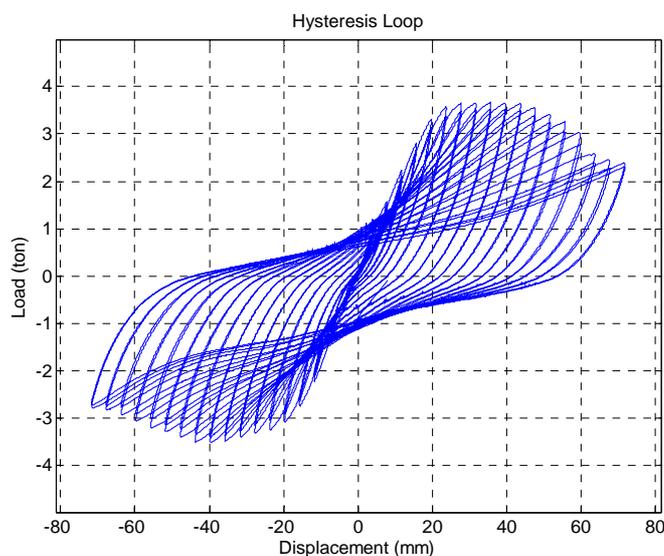
شکل 6: نحوه شکست قاب‌های دارای میانقاب اجری

۶-۲- چرخه‌های هیستریزیس

یکی از مهمترین نتایج حاصل از آزمایش قاب‌های ترمیم شده دارای میانقاب، منحنی رفتاری آنها می‌باشد. در واقع این منحنی نشان‌دهنده پاسخ کلی نمونه به جابجایی جانبی اعمال شده و بیانگر تغییرات مقاومت، سختی و استهلاک انرژی قاب‌ها می‌باشد. در این قسمت به بررسی تغییرات چرخه‌های هیستریزیس هر یک از نمونه‌ها می‌پردازیم.

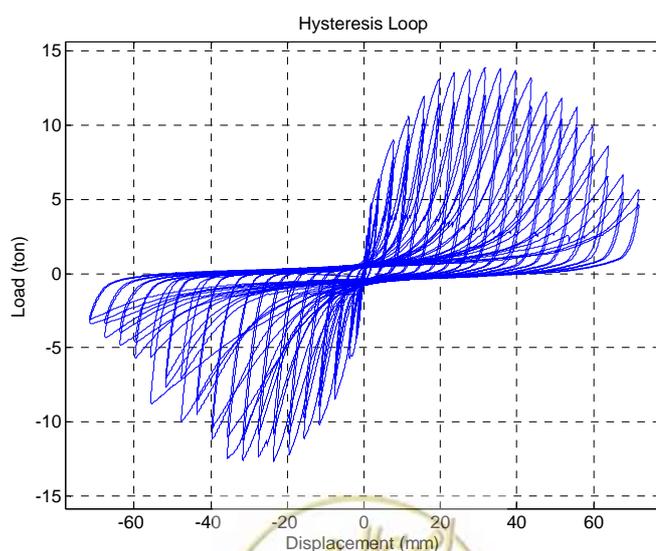
در قاب‌های ترمیم شده بدون میانقاب، همانگونه که در شکل ۷ دیده می‌شود، ماکزیمم نیروی قابل تحمل در حدود ۳/۵ ton می‌باشد. در این نمونه سختی اولیه نسبت به باقی نمونه‌ها کمتر بوده و از ابتدا کاهش سختی دیده می‌شود. افت مقاومت نیز پس از رسیدن به جابجایی ۴ سانتیمتر روی داده است. در ضمن با خسارت دیدن قاب، کاهش سختی و مقاومت ناشی از تکرار حلقه‌های مشابه کاهش یافته و ماکزیمم مقدار این حلقه‌ها به یکدیگر نزدیک شده است.





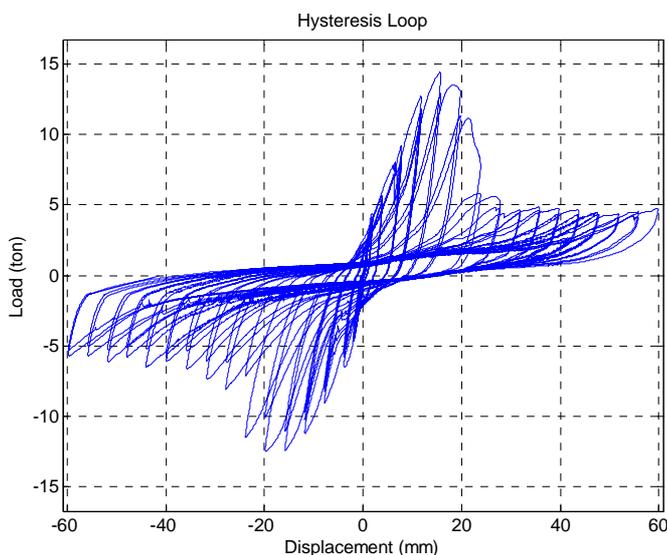
شکل 7: منحنی رفتاری قاب بدون میانقاب

در نمونه دارای میانقاب که آرماتورهای ریشه طول مهاری کافی داشتند منحنی رفتاری مطابق با شکل ۸ بدست می‌آید. در این نمونه ماکزیمم نیروی قابل تحمل توسط مجموعه قاب ترمیم شده و میانقاب در حدود ۱۴ ton می‌باشد. البته در این مورد نیز از ابتدا کاهش سختی دیده می‌شود و مقاومت پس از افزایش نسبی تا جابجایی ۲ سانتیمتر با رسیدن به جابجایی ۴ سانتیمتر افت می‌کند. در این نمونه با تخریب میانقاب، کاهش سختی و مقاومت ناشی از تکرار حلقه‌های مشابه کاهش می‌یابد اما در انتهای آزمایش همچنان این تفاوت مشاهده می‌شود.



شکل 8: منحنی رفتاری قاب با میانقاب آجر فشاری (با طول مهاری کافی در وصله آرماتورها)

اما همانگونه که قبلاً توضیح داده شد در نمونه‌ای که طول وصله آرماتورهای ریشه کوتاهتر از مقدار آیین‌نامه در نظر گرفته شده بود، هنگام آزمایش، ستون سمت بار قبل از آسیب دیدن میانقاب دچار گسیختگی شد و عملاً رفتار مرکب قاب و میانقاب تا مرحله ایجاد ترکهای مرزی پیش رفت. شکل ۹ منحنی رفتاری این نمونه را نشان می‌دهد.



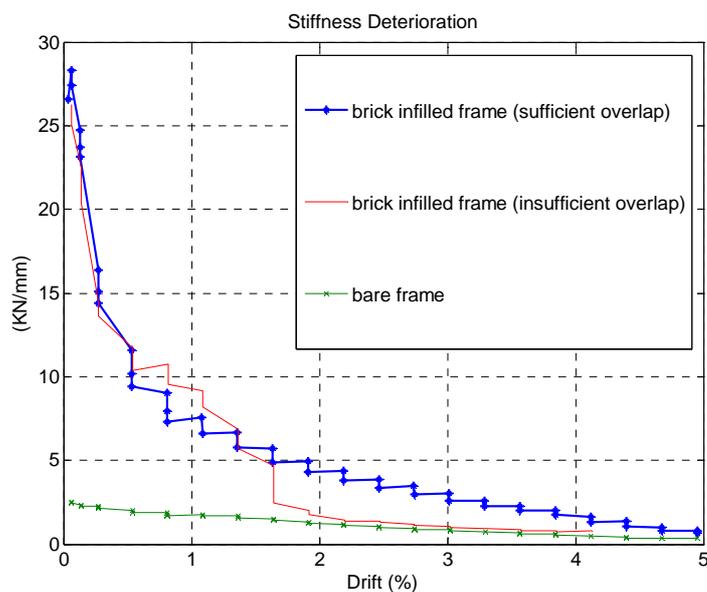
شکل ۹: منحنی رفتاری قاب با میانقاب آجر فشاری (با طول مهاری ناکافی در وصله آرماتورها)

مشاهده می‌شود که در این حالت ماکزیمم نیروی قابل تحمل به حدود ۱۴ ton می‌رسد که به سرعت پس از رسیدن به جابجایی ۲ سانتیمتر افت می‌کند (لحظه گسیختگی ستون). سختی نیز مشابه دیگر نمونه‌ها به تدریج دچار کاهش می‌شود. در این نمونه نیز با افزایش جابجایی اعمالی، کاهش سختی و مقاومت ناشی از تکرار حلقه‌های مشابه کمتر می‌شود.

۳-۶- سختی

سختی، یکی از کمیتهای مهمی است که در رفتار لرزه‌ای ساختمانها و اعضای سازه‌ای تاثیر بسزایی دارد. با افزایش این پارامتر، مقدار جابجایی کمتر خواهد شد، اما همیشه سختی بالا مطلوب نبوده و برای جذب و استهلاک انرژی در سازه لازم است سختی در محدوده معینی تغییر یابد تا با انعطاف‌پذیری سازه، شکل‌پذیری حاصل آید همچنین بالا بودن سختی اولیه سازه موجب جذب بیشتر نیروی زلزله می‌شود که از این لحاظ نیز افزایش آن چندان مناسب نیست [۵]. در این قسمت برای مقایسه، منحنی تغییرات سختی تمامی نمونه‌ها نسبت به میزان جابجایی نسبی اعمال شده به آنها در یک نمودار رسم شده است (شکل ۱۰).





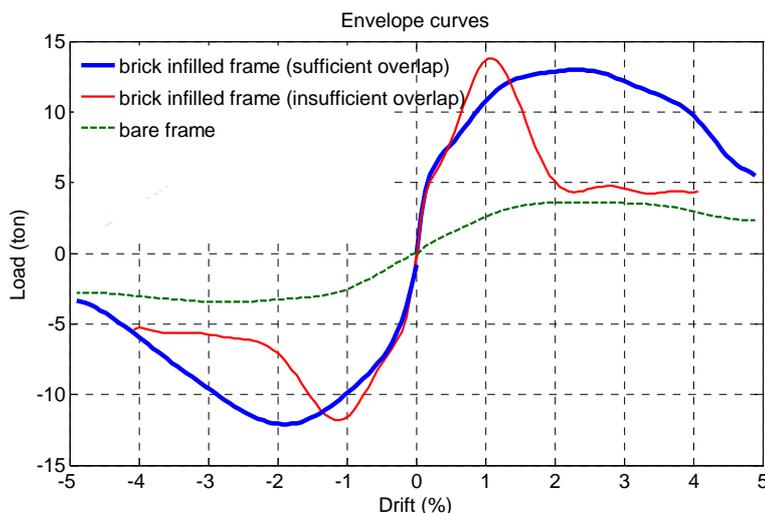
شکل 10: منحنی تغییرات سختی در نمونه‌های مختلف

با توجه به شکل، سختی اولیه در قاب ترمیم شده دارای میانقاب ۲۸/۲۸ KN/mm بوده و سختی موثر آن ۴/۳۷ KN/mm می‌باشد. در حالی که سختی در قاب خالی ترمیم شده در حدود ۲/۵ KN/mm می‌باشد. بنابراین در این مطالعه استفاده از میانقاب آجر فشاری برای مقاوم‌سازی قاب‌های آسیب دیده باعث شده سختی اولیه ۱۱ برابر و سختی موثر ۴ برابر سختی قاب آسیب دیده خالی گردد.

۴-۶- مقاومت

در بارگذاری چرخه‌ای، پوش منحنی‌های نیرو- تغییر مکان نشان‌دهنده مقاومت نمونه در برابر جابجایی اعمالی می‌باشند. به همین جهت برای مقایسه بهتر مقاومت قاب‌های دارای میانقاب و بدون میانقاب، پوش منحنی‌های هیستریزس آنها را بدست آورده، منحنی تمامی نمونه‌ها را برحسب درصد جابجایی نسبی اعمال شده به آنها در نموداری مطابق با شکل ۱۱ رسم نمودیم. با مقایسه مقاومت نمونه‌های مختلف اینگونه نتیجه‌گیری می‌شود که وجود میانقاب ساخته شده از آجر فشاری باعث می‌شود تا مقاومت در قاب‌های ترمیم شده این مطالعه ۳/۵ برابر قاب خالی گردد.

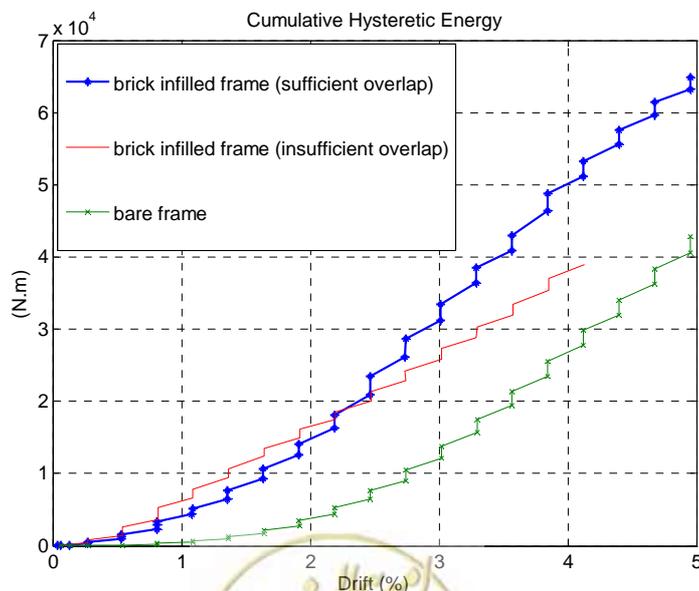




شکل 11: پوش منحنی هیستریزیس در نمونه‌های مختلف

۵-۶- استهلاک انرژی

برای مقایسه میزان استهلاک انرژی در نمونه‌های دارای میانقاب و بدون میانقاب، منحنی انرژی هیستریزیس تجمعی آنها برحسب درصد جابجایی اعمالی در نمودار شکل ۱۲ رسم گردید.



شکل 12: منحنی انرژی هیستریزیس تجمعی در نمونه‌های مختلف

با توجه به شکل، میانقاب‌های ساخته‌شده از آجر فشاری اتلاف انرژی بیشتری دارند به طوری که در جابجایی نسبی ۵٪ اتلاف انرژی آنها در حدود ۶۴ KN.m است ولی اتلاف انرژی قاب خالی ترمیم شده در این جابجایی ۴۲ KN.m می‌باشد. به عبارت دیگر، در



جابجایی نسبی ۵٪ اتلاف انرژی قاب‌های دارای میانقاب آجر فشاری ۱/۴ برابر قاب بتنی ترمیم شده و در جابجایی نسبی ۲/۷٪ اتلاف انرژی قاب دارای میانقاب آجر فشاری ۲/۷۵ برابر قاب بتنی ترمیم شده می‌باشد. لذا می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که در جابجایی نسبی کمتر میزان اتلاف انرژی قاب‌های دارای میانقاب نسبت به قاب‌های خالی بیشتر است و با افزایش جابجایی نسبی مقدار این تفاوت کمتر می‌شود. علت این امر را می‌توان ناشی از تخریب سریعتر میانقاب نسبت به قاب پیرامونی دانست چراکه عمده اتلاف انرژی در قاب‌های دارای میانقاب در اثر اصطکاک داخلی ترک‌های میانقاب می‌باشد. به عبارت دیگر حین اعمال جابجایی کم به نمونه‌های دارای میانقاب، ترک‌خوردگی میانقاب‌ها باعث افزایش اتلاف انرژی در چنین نمونه‌هایی نسبت به قاب‌های خالی می‌شود اما با افزایش جابجایی اعمالی، به علت تخریب میانقاب‌ها، سهم آنها در اتلاف انرژی کمتر شده عمده اتلاف انرژی در اثر تخریب قاب بوجود می‌آید که در نتیجه تفاوت انرژی تلف شده قاب‌های دارای میانقاب و بدون میانقاب کاهش می‌یابد.

۷- نتایج

طبعاً کلیه نتایج جمع‌بندی شده در زیر تنها برای مدل‌های آزمایش شده در این مطالعه صادقند و تعمیم عمومی آنها باید با احتیاط انجام شود:

- ۱- اضافه کردن میانقاب‌های ساخته شده از آجر فشاری در قاب‌های ترمیم شده موجب افزایش سختی آنها می‌گردد. این افزایش برای سختی اولیه در حدود ۱۱ برابر قاب ترمیم شده خالی و برای سختی موثر حدود ۴/۳ برابر سختی موثر قاب‌های ترمیم شده بدون میانقاب می‌باشد.
- ۲- میانقاب‌های ساخته شده از آجر فشاری موجب ۳/۵ برابر شدن ماکزیمم مقاومت قاب‌های ترمیم شده می‌گردند. همچنین روند افزایش و کاهش مقاومت در چنین قاب‌هایی تدریجی می‌باشد.
- ۳- درخصوص قاب‌های ترمیم شده وجود میانقاب آجری باعث ۲/۵ برابر شدن استهلاک انرژی در جابجایی نسبی ۲/۵٪ و ۱/۵ برابر شدن استهلاک انرژی در جابجایی نسبی ۵٪ می‌گردد.
- ۴- در قاب‌های ترمیم شده وجود میانقاب‌های آجری باعث توزیع یکنواخت‌تر لنگر خمشی در ستونها شده از تمرکز خسارت در مقاطع فوقانی ستونها جلوگیری می‌کند.

۸- منابع

- [۱] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.
- [۲] نیکزاد، خشایار و هاشم منیری، امیر سپهر، "آثار مطلوب و نامطلوب میانقاب‌های آجری بر روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی" پژوهش‌نامه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، سال ششم، شماره دوم، صفحه ۱۹-۱۴، ۱۳۷۶.
- [۳] آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش اول، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ۱۳۶۶.
- [۴] پارسا؛ فرزاد، "آزمایش عملکرد قاب بتنی با میانقاب مصالح بنایی تحت بارگذاری چرخه‌ای"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، با راهنمایی دکتر سروقد مقدم، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۵.
- [۵] تسنیمی، عباسعلی، رفتار دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰، نشریه: گ- ۴۰۴، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۳.



روشهای نوین در مقاوم سازی لرزه ای پلها

شروین ملکی

دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شریف

چکیده

روشهای معمول مقاوم سازی لرزه ای پلها استفاده از بتن و فولاد و مواد کامپوزیتی جهت تقویت اعضا را در بر می گیرد. بعضی اوقات این روشها پاسخگوی نیروی زلزله نیستند و یا هزینه زیادی می طلبند و یا به سبب موقعیت خاص پل قابل اجرا نمی باشند. در اینصورت استفاده از گزینه های پیشرفته تر علمی می تواند راه حل مناسبی باشد. این گزینه ها را می توان بطور کلی به پنج گروه تقسیم کرد که شامل استفاده از جداگرها، میراگرها، سیستم های یکپارچه، کنترل فعال و مواد هوشمند می باشد. در این مقاله به معرفی سیستم هایی که انتظار می رود در آینده ای نزدیک در ایران بکار گرفته شوند پرداخته، اصول کلی عملکرد و طراحی و تجربه جهانی مرتبط با آنها مورد اشاره قرار می گیرد. دو میراگر جدید که توسط نگارنده مورد تحقیق قرار گرفته است نیز معرفی می گردند.

۱- جداگرها^۱

جداگرها به منظور جداسازی سازه از حرکات شدید زمین هنگام زلزله بکار می روند. برخلاف ساختمان که جداسازی آن غالباً از روی فونداسیون انجام می پذیرد، در پلها این جداسازی مابین روسازه و زیرسازه اعمال می گردد. علت این امر نیروی اینرسی بسیار زیاد قسمت روسازه (که شامل وزن عرشه می شود) و همچنین سهولت اجرایی آن می باشد. بطور کلی این جداگرها در پلها به دو صورت الاستومریک (لاستیکی) و اصطکاکی بکار گرفته می شوند. این جداگرها به سبب سختی اندک وقتی در زیر قسمت روسازه تعبیه گردند باعث افزایش پریود ارتعاش آزاد کل پل گشته و انتظار می رود که این امر باعث کاهش نیروی زلزله وارده به سازه گردد. متأسفانه با توجه به طیف پاسخ تغییر مکان، معمولاً این کاهش نیرو با افزایش تغییر مکان روسازه پل همراه است. اگر بتوان بطریقی میرایی سیستم را بالا برد، می توان این افزایش جابجایی را در حد مطلوب نگاه داشت. از دیگر نکات مهم طراحی جداگرها نیاز به یک نیروی بازگرداننده^۲ می باشد که بتواند سازه را بعد از تغییر مکان زیاد رخ داده در هنگام زلزله به محل اولیه خود بازگرداند. این نیرو می تواند از طریق عملکرد ارتجاعی خود ماده جداگر (نظیر لاستیک ها) و یا توسط شکل دهی خاص به دستگاه جداگر (نظیر آونگ اصطکاکی) تأمین شود. در غیر اینصورت این نیرو باید توسط یک سیستم خارجی با هزینه بیشتری اعمال گردد.



¹ - isolators

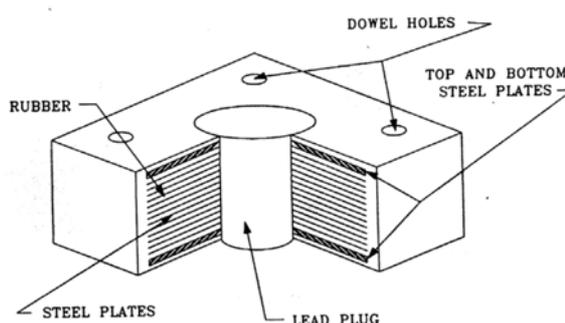
² - restoring

۱-۱- جداگرهای لاستیکی:

این جداگرها از دهه هفتاد میلادی در سازه‌ها بکار گرفته شده‌اند. در پله‌ها، به عنوان یک دستگاه تکیه‌گاهی، که در ایران نئوپرن نامیده می‌شود، اکثراً بکار گرفته می‌شوند لیکن به عنوان یک جداگر در تحلیل سازه پل بکار گرفته نمی‌شود. این دستگاه‌های تکیه‌گاهی از لاستیک طبیعی و یا مصنوعی (نئوپرن) و بصورت ساده و یا مسلح به ورق‌های فولادی (بصورت لایه به لایه) ساخته می‌شوند. نوع جداگر لرزه‌ای آن معمولاً نئوپرن مسلح می‌باشد که لایه‌های فولاد باعث افزایش سختی جداگر در جهت قائم شده لیکن در جهت افقی سختی آن کماکان همان سختی برشی لاستیک‌هاست که دهها برابر کمتر از سختی قائم می‌باشد. این جداگر عمدتاً از افزایش پیروی سازه در کاهش نیروی زلزله بهره می‌برد و میرایی ویسکوز بحرانی آن حدود ۳٪ می‌باشد. نیروی بازگرداننده در سیستم بصورت طبیعی وجود دارد که همان قابلیت ارتجاعی لاستیک می‌باشد. نقطه ضعف این جداگر در مقدار جابجایی بالای آن می‌باشد. این نئوپرنها در تحت زلزله حدوداً باید تا ۳ برابر ضخامت خود را در جابجایی جانبی تحمل کنند و پایدار بمانند.

مشکل میرایی این لاستیک‌ها در دهه ۹۰ میلادی با اضافه کردن کربن و رزین به نئوپرن حل شد. این لاستیک جدید که به لاستیک با میرایی بالا موسوم است دارای درصد میرایی بحرانی‌ای تا حدود ۲۰٪ می‌باشد. متأسفانه این نوع لاستیک‌های با میرایی بالا در زلزله رفتار یکنواختی از خود نشان نمی‌دهند و رفتار آنها به پیشینه بارگذاری و شدت و نرخ آن و دمای محیط وابسته است. لذا استفاده از آنها به عنوان یک جداگر به تدریج کم گشته است.

در ژاپن نوع دیگری از ایروتورهای لاستیکی ساخته شده که در وسط آن هسته‌ای استوانه‌ای با قطر تقریباً نصف قطر کل، از لاستیک با میرایی بالا به اسم نیتریل گذاشته شده‌است. این جداگر هم میرایی را تا حدود ۲۰ درصد بالا می‌برد. در ۱۹۷۵ در نیوزیلند جداگر لاستیکی با مغزه سر بی‌ابداع گشت. هسته استوانه‌ای سربی، که حدود یک چهارم قطر لاستیک خارجی را دارا می‌باشد، با کار داخلی (هیستریسیس) در برش جاذب انرژی زلزله بوده و میرایی بحرانی معادل را تا حدود ۲۰ درصد بالا می‌برد. هسته سربی باعث افزایش سختی اولیه تا حدود ۱۰ برابر نیز می‌شود که برای کاهش جابجایی در مقابل نیروهای باد و ترمز مفید است. این جداگرها دارای رفتار یکسان در فرکانس‌های ورودی متفاوت هستند و در مقابل حرارت هم رفتاری پایدار از خود نشان می‌دهند. نقطه ضعف آنها عدم وجود نیروی بازگرداننده می‌باشد. بدین لحاظ که در زلزله شدید سرب تغییرشکل پلاستیک و دائمی پیدا می‌کند و قادر به بازگشتن به حالت اولیه خود نیست.



شکل: نشمینهای لاستیکی با هسته سربی

۱-۲- جداگرهای اصطکاکی

می‌توان گفت که این جداسازی از قدیمی‌ترین روش‌های جداسازیست، زیرا که از صدها سال پیش بشر کشف کرده بود که اگر زیر یک ساختمان را با شن گرد پر کنند در زلزله ساختمان روی آن می‌لغزد و می‌تواند پایدار بماند. امروزه جداسازی توسط صفحات فولادی پولیش شده که آغشته به ماده تفلون شده‌اند انجام می‌پذیرد. فولاد بر روی تفلون ضریب اصطکاکی حدود ۲ تا ۳ درصد دارد. لیکن

این ضریب شدیداً به سرعت بار و فشار قائم وارده بستگی پیدا می کند و معمولاً این ضریب در مجموع برای پلها تا حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد بالا می رود. در دهه هشتاد دکتر مستقل و تنباکوچی تئوری دقیق جداگرهای اصطکاکی را برای بارهای لرزه ای بیرون دادند.

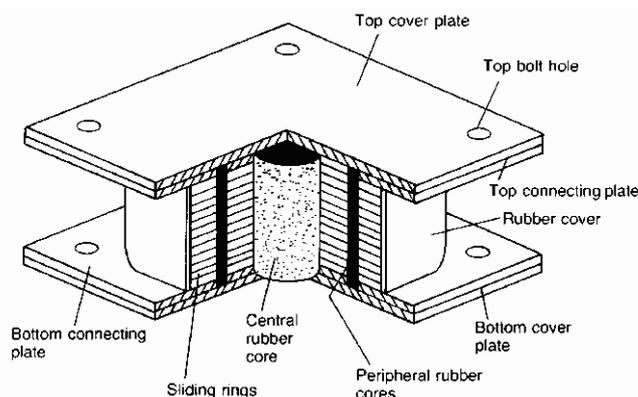
۱-۲-۱- سیستم تاس^۱:

سیستم تاس به وسیله گروه تاپسه ژاپن توسعه یافته است. در این سیستم، تمام بارقائم به وسیله المانهای تفلون- فولاد حمل می شود. به علاوه از نشیمنهای لایه ای نئوپرنی که باری به آنها وارد نمی شود به منظور ایجاد نیروهای بازگرداننده استفاده می شود. اصطکاک سطح لغزنده تفلونی آن بین ۵٪ برای سرعتهای پایین لغزش تا حدود ۱۵٪ برای سرعتهای بالاتر متغیر است. اشکالات این سیستم عبارتند از:

- به دلیل عدم باربری قائم نشیمنهای الاستومری، این نشیمنها به کشش می افتد.
- حساسیت سطح لغزنده به سرعت مدلسازی طراحی این سیستم را بسیار دشوار کرده است.

۱-۲-۲- سیستم جداسازی پایه اصطکاکی پس جهنده^۲:

در طراحی نشیمنهای جداسازی پایه ای اصطکاکی پس جهنده سعی شده که با استفاده از سطوح مشترک لغزنده متعدد در یک نشیمن، مشکل ضریب اصطکاک بالای تفلون بر روی فولاد ضدزنگ در سرعتهای بالا حل شود. بنابراین سرعت نسبی بین بالا و پایین این نشیمن بر تعداد لایه ها تقسیم شده و در نتیجه سرعت هر لایه آنقدر کوچک می شود که ضریب اصطکاک پایینی حاصل شود. علاوه بر المانهای لغزنده، هسته مرکزی که از جنس لاستیک است، بارقائم را حمل نکرده، اما یک نیروی بازگرداننده در سیستم ایجاد می کند. اجزای تشکیل دهنده این سیستم در شکل زیر بصورت شماتیک نشان داده شده است.



شکل: نشیمنهای جداسازی اصطکاکی پس جهنده

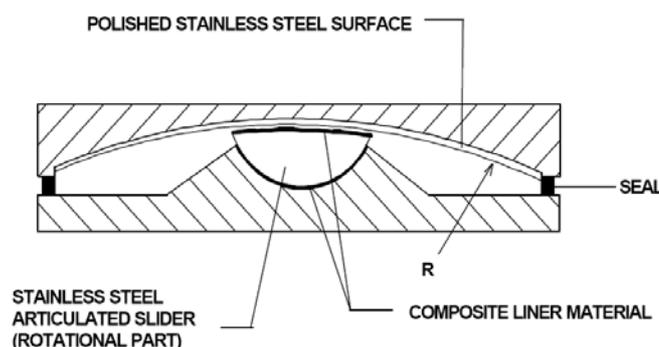


¹ TASS

² R-FBI: Resilient- Friction Base Isolation System

۱-۲-۳- سیستم آونگ اصطکاکی:

سیستم آونگ اصطکاکی^۱ سیستم جداسازی اصطکاکی است که به وسیله هندسه خاص خود عمل لغزش و نیروی بازگرداننده را فراهم می‌کند. جداساز FPS که بصورت شماتیک در شکل زیر نشان داده شده است، دارای یک قسمت لغزنده مفصلی است که بر روی یک سطح کروی از جنس فولاد ضدزنگ می‌لغزد. سطحی از این قسمت لغزنده مفصلی که در تماس با سطح کروی است، با موادی با اصطکاک کم پوشیده شده است. سطح دیگر این لغزنده نیز کروی بوده و با لایه‌ای از فولاد ضدزنگ پوشیده شده است. این سطح در یک شیار کروی که آن هم از ترکیباتی با اصطکاک کم پوشیده شده، قرار می‌گیرد. با حرکت قسمت لغزنده از روی سطح کروی، جرم موجود از روی آن بلند شده که این امر سبب ایجاد نیروی بازگرداننده در سیستم می‌شود. اصطکاک بین سطح لغزنده مفصلی و سطح کروی نیز سبب ایجاد میرایی در جداسازها می‌شود. سختی موثر جداساز و دوره تناوب سازه جداسازی شده به وسیله شعاع انحناى سطح محدب کنترل می‌شود.



شکل - سیستم جداسازی آونگ اصطکاکی

۲- میراگرها

عملکرد لرزه‌ای یک پل را می‌توان با افزودن جاذب‌های انرژی (میراگر الحاقی) به آن بهبود بخشید. بدین صورت که این وسایل، قسمتی از انرژی ورودی زلزله را به تنهایی جذب و مستهلک می‌نمایند. رابطه انرژی ورودی سیستم با سایر قسمت‌ها به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d$$

در این رابطه، E انرژی ورودی به سازه ناشی از زلزله، E_k انرژی جنبشی، E_s انرژی کرنشی قابل بازگشت در محدوده الاستیک، E_h مقدار غیرقابل بازگشت انرژی به واسطه تغییر شکل غیرالاستیک و نهایتاً E_d مقدار انرژی مستهلک شده به واسطه میراگر الحاقی می‌باشد. برای اتلاف بهینه انرژی، از رفتار غیرالاستیک عناصر سازه می‌توان استفاده کرد. بدین صورت که به سازه اجازه می‌دهند تا از محدوده الاستیک خارج و بواسطه تغییر شکل غیرالاستیک بوجود آمده، مقداری از انرژی زلزله را مستهلک نماید که این امر به معنای افزایش مقدار E_h در رابطه انرژی فوق می‌باشد. این عمل همانگونه که مشاهده شد، اثر مستقیمی بر مقدار E_h دارد در حالی

¹ Friction Pendulum Isolator

که اثر غیرمستقیم آن، میتواند افزایش نرمی ساختمان و در نتیجه تغییر در میزان انرژی ورودی ساختمان نیز باشد. درحالی که زلزله با پیوندهای بلند رخ دهد، فراهم نمودن انعطاف پذیری مناسب برای مقابله با انرژی ورودی آن، امکان پذیر نمی باشد، در این حالت میزان جذب و استهلاک انرژی، نقش بسیار مهمی در رفتار سازه خواهد داشت. در این روشها، سیستمهای مکانیکی مختلفی در نشیمن پل و یا در دیافراگمهای انتهایی آن جاسازی می گردند که در هنگام وقوع زلزله اقدام به جذب و استهلاک انرژی نماید. استهلاک انرژی در این وسایل عمدتاً با استفاده از روشهای مختلفی نظیر جاری شدن یک فلز نرم (کار داخلی یا هیستریسیس)، اصطکاک مواد بر روی هم، حرکت یک پیستون درون یک ماده ویسکوز و یا رفتار ویسکوالاستیک در موادی از جنس شبیه لاستیک می باشد. در این قسمت سعی شده است این وسایل معرفی و با نحوه عملکرد آن آشنا شویم.

۲-۱- سیستمهای اصطکاکی:

این سیستمها در ساختمان متداول گشته اند و نمونه آن بادبندهای اصطکاکی پال و مارش میباشد. لیکن تا به امروز در پل سازی مورد استفاده واقع نشده اند.

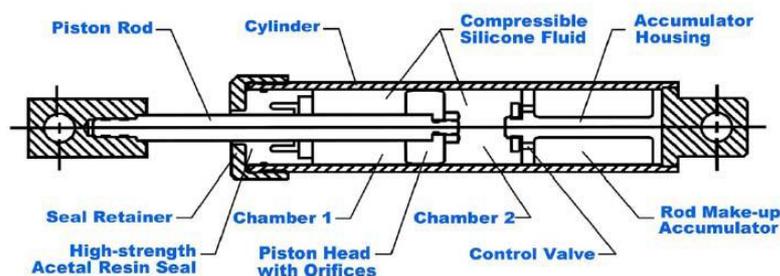
۲-۲ سیستمهای ویسکوالاستیک:

این میراگرها از لایه ویسکو الاستیک به هم چسبیده از جنس پلیمرهای اکریلیک تشکیل شده و رفتار اصلی میراگر به خاصیت برشی این لایه ها بستگی دارد. خواص میراگر ویسکوالاستیک به شرایط محیطی و فرکانس ارتعاش ارتباط دارد. بطوریکه با افزایش دمای محیط، ظرفیت استهلاک انرژی میراگر کاهش می یابد. میراگرهای ویسکوالاستیک در سالهای اخیر بصورت موفقیت آمیزی در ساختمانهای بلند بکار گرفته شده اند و لیکن در پل سازی کاربردی پیدا نکرده اند. نتایج حاصله از بررسی و استفاده از اینگونه میراگرها، حاکی از کارایی بسیار مناسب آنها می باشد. با استفاده از این وسایل می توان میرائی سازه را افزایش داد، لیکن تا به امروز مدل های تحلیلی قابل اطمینان که بتواند میزان میرائی معادل را بصورت دقیق پیش بینی نماید، در دسترس نمی باشد.

۲-۳ میراگرهای ویسکوز مایع:

این وسیله از یک پیستون سوراخ دار که درون سیلندری حاوی مایعی با غلظت زیاد (معمولاً روغن سیلیکون) قرار دارد تشکیل یافته است. اساس کار این وسیله، استهلاک انرژی توسط عبور دادن مایع تحت فشار از درون سوراخهای تعبیه شده در پیستون می باشد، ساختمان این وسیله در شکل زیرنمایش داده شده است. این وسیله شامل یک پیستون از جنس فولاد ضدزنگ به همراه یک کلاهک برنزی سوراخ دار می باشد. این سیلندر از روغن سیلیکون انباشته شده است. برای اندازه گیری مشخصات دینامیکی این سیستم مکانیکی، می توان در ابتدا وسیله فوق را تحت یک بارگذاری مشخص قرار داد و با استفاده از پاسخ این وسیله، مشخصات دینامیکی آن را بدست آورد.





شکل : میراگر ویسکوز مایع

از ویژگی‌های این میراگر در سازه می‌توان به کاهش تغییر مکانهای نسبی و مطلق طبقات تا ۵۰ درصد، کاهش برش پایه سازه تا ۴۰ درصد اشاره نمود. این سیستم در بسیاری از پلها هم اکنون نصب شده است.

۲-۴ سیستم‌های جاری شونده:

۲-۴-۱ سیستم میراگر با استفاده از خاصیت جاری شدن قطعه فلزی:

از خاصیت جاری شدن فلزات و یا کار داخلی (هیسترسیس) با شگردهای مختلفی جهت افزایش کارایی سازه در مقابل زلزله استفاده شده است. در این حالت، با افزودن قطعه‌ای به سیستم از جنس فلز و انتقال نیرویی حساب شده به آن، موجب جاری شدن آن در هنگام وقوع بارگذاری زلزله و در نتیجه مستهلک نمودن مقدار زیادی از انرژی ورودی به سازه می‌گردد. برپایه این روش، عمل تخریب بر روی قطعه‌ای از پیش تعیین شده رخ می‌دهد که بعد از بارگذاری نیز قابل تعویض می‌باشد. نمونه این وسیله که میرائی و سختی افزودنی را به سیستم اعمال می‌کند، سیستم آداس^۱ نامیده می‌شود. این وسیله شامل صفحه‌هایی از جنس آهن به شکل تقریبی X می‌باشد که بصورت موازی و به تعداد مورد نیاز در کنار هم قرار می‌گیرند و نهایتاً میراگر در انتهای مهاربند (مهاربندی ۸) در سیستم دیافراگم انتهایی پلها نصب می‌گردند. این المان در شکل زیر نشان داده شده است. سیستم‌های تاداس TADAS مشابه آداس بوده فقط شکل فولاد آن بصورت یک مثلث در آمده است. این سیستمها در پلها در حد کارهای تحقیقاتی مورد استفاده قرار گرفته‌اند.



شکل : میراگر آداس و تاداس

^۱ ADAS (Added Damping And Stiffness)

میراگرهای جاری شونده می‌توانند در قسمت تکیه گاه پل نیز نصب شوند. در شکل زیر دو نمونه مرسوم آن، میراگر هلالی و میله‌ای را که در چندین پل بکار گرفته شده‌اند را ملاحظه می‌کنید.



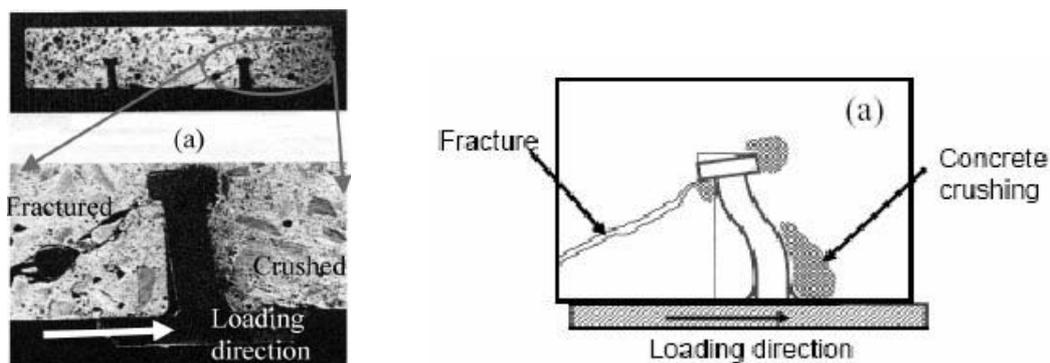
Figure 13 - Isolator with double tapered pin steel hysteretic dissipating element used for the seismic retrofit of the Marquam Bridge, Oregon, USA.

۲-۴-۲ بهسازی لرزه‌ای تکیه‌گاههای پل با استفاده از یک نوع میراگر نوین

همانطور که در بالا اشاره گردید، برای بهسازی لرزه‌ای پلها، ایده‌ی کنترل مطرح شده است که می‌تواند شامل استفاده از انواع جداگرها یا میراگرها باشد. منتها در اکثر موارد، این تجهیزات گران می‌باشند و نصب و نگهداری آنها پیچیده بوده، احتیاج به نیروی متخصص تربیب‌شده دارد. در پژوهشی که توسط نگارنده و همکاران صورت گرفته، یک ابزار جدید مستهلک کننده برای تکیه‌گاههای پل ارایه گردیده که در عین ارزانی و سادگی، از کارآمدگی بالایی برخوردار است. این ابزار را هم در پلهای جدید و هم در پلهای موجود به سادگی می‌توان تعبیه نمود. ابزار مورد بحث شامل برشگیرهای فولادی مستقر در بلوک بتنی می‌باشد که با دیتیل خاصی و در یک موضع مناسب پل نصب می‌شود. نتایج تحقیقات اولیه نشان داده است که شکست برشی گل‌میخ‌ها یک مود گسیختگی شکل‌پذیر است که می‌تواند جاذب انرژی باشد. در طی زلزله، گل‌میخ‌ها از طریق رفتار هیسترتیک، انرژی زلزله را مستهلک نموده و موجب کاهش ظرفیت طلب لرزه‌ای در زیرسازه‌ی پل می‌گردند. با توجه به ارزانی و سادگی نصب این تجهیز، بعد از زلزله‌های شدید می‌توان به راحتی مستهلک‌کننده‌ها را تعویض نمود.

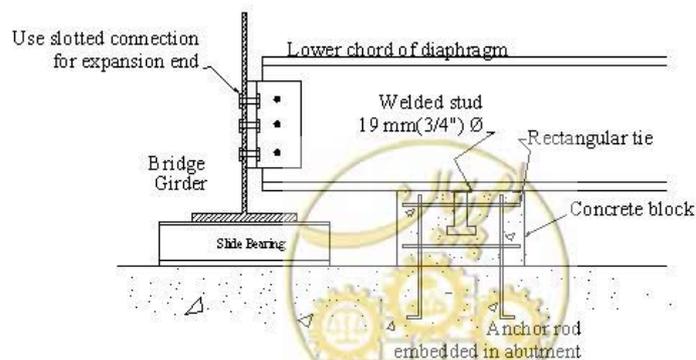
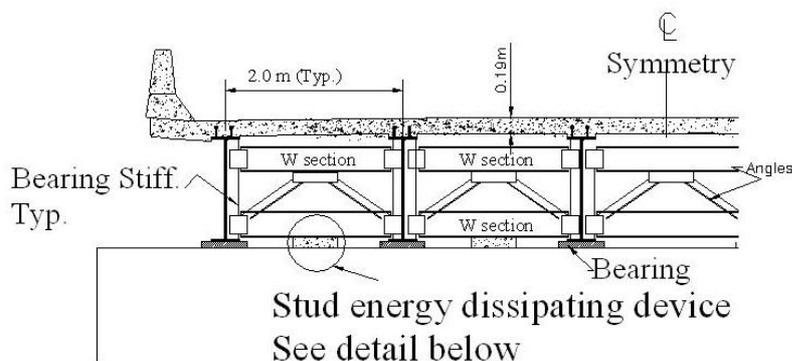
وقتی عمل کامپوزیت فلز و بتن توسط گل‌میخ‌های مدفون در بتن تامین می‌شود، مقاومت نسبی بتن در مقاسیه با مقاومت و ابعاد گل‌میخ در تعیین مود گسیختگی مؤثر است. معمولاً وقتی قطر گل‌میخ کم می‌باشد و بتن مقاومت کافی دارد، شکست برشی گل‌میخ حاکم است و وقتی گل‌میخ قوی‌تر باشد، خرابی بتن اطراف گل‌میخ و بیرون کشیده شدن گل‌میخ رخ می‌دهد. در هر حال شکست و خرد شدن بتن در مود شکست برشگیرهای مدفون در بتن بسیار مؤثر است. در این حالت طبق شکل زیر بتن در سمت مخالف جهت بارگذاری در اثر تمرکز تنش در مجاورت سر گل‌میخ دچار شکست شده و در طرف دیگر به دلیل وجود تنش‌های تماسی ناشی از تکیه کردن ساق گل‌میخ به بتن، خردشدگی رخ می‌دهد. روشهای معمول برای جلوگیری از شکست ترد برشگیرهای مدفون در بتن شامل افزایش عمق مهار برشگیر در بتن، نسبت‌های ابعادی و فاصله‌ی مناسب برشگیرها و نیز مسلح کردن بتن در اطراف محل اتصال می‌باشد.



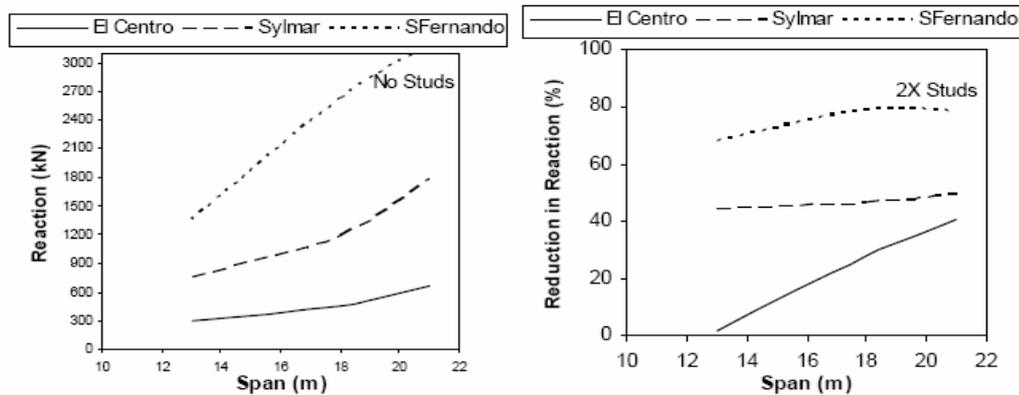


شکل ۱: شکست بتن در مجاورت گل‌میخ

این پژوهش در دو بخش تحلیلی و آزمایشگاهی صورت خواهد گرفت. در ابتدا رفتار برشگیر مدفون در بلوک بتنی توسط روش اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفت. برشگیرها معمولاً بصورت گل‌میخ می‌باشند ولی عملکرد مقاطع ناودانی و نبشی نیز قابل بررسی می‌باشد. قابل ذکر است که گرچه آزمایشهای استاتیکی و شبه‌دینامیکی تاکنون در نقاط مختلف جهان برای بررسی ظرفیت برشی برشگیرها در سیستم‌های مختلف انجام گردیده است ولی استفاده از آن به عنوان یک نوع میراگر تقریباً بی‌سابقه بوده و نتایج ارزشمندی در پی خواهد داشت. در نهایت با داشتن یک الگوی مناسب برای ظرفیت برشی سیکلی برشگیرهای مدفون در بتن، عملکرد غیرخطی آن در مدل اجزای محدود پل توسط برنامه‌ی کامپیوتری با تغییر پارامترهای مختلف مثل تعداد برشگیرها در هر ابزار، طول و عرض پل و رکورد زلزله ورودی بررسی می‌شود. یادآور می‌شود قسمتی از مطالعات تئوریک برای بتن معمولی انجام شده و نتایج حاصل در مجله‌ی Engineering Structures که از مجلات علمی معتبر بین‌المللی چاپ گردیده است. در شکل کاهش نیروی وارده به زیر سازه با استفاده از این میراگر را برای زلزله‌های مختلف و پلهای با دهانه‌های متغیر ملاحظه می‌کنید.



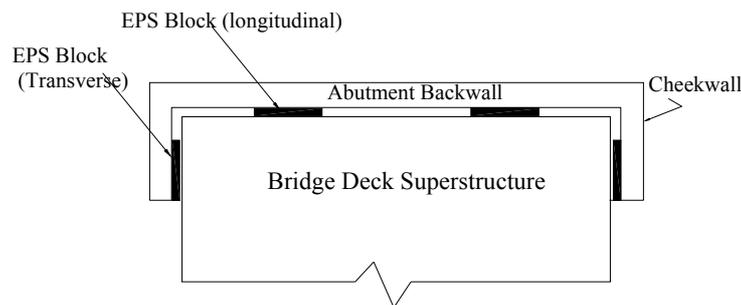
شکل ۲: موقعیت ابزار مستهلک‌کننده‌ی انرژی در پل



شکل : کاهش نیروی وارده به زیر سازه با استفاده از دستگاه

۲-۴-۳ بهسازی لرزه ای تکیه گاههای پل با استفاده از فوم پلی استایرین

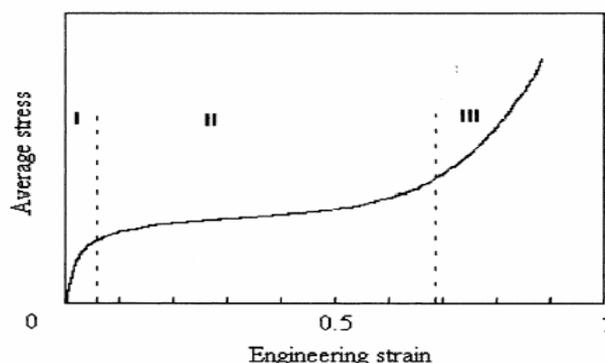
هدف این بخش نشان دادن یافته‌های جدید نگارنده در کاربرد فوم پلی استایرین (EPS) به عنوان مستهلک کننده انرژی زلزله میباشد. EPS در صنعت کاربرد وسیعی دارد ولی آنچه برای ما حایز اهمیت است قیمت مناسب، فراوانی و ضربه‌گیری این ماده است. بدلیل همین خواص از این ماده در صنایع بسته‌بندی استفاده شایانی می‌گردد. خاصیت دیگر این ماده که مد نظر ماست افزایش مقاومت فشاری آن پس از تغییر شکل آن است. قابل توجه است که محل نصب این مواد حداقل دیوار گوشواره‌ای کناری در جهت عرضی و بین عرشه و کوله در جهت طولی پیشنهاد می‌گردد که در شکل زیر به نمایش درآمده است. در این شکل فضای خالی در هر دو جهت با استفاده از فوم (EPS) پر شده و تحت بررسی قرار گرفته است.



با وجود تحقیقات بسیار در مورد خواص مکانیکی EPS تحت بارگذاری استاتیکی، اطلاعات در مورد خواص دینامیکی EPS چندان زیاد نمی‌باشد. خصوصیات مکانیکی EPS را می‌توان تحت یک آزمایش تک محوری فشاری به مراحل کلی زیر دسته‌بندی کرد:

- (۱) مرحله اول که رفتار خطی را شاهد هستیم و تا محدوده کرنش ۳ تا ۵ درصد ادامه دارد.
- (۲) در مرحله دوم منحنی تنش کرنش بصورت نسبتاً تخت درمی‌آید.
- (۳) در مرحله سوم بدلیل تراکم سلولها تنش به سرعت افزایش می‌یابد.





در این تحقیق، از آنالیز دینامیکی غیرخطی جهت تعیین رابطه بین اثر سختی پرکننده که شامل نوع، سطح مقطع و ضخامت آن می‌باشد و جابجایی عرشه و برش پایه و زمان تناوب آزاد پل استفاده شده است. البته در این میان عوامل دیگری در تعیین ابعاد پرکننده نقش داشتند که اجازه استفاده از پرکننده با هر ابعادی را نمی‌دادند که برخی از آنها عبارتند از:

(۱) براساس نمودارهای تنش - کرنش ارائه شده ارجح است که حداکثر کرنش تجربه شده از حد مشخصی تجاوز ننماید. این حد برابر پایان مرحله دوم و آغاز مرحله کرنش - سخت شدگی در نظر گرفته شد. این کرنش مرزی برای EPS برابر ۵۵ درصد در نظر گرفته شد.

(۲) ضخامت بکار رفته در مدلها ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. ضخامت‌های دیگر بدلیل مسائل اجرایی اعم از عدم وجود فضای خالی کافی و همچنین مسائلی از قبیل کماتش پرکننده EPS مورد بررسی قرار نگرفتند.

در تحقیق صورت گرفته کاربرد EPS در دو حالت متفاوت یعنی در ترکیب با تکیه گاه نئوپرن به عنوان مدل اول و در ترکیب با تکیه گاه‌های لغزشی به عنوان مدل دوم مورد بررسی قرار گرفت و اثرات لحاظ نمودن پرکننده EPS بر پاسخ لرزه‌ای پلها برای طول دهانه‌های متفاوت ارائه گردید. ارائه نتایج براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و تحت اثر شتاب نگاشت‌های ال سنترو، سیلمار و پارک فیلد صورت گرفت.

نتایج آنالیز پرکننده EPS مدل اول

این مدل شامل تکیه‌گاه‌های الاستومتریکی و EPS میباشد در این حالت باتوجه به خصوصیات متفاوت از مقاطع با سطوح متفاوت استفاده شد و در نهایت نتایج برای پل با جرم ۱۳۰۰۰ تن و با سطح مقطع EPS $1000 \times 1000 \text{mm}^2$ و با ضخامت‌های متفاوت در جدول زیر آورده شده است. نتایج بترتیب مربوط به جابجایی عرشه یا پرکننده، نیروی وارده به دستگاه تکیه‌گاهی تحتانی، نیروی وارده به دیوار گوشواره‌ای کوله و نهایتاً نیروی برش پایه کل سیستم می‌باشد.



M=130000 KN			Displacement (mm)			Elastomer Reaction (kN)			Lateral Wall Reaction (kN)			Base Shear Reaction (kN)			Critical Reaction
EPS Thickness (mm)	EPS Stiffness (Kn/mm)	Period (sec)	Elcentro	Sylmar	Parkfield	Elcentro	Sylmar	Parkfield	Elcentro	Sylmar	Parkfield	Elcentro	Sylmar	Parkfield	
0	0	0.065	5.2	4.9	4.8	2028	1714	1596	0	0	0	2028	1714	1596	#
500	17	0.437	50.9	109.6	106.7	508	1094	1065	187	224	223	695	1318	1288	0.22
400	21.3	0.405	56.4	107.5	101.7	563	1073	1015	98	242	238	661	1315	1253	0.27
300	28.3	0.366	43.8	104.3	94.9	437	1041	947	-373	263	255	64	1304	1202	0.35
200	42.5	0.313	40.1	98	84.1	400	978	839	219	316	296	619	1294	1135	0.49
100	85	0.233	33.1	82.9	63.2	330	827	631	262	425	360	592	1252	991	0.83

نتایج آنالیز پرکننده EPS مدل دوم

این مدل شامل تکیه گاههای لغزشی و EPS می باشد در این حالت باتوجه به خصوصیات متفاوت ازمقاطع با سطوح متفاوت استفاده شد و در نهایت نتایج برای پل با جرم ۱۳۰۰۰ تن و با سطح مقطع EPS $1250 \times 1250 \text{mm}^2$ و با ضخامت های متفاوت در جدول آورده شده است. نتایج بترتیب مربوط به جابجایی عرشه یا پرکننده، نیروی وارده به دیوار گوشواره ای کوله یا همان نیروی برش پایه کل می باشد.

M=130000 KN			Displacement (mm)			Base Shear Reaction (kN) Lateral Wall Reaction			Critical Reaction
EPS Thickness (mm)	Stiffness	Period (sec)	Elcentro	Sylmar	Parkfield	Elcentro	Sylmar	Parkfield	
0	0	0.056	0.33	0.32	0.32	532	561	524	#
500	26.6	0.439	41.6	195.5	100	286	452	349	0.39
400	33.3	0.393	43.4	157	91.5	298	448	361	0.39
300	44.3	0.34	41.1	130	79.4	314	472	382	0.43
200	66.6	0.278	36.1	121.4	67.2	337	561	420	0.61
100	133	0.197	25.4	86.7	51.2	383	729	532	0.87

۳- تغییر ساختار با کوله های یکپارچه

کوله های یکپارچه درز انبساط مابین عرشه و دیوار کوله را با یک بتن ریزی یکپارچه حذف می نمایند. نبود این درز کلیه مسائل مرتبط با آنرا که شامل ریزش آب به عناصر زیر پل و هزینه تعمیر لاستیک های درزگیر و غیره را در بر دارد از بین می برد. لیکن عرشه دیگر آزادی انبساط و انقباض حرارتی را ندارد و کلیه تنش های حرارتی توسط سازه و خاک باید تحمل گردد. در عین حال حذف دستگاه های تکیه گاهی، که هزینه خرید و نگهداری بالایی دارند، جبران کننده کلیه هزینه های مرتبط با یکپارچه سازی می باشد. لذا مهندسين با تجربه در این امر متفق القول هستند که کوله های یکپارچه در دراز مدت گزینه اقتصادی تری از پلهای با درز معمولی می باشند. مزایای کوله های یکپارچه در قیاس با پلهای با درز را می توان به شرح زیر خلاصه کرد:

۱- صرفه اقتصادی در ساخت اولیه و نگهداری و تعمیر

۲- حذف درز عرشه و رفع مشکلات مرتبط با آن

۳- حذف دستگاه تکیه گاهی و بولت های نگهدارنده آن که باعث سرعت اجرا و افزایش رواداری اجرائی می گردد.

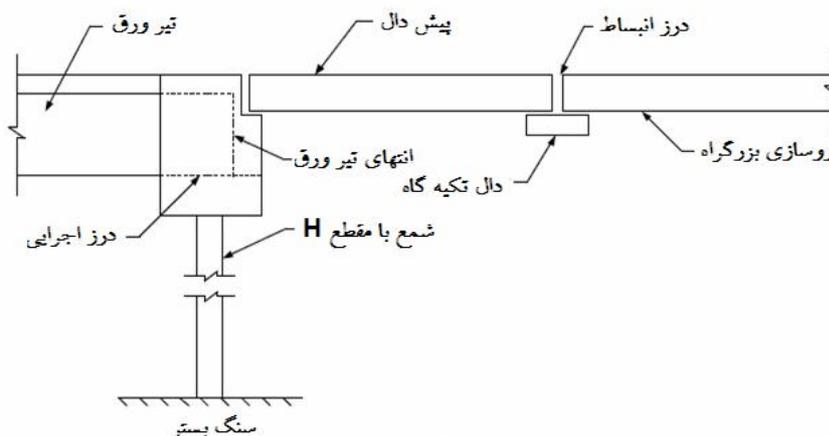
۴- تردد بدون صدا و ضربه خودروها از روی پل

۵- رفع نفوذ آب و خاک به زیر پل

۶- افزایش باربری در جهت قائم به سبب پخش بهتر بار و نامعین بودن سازه

۷- افزایش مقاومت در مقابل نیروهای بلند کننده تکیه‌گاهی

بطور کلی کوله‌های یکپارچه به دو نوع کامل و نیمه یکپارچه تقسیم می‌شوند. کوله یکپارچه کامل دارای اتصال کامل بتن فولادی در قسمت دال عرشه به کوله می‌باشد. این کوله‌ها معمولاً دارای شمع هستند و حرکت حرارتی- انقباضی پل با انعطاف‌پذیری این شمع‌ها در جهت محور پل انجام می‌پذیرد. لذا شمعهای فولادی ارجح است که حول محور ضعیف خود خم شوند تا این انعطاف‌پذیری وجود داشته باشد. انعطاف بیشتر شمع موجب کاهش تنش در دال عرشه خواهد شد. در کوله‌های نیمه یکپارچه نیز درز انبساط بین عرشه و کوله حذف می‌شود. عرشه به دیواره کوله وصل شده و با هم جابجا می‌شوند. لیکن حرکت افقی در قسمت زیر خاک توسط نئوپرن یا دستگاه غلطکی تأمین می‌گردد و به شمعها منتقل نمی‌شود. این گونه کوله‌ها، فشاری به شمع‌ها نمی‌آورند و برای جابجائی‌های زیاد و یا وقتی که شمعها تحمل بار اضافی ناشی از جابجائی افقی را ندارند بکار گرفته می‌شوند. اگرچه در کوله‌های یکپارچه درز انبساط عرشه- کوله حذف می‌گردد ولیکن چون کوله حرکات کوچکتری به همراه پل خواهد داشت لذا درز انبساط کوچکتری که معمولاً در انتهای پیش دال قرار داده می‌شود مورد نیاز است. این درز بسیار کم خطرتر خواهد بود زیرا نفوذ آب از درون این درز به خاک زیر پیش دال می‌رود و به سازه لطمه نمی‌زند. این نفوذ آب را هم با زهکشی مناسب می‌توان به اطراف گسیل داشت. متأسفانه در همین محل درز، بعضاً ترکهایی بر روی آسفالت روکش جاده مشاهده شده است که برای رفع آن باید حتماً زهکشی مناسب داشت و توصیه می‌گردد که انتهای پیش دال را روی یک فونداسیون بتنی قرار داد تا از نشست این قسمت جلوگیری به عمل آید. درز توسط پرکننده فشاری لاستیکی و در بعضی اوقات از فوم پلی‌استایرین هم می‌تواند پر شود. میزان بازشدگی این درز بستگی به بازی حرارتی کل سیستم دارد که خود تابعی از میزان حرارت، نوع سازه و خاک، طول دهانه پل و پیش دال، سختی شمعها و کوله می‌باشد.



شکل- شکل کلی کوله یکپارچه و شمع و پیش دال و پی زیر پیش دال

۳-۱- مقایسه عملکرد لرزه‌ای پلهای با کوله یکپارچه و پلهای معمولی

در این قسمت به بررسی عملکرد لرزه‌ای پلهای با کوله یکپارچه و مقایسه آن با پلهای معمولی دارای تکیه‌گاههای الاستومری می‌پردازیم. مدل مورد استفاده در این مطالعه یک مدل دو بعدی معادل، شامل دو کوله دیوار کوتاه، دو شمع معادل و یک تیر معادل

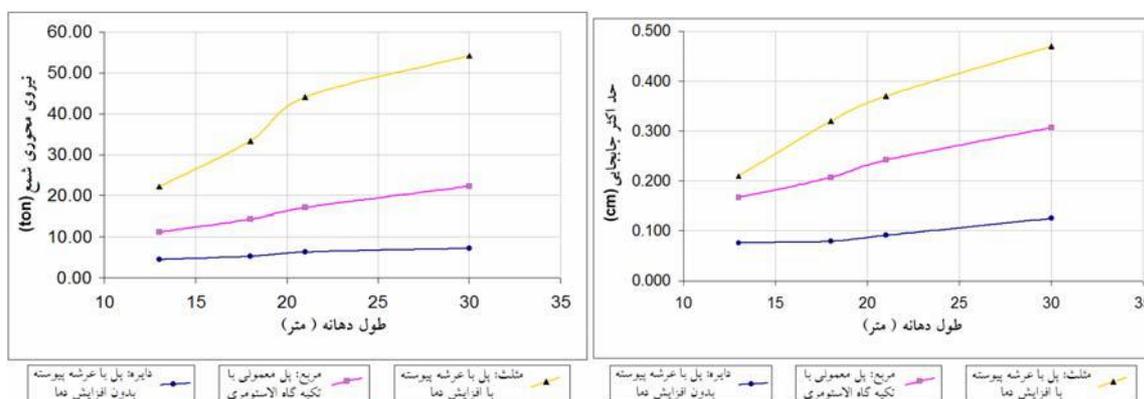
است. با توجه به عرض یک متری المانهای کوله، که از نوع المانهای کرنش سطحی هستند، سختی خمشی المانهای تیر و المان شمع اصلاح شد تا مقطع معادل در عرض یک متر به دست آید. عکس العمل خاک پشت کوله با استفاده از المان NLLINK مدل شد. سختی این فنر معادل سختی خاک ماسه ای متراکم و برابر 150 MN/m^3 در نظر گرفته شده است.

در هر دو حالت پل با تکیه گاه معمولی و پل با عرشه پیوسته، چهار مدل با دهانه های ۱۳ و ۱۸ و ۲۱ و ۳۰ متری و در مجموع ۸ مدل ساخته شد. تفاوت مدل های معمولی و با عرشه پیوسته در نحوه اتصال تیر عرشه به کوله است. به این ترتیب که در مدل با عرشه پیوسته، گره انتهایی تیر عرشه به صورت صلب به گره های کوله متصل است، در حالی که در مدل معمولی اتصال تیر مفصلی است و فقط به یک گره متصل شده است. در جهت طولی نیز فترهایی با سختی معادل تکیه گاه های الاستومری منظور شده است. پس از ساخت مدل، تغییر دمایی به مقدار 25°C به تیر عرشه وارد شد و یک آنالیز مودال غیرخطی تحت زلزله السترو توسط نرم افزار SAP انجام گردید. پس از انجام تحلیل نتایج زیر بدست آمد.

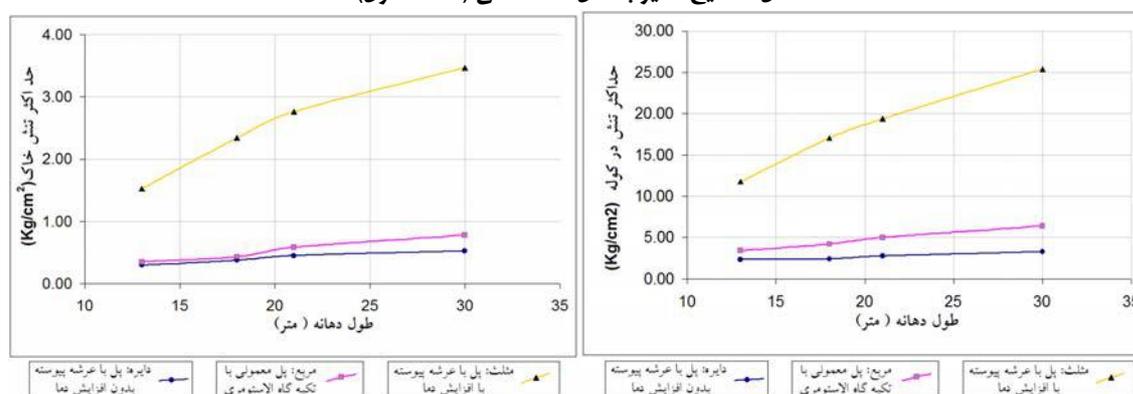
نتایج آنالیز با فنر خطی خاک در صفحه بعد در شکل نمایش داده شده است. در صورت در نظر نگرفتن تغییر دما و مقایسه نتایج آنالیز تنها تحت بارگذاری زلزله السترو مشاهده می شود که تمام پاسخهای سازه ای شامل برش پایه، تغییر مکان حداکثر دیوار کوله، تنش حداکثر دیوار کوله، حداکثر نیروی فنرهای معادل خاک، نیروی محوری شمع و لنگر خمشی شمع در پل معمولی بیشتر از پل با کوله یکپارچه هستند. بنابراین پاسخ لرزه ای پل با کوله یکپارچه بهتر و مناسبتر است. این حالت که تنها زلزله را در نظر می گیرد و تغییر دما لحاظ نمی شود به حالتی مربوط می شود که در زمان وقوع زلزله دمای محیط مساوی دمای پل در هنگام ساخت بوده باشد و در زمان وقوع زلزله افزایش دمایی رخ ندهد.

حال اگر بارگذاری زلزله را هم زمان با بارگذاری دمایی انجام دهیم، حالتی را در نظر گرفته ایم که در هنگام وقوع زلزله تغییر دما نسبت به حالت زمان ساخت وجود دارد. با توجه به اینکه بارگذاری دمایی فقط در پل با کوله یکپارچه وجود دارد در این حالت پاسخهای سازه ای پل معمولی عوض نمی شوند، در حالیکه پاسخهای سازه ای پل با کوله یکپارچه به جز برش پایه همگی به مقدار قابل توجهی افزایش می یابند. این افزایش به حدی است که در تمامی پاسخهای سازه ای به غیر از برش پایه مقدار پاسخ پل با کوله یکپارچه از پل معمولی بیشتر است. بنابراین در این حالت پل معمولی عملکرد بهتری دارد. البته علت این افزایش شدید را می توان در خطی بودن نمودار نیرو تغییر مکان فنرهای معادل خاک و همچنین سختی بسیار زیاد آنها در این مدل جستجو کرد. از بررسی نتایج تحلیلها این نتیجه حاصل می شود که بارگذاری حرارتی می تواند در پلهای با کوله یکپارچه خصوصاً پلهای با دهانه بلند بسیار تعیین کننده باشد و پاسخ سازه ای را به شدت دستخوش تغییر کند. شایان ذکر است که اگرچه این نیروها در پل یکپارچه افزایش یافته اند لیکن از نظر طراحی با توجه به ابعاد بزرگ کوله تغییر محسوسی در آرما تور گذاری کوله ایجاد نمی گردد و کماکان می توان ادعا نمود که صرفه اقتصادی با یکپارچه سازی است.





شکل - نتایج آنالیز با مدل خاک خطی (قسمت اول)



شکل ۳ نتایج آنالیز با مدل خاک خطی (قسمت دوم)

۴- نتیجه گیری

روشهای متفاوتی برای کاهش خطر زلزله برای پلها موجود است که بعضی از جهت تئوریک پیچیدگی دارند و بعضی هزینه زیادی در نصب و نگهداری طلب می‌کنند. در ایران، با توجه به محدودیتهای موجود، به نظر می‌رسد که سیستمهای میراگر جاری شونده در آینده نزدیک بتواند راهکار مناسبی در طراحی اولیه پلها و مقاوم‌سازی پلهای موجود ارائه دهد. همچنین کوله‌های یکپارچه با توجه به رفع مشکلات درزهای انبساط می‌تواند در مناطق لرزه‌خیز بسیار مناسب باشند.

۵- مراجع

- Al-Hussaini, T.M., Zayas, V.A. and Constantinou, M.C. (1994). "Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems," National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Technical Report NCEER-94-0007.
- Anderson, T.L. (1990). "Seismic Isolation Design and Construction Practice," *Proc.*, 4th U.S. Nat. Conf. on Earthq. Engrg., Earthq. Engrg. Res. Inst., 3:519-528, Palm Springs, Calif.
- Anderson, T.L., Bachman, R.E., and Grant, R.R. (1992). "Base Isolation Response to

- Extreme Ground Motions," *Proc.*, 10th World Conf. on Earthq. Engrg., 4:2491-2498, Madrid, Spain.
- Asher, J.W. and Van Volkinburg, D.R. (1989). "Seismic Isolation of the USC University Hospital," *Proc.*, ASCE Structures Congress, 1:605-614, San Francisco, Calif.
- Blakeley, R.W.G. (1982). "Code Requirements for Base Isolated Structures," *Proc.*, Inter. Conf. on Natural Rubber for Earthq. Protection of Bldgs. and Vibration Isolation, p. 292-311, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Built, S.M. (1982). "Lead Rubber Dissipators for the Base Isolation of Bridge Structures," 289, School of Engrg., Dept. of Civil Engrg., Univ. of Auckland, Auckland, New Zealand.
- Campbell, T.I. and Kong, W.L. (1987). "TFE Sliding Surfaces in Bridge Bearings," *Tech. Rept. MF-87-06*, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada.
- Chalhoub, M.S. and Kelly, J.M. (1990). "Earthquake Simulator Testing of a Combined Sliding Bearing and Rubber Bearing Isolation System," *Report No. UCB/EERC-87/04*, Earthq. Engrg. Res. Cen., Univ. of Calif., Berkeley, Calif.
- Clark, P.W. and Kelly, J.M. (1996). "Energy-Based Modeling of High-Damping Rubber Isolators for Dynamic Analysis," *Proc.*, ASCE Structures Congress XIV, Chicago, Ill.
- Clark, P.W. (1997). "Evaluation of Mechanical Property Changes for High-Damping Natural Rubber Bearings Over Time," Final Report to Federal Highways Administration.
- Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Kim, Y.-S. and Okamoto, S. (1993). "NCEER-Taisei Corporation Research Program on Sliding Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of a Friction Pendulum System (FPS)," National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York. Technical Report NCEER-93-0020.
- Derham, C.J., Learoyd, S.B.B., and Wootton, L.R. (1975). "Buildings on Springs to Resist Earthquakes," *Proc.*, 5th European Conf. on Earthq. Engrg., Istanbul, Turkey.
- Derham, C.J., Kelly, J.M., and Thomas, A.G. (1985). "Nonlinear Natural Rubber Bearings for Seismic Isolation," *Nuclear Engrg. and Design*, 84(3):417-428.
- Huffmann, G.K. (1985). "Full Base Isolation for Earthquake Protection by Helical Springs and Viscodampers," *Nuclear Engineering and Design*, 84(3):331-341.
- Huffmann, G.K. (1991). "Base Isolation of two residential Buildings in Los Angeles with helical springs and viscodampers," *Proc.*, 11th Post-SMiRT Conf. Seminar on Seismic Isolation of Nuclear and Non- Nuclear Structures, Nara, Japan.
- Kelly, J.M. (1982). "Aseismic Base Isolation," *Shock and Vibration Digest*, 14(5):17-25.
- Kelly, J.M. (1988). "Base Isolation in Japan, 1988," *Report No. UCB/EERC-88/20*, Earthq. Engrg. Res. Cen., Univ. of Calif., Berkeley, Calif.
- Kelly, J.M. (1990). "Base Isolation: Linear Theory and Design," *J. Earthq. Spectra*, 6(2):223-244.
- Kelly, J.M. and Quiroz, E. (1992). "Mechanical Characteristics of Neoprene Isolation Bearings," *Report No. UCB/EERC-92/11*, Earthq. Engrg. Res. Cen., Univ. of Calif., Berkeley, Calif.
- Ministry of Works and Development (1983). "Design of Lead-Rubber Bearings," Civil Div. Publication CDP 818/A, Wellington, New Zealand.

- Mostaghel, N., Hejazi, M. and Tanbakuchi, J.T. (1983a). "Response of Sliding Structures to Harmonic Support Motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11:355-366.
- Mokha, A.S., Constantino, M.C. and Reinhorn, A.M. (1990). "Experimental Study and Analytical Prediction of Earthquake Response of a Sliding Isolation System with a Spherical Surface," *National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Technical Report NCEER-90-0020*.
- Mostaghel, N. and Tanbakuchi, J.T. (1983b). "Response of Sliding Structures to Earthquake Support Motion," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11:729-748.
- Robinson, W.H. and Greenbank, L.R. (1975). "An Extrusion Energy Absorber Suitable for the Protection of Structures during an Earthquake," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 8(3):187-191.
- Robinson, W.H. and Tucker, A.G. (1977). "A Lead-Rubber Shear Damper," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 10(3):151-153.
- Robinson, W.H. and Tucker, A.G. (1983). "Test Results for Lead-Rubber Bearings for the William M. Clayton Building, Toe Toe Bridge, and Waiotukupuna Bridge," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 14(1):21-33.
- Taylor, A.W, Lin, A.N., and Martin, J.W. (1992). "Performance of Elastomers in Isolation Bearings: A Literature Review," *J. Earthq. Spectra*, 8(2):27.
- Tyler, R.G. (1977a). "Dynamic Tests on PTFE Sliding Layers under Earthquake Conditions," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 10(3):129-138.
- Tyler, R.G. (1977b). "Damping in Building Structures by Means of PTFE Sliding Joints," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 10(3):139-142.
- Tyler, R.G. and Robinson, W.H. (1984). "High-Strain Tests on Lead-Rubber Bearings for Earthquake Loadings," *Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthq. Engrg.*, 17:90-105.
- Zayas, V., Low, S., and Mahin, S. A. (1989). "The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report," Report No. UCB/EERC-87/01, Earthquake Engineering Research Center.
- Maleki, S., "Seismic energy dissipation with shear connectors for Bridges," *Engineering Structures*, Vol.28, 134-142,2006.
- Maleki, S., Bisadi, V., "Orthogonal Effects in Seismic Analysis of Skewed Bridges," *ASCE, Journal of Bridge Engineering*, Vol. 11(1), 2006.
- Maleki, S., "Seismic Modeling of Skewed Bridges with Elastomeric Bearings and Side Retainers," *ASCE, Journal of Bridge Engineering*, Vol.10 (4), 2005.
- Maleki, S., "Support Modeling of Skewed Slab-Girder Bridges," *Proceedings of The International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium, Shanghai, China, September, 2004, paper SHA-104*.
- Maleki, S., Rooyinfar, A., "Using expansion joint filler to reduce the seismic demand on bridges," *Proceedings of The International Symposium on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering-Including Seismic Engineering, November 20-22, 2005, Nanjing, China*.



معرفی مهاربندی‌های مقاوم در برابر کماتش، بررسی رفتار لرزه‌ای و کاربرد آنها در مقاوم‌سازی بر اساس مطالعات آزمایشگاهی

محمد قاسم وتر

Ph.D، مهندسین مشاور مقاوم شهر، عضو هیات علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
Vetr@iiees.ac.ir

علیرضا رضائیان

دانشجوی دکتری سازه دانشگاه علم و صنعت ایران، مهندسین مشاور مقاوم شهر، عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج
farid_rezaeian@yahoo.com

چکیده

در این مقاله، مهاربند‌های مقاوم در برابر کماتش (و یا قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز شکل‌پذیر) که تکنولوژی ساخت آن با مواد و مصالح موجود در ایران ممکن است، معرفی شده و کاربرد آنها در مقاوم‌سازی سازه‌ها بررسی می‌گردد. همانطور که از نام این مهاربند‌ها مشخص است، کماتش الاستیک از رفتار هیستریزیس عضو مهاری حذف شده است. حذف کماتش، باعث می‌گردد تا عضو مهاری در فشار رفتاری مانند کشش داشته باشد. یعنی قادر به تشکیل مفصل پلاستیک محوری در فشار می‌گردد. این نکته باعث می‌گردد که منحنی هیستریزیس سازه متقارن شده و استهلاک انرژی که ارتباط مستقیمی با سطح زیر این منحنی دارد به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش پیدا کند.

استفاده از این مهاربند‌ها هم در طراحی ساختمان‌های جدید کاربرد داشته هم در مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود بسیار مفید می‌باشد. در این مقاله پس از معرفی و بررسی رفتار لرزه‌ای این اعضاء بر اساس مطالعات تئوری و آزمایشگاهی، یک مطالعه موردی در مورد مقاوم‌سازی یک بیمارستان دارای سیستم قاب ساختمانی ساده با مهاربند هم مرکز که با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول طراحی شده است و باید طبق دستورالعمل بهسازی پس از زلزله قابلیت استفاده بی‌وقفه داشته باشد (هدف بهسازی ویژه) پرداخته می‌شود. نتیجه حاصل حاکی از آن است که با استفاده از این روش به سادگی قاب مهاربندی شده هم مرکزی که حتی سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین نمی‌نماید، تا سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه ارتقاء می‌یابد.

واژه‌های کلیدی: قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز معمولی، مهاربند‌های مقاوم در برابر کماتش، مفصل محوری پلاستیک،

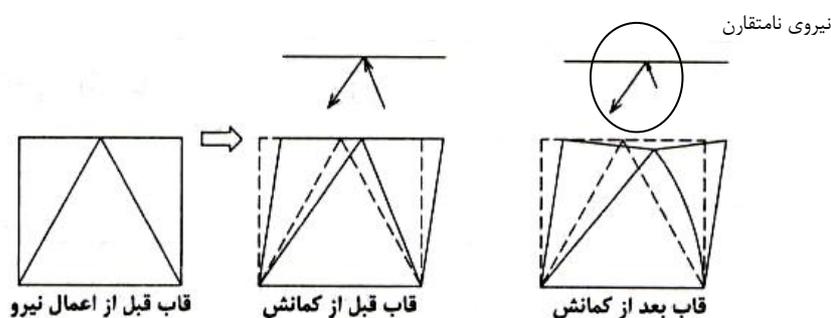
آنالیز پوش‌آور



۱- مقدمه

عمده‌ترین مشکل قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز معمولی، کمانش اعضاء مهاری و در نتیجه افت باربری و شکل پذیری محدود این سیستم می‌باشد. در صورتیکه مشکل کمانش اعضاء مهاری برطرف گردد، این سیستم بهترین گزینه برای طراحی و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها است. بحث حذف کمانش الاستیک، موجب ابداع نسل جدید مهاربندهای هم مرکز گردید.

در این مقاله ساختمان انتخاب شده دارای مهاربند هم مرکز نوع شورون می‌باشد. در این نوع مهاربندی پس از کمانش و افت باربری عضو مهاری، نیروی نامتقارنی در تیر طبقه ایجاد می‌شود که نتیجه آن تشکیل مفاصل خمشی پلاستیک در تیر می‌باشد که در طراحی ابتدائی این سیستم‌ها منظور نشده است، شکل ۱، [۷].



شکل ۱: ایجاد نیروی نامتقارن در تیر طبقه بادبندی‌های شورون [۵]

اما در بادبندهای مقاوم در برابر کمانش، نه تنها نیروی نامتقارن تشکیل نمی‌گردد بلکه شکل‌پذیری سیستم به طور چشمگیری افزایش پیدا می‌کند.

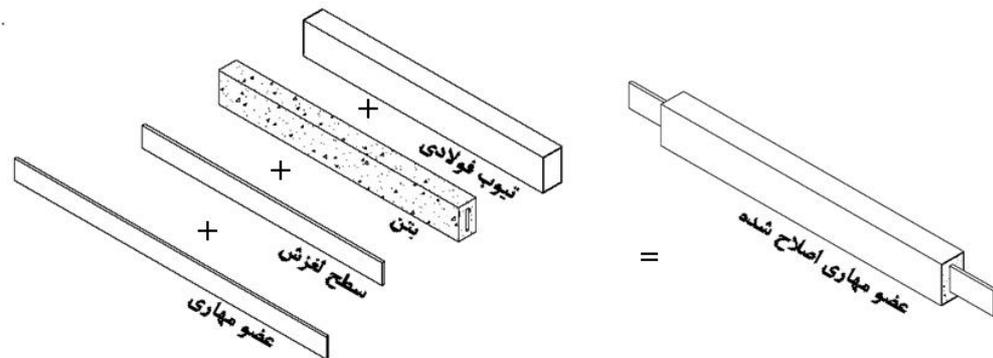
۲- معرفی بادبندهای مقاوم در برابر کمانش

برای حذف کمانش الاستیک از ایده تکیه‌گاه جانبی سرتاسری استفاده شده است. در حقیقت به وسیله مکانیزمی طول کمانش (L) کاهش یافته و بار بحرانی عضو فشاری افزایش می‌یابد. طبق رابطه ۱، چنانچه طول کمانش به سمت صفر میل کند، مقدار نیروی بحرانی عضو فشاری به سمت بی‌نهایت میل خواهد کرد. از نظر عملی این مقدار برابر نیروی جاری شدن مقطع می‌باشد (AF_y)، که اگر این مساله محقق گردد، هدف نهائی که یکسان شدن رفتار در کشش و فشار است، حاصل شده است.

$$\lim_{L \rightarrow 0} F_{cr} = \lim_{L \rightarrow 0} \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2} = \infty \quad \text{رابطه ۱}$$

در این رابطه چنانچه مقدار n (تعداد موج‌های شکل مدکمانشی عضو) افزایش پیدا نماید و مقدار F_{cr} از نیروی جاری شدن مقطع بیشتر شود، باز هم هدف مساله ارضاء شده است. در تحقیقات آزمایشگاهی، مشخص گردید، این دو وضعیت به صورت همزمان اتفاق می‌افتد. یعنی تکیه‌گاه ایجاد شده به صورت ارتجاعی عمل کرده و باعث می‌گردد که کمانش عضو فشاری در مدهای بالاتر اتفاق

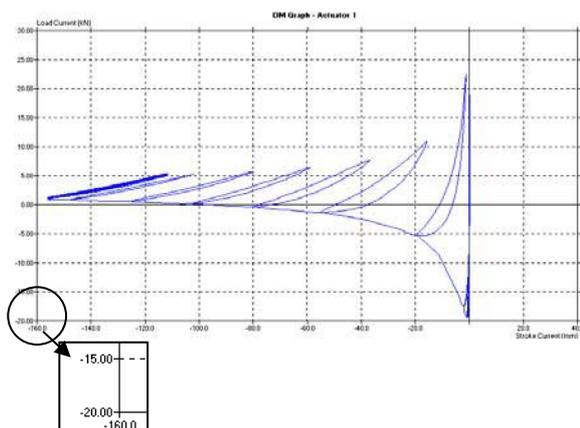
بیافتد. مولفین مقاله طرحی مطابق شکل ۲ را بررسی نمودند که تمامی اهداف از پیش تعیین شده را پاسخگو بود. لازم به ذکر است نمونه‌های دیگری نیز بررسی گردید که در این مقاله مجالی برای معرفی آنها وجود ندارد.



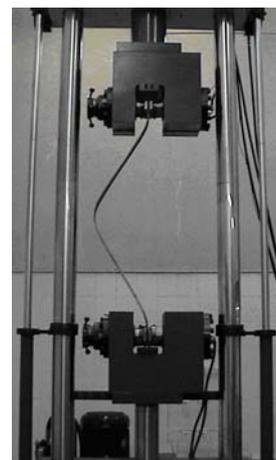
شکل ۲: طرح شماتیک مهاربندی‌های مقاوم در برابر کماتش [۶]

در جزئیات شکل ۲، سطح لغزش، نقش بسیار مهمی ایفا می‌نماید و باعث می‌گردد که نیروی وارد بر عضو مهاربندی به بتن پوشش انتقال نیافته و بتن فقط تکیه گاه جانبی برای عضو مهاربندی باشد. لازم به ذکر است ابعاد بتن پوشش و تیوب فولادی به گونه‌ای انتخاب می‌شوند، که کماتش اولری مقطع کلی بزرگتر از نیروی جاری شدن عضو مهاربندی به تنهائی باشد.

در تحقیق جداگانه‌ای ضریب رفتار این سیستم برابر $R_y=8$ بدست آمد [۳]. در مطالعات آزمایشگاهی به علت محدودیت‌های بارگذاری در آزمایشگاه یک نمونه با مقطع مستطیلی به ابعاد 80×10 میلیمتر مربع انتخاب شد. نمونه تحت آزمایش و هیستریزس حاصل از آن در شکل ۳ آمده است.



ب) نمودار هیستریزس (واحد ها بر حسب کیلو نیوتن)

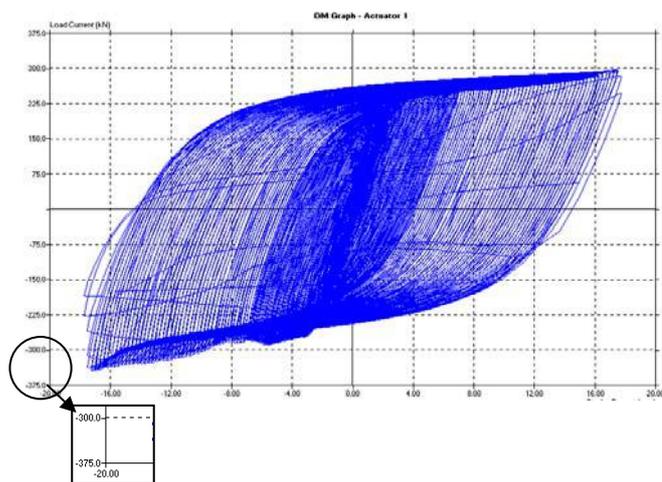


الف) نمونه آزمایشگاهی

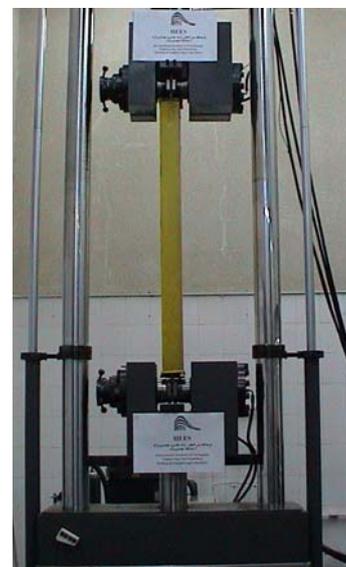
شکل ۳: نمونه معمولی [۳]

همانطور که از شکل ۳-ب مشخص است، نمودار هیستریزس این عضو ناپایدار بوده و حداکثر نیروی فشاری قابل تحمل آن حدود $1/8$ تن (۱۸ کیلونیوتن) می‌باشد (نیروی بحرانی حاصل از رابطه اولر برابر $2/7$ تن می‌باشد). شکل ۴-الف نمونه مقاوم در برابر کماتش را در

زمان آزمایش نشان می‌دهد و در شکل ۴-ب هیستریزیس حاصل از آن آمده است، از این شکل مشخص است که نمونه هم در کشش هم در فشار به حد جاری شدن و حتی فراتر (مرحله سخت شدگی) رسیده و هیستریزیس حاصله کاملاً متقارن است.



ب) نمودار هیستریزیس (واحد ها بر حسب کیلو نیوتن)

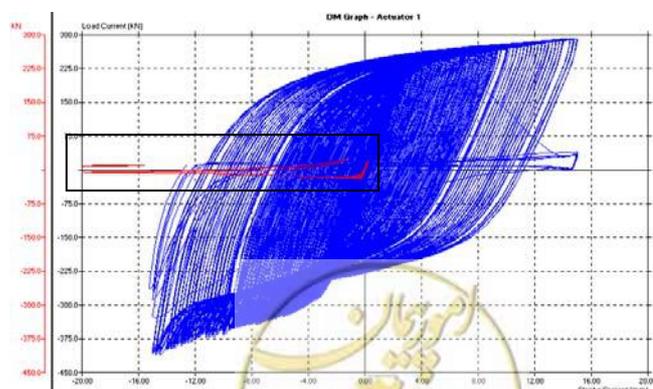


الف) نمونه آزمایشگاهی

شکل ۴: نمونه مقاوم در برابر کماتش [۳]

مقدار نیروی فشاری قابل تحمل توسط این عضو در حدود ۲۷ تن می‌باشد. که از نیروی جاری شدن عضو انتخاب شده ($AF_y = 8 \times 2400 \text{ Kg/cm}^2 = 19.8 \text{ Ton}$) نیز بیشتر است و بیانگر این موضوع می‌باشد که مفاصل تشکیل شده وارد ناحیه سخت‌شوندگی نیز شده‌اند. نکته قابل توجه دیگر که از مزایای این نوع مفصل پلاستیک (مفصل محوری) می‌باشد آن است که قابلیت تحمل تعداد سیکل‌های بیشتری نسبت به مفاصل پلاستیک خمشی و برشی دارند.

در شکل ۵، هیستریزیس نمونه معمولی و مقاوم در برابر کماتش در یک نمودار آمده است. میزان استهلاک انرژی دو عضو این در این شکل کاملاً قابل مقایسه می‌باشد.



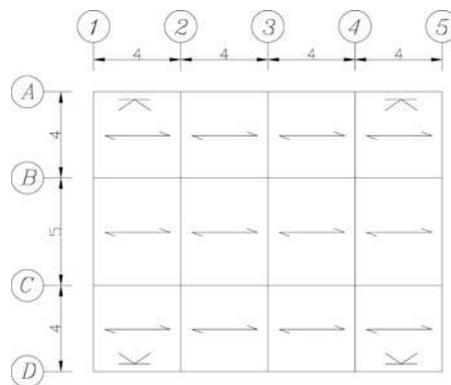
شکل ۵: مقایسه نمودار هیستریزیس عضو معمولی و مقاوم در برابر کماتش [۳]

۳- شیوه تحقیق

یک بیمارستان که طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول با سیستم قاب ساختمانی ساده و مهاربند هم مرکز شورون طراحی شده است برای مقاوم سازی با مهاربندهای مقاوم در برابر کماتش انتخاب شده است. به علت کاربری ساختمان انتخابی، هدف بهسازی آن، ویژه انتخاب می‌شود، یعنی در سطح خطر ۱ سازه عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه داشته باشد (سطح عملکرد J) و در سطح خطر ۲ عملکرد ایمنی جانی داشته باشد (سطح عملکرد O).

۴- مشخصات سازه ساختمان مورد بررسی

سازه ساختمان انتخاب شده مطابق شکل ۶ می‌باشد.



شکل ۶: سازه مورد بررسی

این ساختمان ۴ طبقه بوده و در شهر تهران واقع است، نوع سقف مرکب و ارتفاع طبقات ۳ متر می‌باشد. با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول، ضریب اهمیت ساختمان ۱/۲ و نوع خاک II می‌باشد.

۵- بخشی از دفترچه محاسبات سازه با استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول

خلاصه بارهای مرده و زنده ساختمان در جدول ۱ آمده است.

	طبقات (Ton/m^2)	بام (Ton/m^2)	دیوار نما (Ton/m)	دیوار غیر نما (Ton/m)	جان پناه (Ton/m)
DL	0.4	0.45	0.791	0.488	0.2
LL	0.2	0.15	---	---	---

جدول ۱: خلاصه بارهای مرده و زنده

وزن و جرم طبقات در جدول ۲ آمده است.

	وزن	جرم
طبقات	113	11.5
بام	109.5	11.2

جدول ۲: وزن و جرم طبقات

وزن کلی ساختمان برابر ۴۴۹ تن می‌باشد.

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{D}} = 0.09 \frac{12}{\sqrt{16}} = 0.27 \text{ Sec}$$

$$A = 0.35 \quad I = 1.2 \quad R = 7 \quad T_0 = 0.4$$

$$B = 2.0 \left(\frac{T_0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2 \left(\frac{0.4}{0.27} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.59 \Rightarrow B = 2.0$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.0 \times 1.2}{7} = 0.12$$

$$V = CW = 0.12 \times 449 = 54 \text{ Ton}$$

پروفیل‌های بکار رفته در سازه که طبق نقشه‌ها اجرا شده است در جدول ۳ آمده است.

اعضاء مهارى	ستون ها	تیرها	طبقه
2L 80×80×6	Box 150×150×6	IPE 140	بام
2L 80×80×6	Box 150×150×6	IPE 160	۳
2L 80×80×10	Box 150×150×10	IPE 160	۲
2L 80×80×10	Box 150×150×10	IPE 160	۱

جدول ۳: لیست پروفیل‌های به کار رفته در سازه

۶- مواردی از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در ارزیابی سازه مورد نظر

الف) هدف بهسازی: هدف بهسازی در نظر گرفته شده به علت کاربری درمانی، ویژه می‌باشد.

ب) طیف طرح: در این مقاله طیف طرح از ضرب مقادیرهای طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل شده است.

شتاب مبنای طرح در سطح خطر ۱ برای تهران مقدار ۰/۳۵ از نقشه پهنه بندی شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال و برای سطح خطر ۲ مقدار A برابر ۰/۶ از نتایج پایان‌نامه کارشناسی ارشد آقای مهندس مجد به راهنمایی آقای دکتر زارع انتخاب شده است.

ج) توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی: از توزین نوع اول تناسب با مد اول سازه انتخاب شده است.

د) اثر همزمان مولفه‌های زلزله: در این سازه از اثر همزمان مولفه‌های زلزله صرف نظر شده است.

هـ) تغییر مکان هدف: برای بدست آوردن تغییر مکان هدف از روش ضرائب مندرج در دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود استفاده شده است، رابطه ۲.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

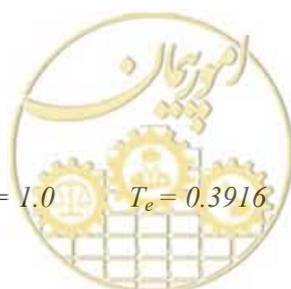
رابطه ۲

هـ - ۱) تغییر مکان هدف در سطح خطر ۱:

$$C_0 = 1.2 \quad C_1 = 1.0 \quad C_2 = 1.0 \quad C_3 = 1.0 \quad T_e = 0.3916$$

$$S_a = 0.35 \times 2.5 = 0.875$$

$$S_t = 4.00 \text{ cm}$$



هـ- ۲) تغییر مکان هدف در سطح خطر ۲:

$$C_0 = 1.2 \quad C_1 = 1.0 \quad C_2 = 1.0 \quad C_3 = 1.0$$

$$S_a = 0.6 \times 2.5 = 1.5$$

$$S_t = 6.90 \text{ cm}$$

با توجه به آنکه سختی سازه مقاوم سازی شده تغییری نمی‌نماید (زیرا ابعاد اعضای مهاربی تغییر نمی‌کند) در نتیجه تغییر مکان‌های هدف برای هر دو سازه یکسان می‌باشد.

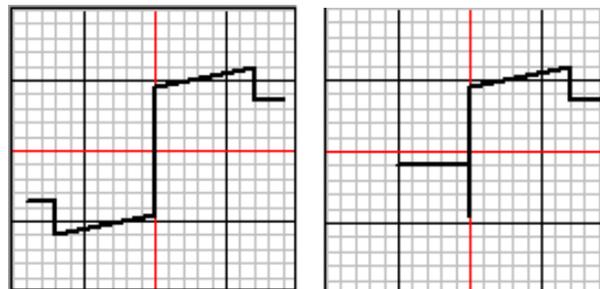
و) روش بدست آوردن پارامترهای مدل سازی رفتار غیر خطی اعضای مهاربی:

برای تعیین مفصل محوری سازه موجود از ضوابط دستورالعمل بهسازی استفاده شده است، جدول ۶.

a	b	C	
0.2	$9\Delta_c$	$0.5\Delta_c$	مهاربند فشاری
0.8	$14\Delta_T$	$11\Delta_T$	مهاربند کششی

جدول ۶: پارامترهای مدل سازی رفتار غیر خطی اعضای مهاربی

اما برای سازه مقاوم‌سازی شده با استفاده از مهاربندهای مقاوم در برابر کمانش، هم در کشش هم در فشار از پارامترهای مدل سازی مهاربند کششی استفاده می‌گردد. در شکل (۷) مفصل محوری در اعضاء مهاربی قابهای هم مرکز معمولی و مقاوم در برابر کمانش آمده است.



ج) مقاوم در برابر کمانش

ب) معمولی

شکل ۷: نمایش مفصل محوری معمولی و مقاوم در برابر زلزله

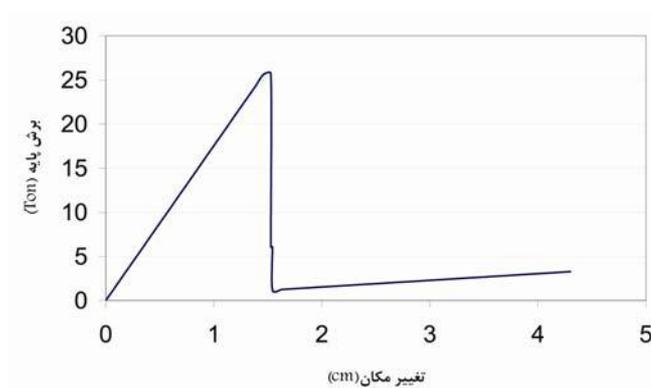
۷- ارزیابی با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود

طبق ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانها، اعضاء مهاربی در سیستم‌های مهاربندی شده، جزء اعضاء کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشند، [۲]. لذا برای ارزیابی، از تغییر شکل‌ها و رنگ مفاصل نمایش داده شده در نرم افزار SAP2000 استفاده می‌شود، [۴]. در این مقاله هر یک از رنگ‌ها در نرم‌افزار با یک حرف نمایش داده شده است.

۱-۷ قاب مهاربندی شده هم مرکز معمولی

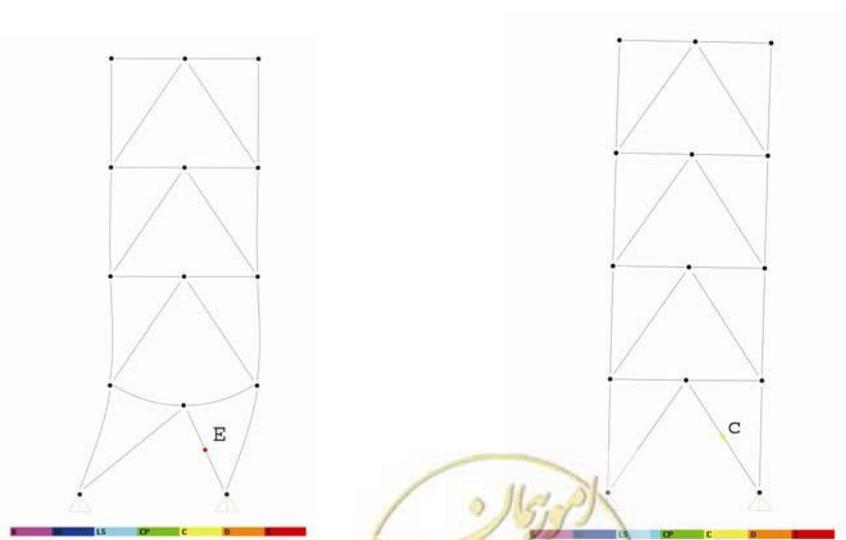
۱-۱-۷ ارزیابی در سطح خطر ۱

نمودار پوش آور این سازه در شکل ۸ آمده است. همانطور که در شکل مشخص است پس از کمانش عضو مهاربند ظرفیت سازه به شدت افت می نماید و سازه نمی تواند رفتار غیرخطی از خود نشان دهد.



شکل ۸: منحنی ظرفیت سیستم قاب بندی شده هم مرکز معمولی

تغییر مکان پوش برای سازه برابر $\delta_f = 4 \text{ cm}$ در نظر گرفته شده است. در شکل ۹ اولین مفصل محوری عضو مهاربند از ناحیه L_s گذشته است و در شکل ۱۰ توزیع مفاصل پلاستیک در انتهای تحلیل نشان داده شده است. با توجه تصاویر ۹ و ۱۰ بدیهی است این سیستم حتی سطح عملکرد ایمنی جانبی در سطح خطر را نیز فراهم نمی آورد (بهسازی مینا) پس به بررسی در سطح خطر ۲ نیازی نیست.



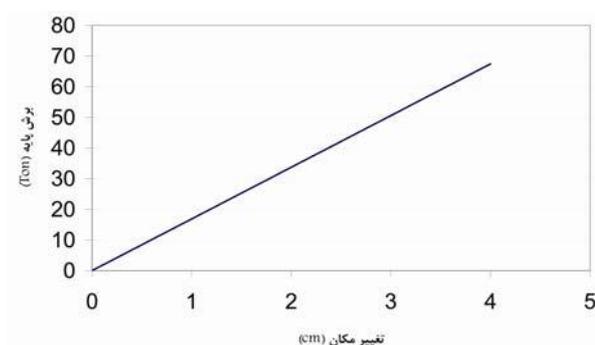
شکل ۱۰: توزیع مفاصل در انتهای تحلیل

شکل ۹: نمایش اولین مفصلی که از ناحیه L_s عبور کرده است

۲-۷ سازه مقاوم سازی شده

۲-۲-۷ ارزیابی در سطح خطر ۱

نمودار پوش‌آور سازه مقاوم شده در شکل ۱۱ آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود سازه بدون آنکه وارد ناحیه غیر خطی شود (هیچ مفصل پلاستیکی تشکیل نشده است) می‌تواند سطح عملکرد ایمنی جانی را فراهم سازد.

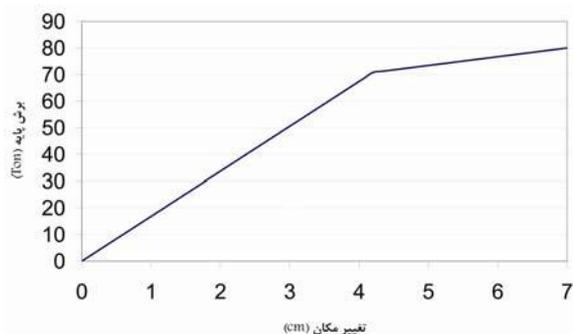


شکل ۱۱: نمایش منحنی ظرفیت سیستم مهاربند مقاوم در برابر کماتش در سطح خطر ۱

در نتیجه سازه باید در سطح خطر ۲ بررسی گردد تا مشخص شود آیا شرایط بهسازی ویژه فراهم می‌شود یا خیر.

۲-۲-۷ ارزیابی در سطح خطر ۲

نمودار پوش‌آور سازه در سطح خطر ۲ در شکل ۱۲ آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود سازه بدون هیچ افت باربری وارد ناحیه غیر خطی شده است.



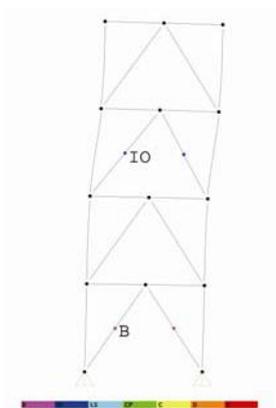
شکل ۱۲: نمایش منحنی ظرفیت سیستم مهاربند مقاوم در برابر کماتش در سطح خطر ۲

در این سطح خطر سازه (سطح خطر ۲)، سازه باید عملکرد ایمنی جانی داشته باشد تا بهسازی ویژه صورت پذیرفته باشد.

شکل ۱۳ مفاصل تشکیل شده در سازه را در تغییر مکان هدف ($\delta_t = 7 \text{ cm}$) نشان می‌دهد که هیچ مفصلی هنوز به سطح ایمنی

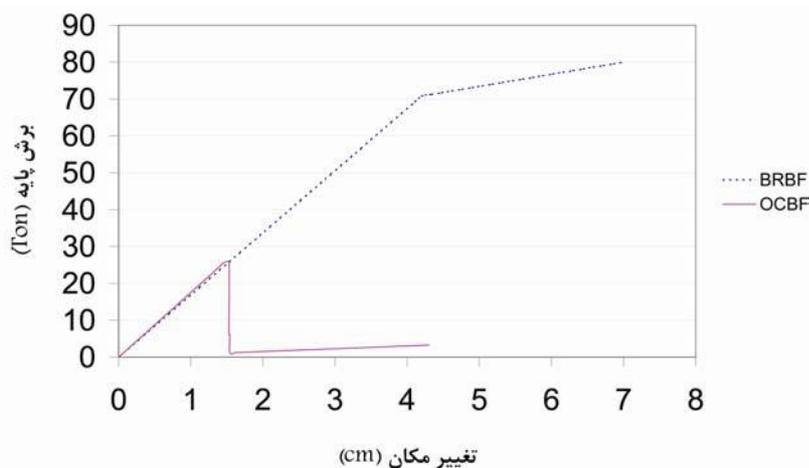
جانی نرسیده است. در نتیجه بهسازی ویژه انجام شده و قابل قبول می‌باشد.





شکل ۱۳: توزیع مفاصل در انتهای تحلیل ($\delta_i = 7 \text{ cm}$)

در انتهای بحث برای آنکه مقایسه ظرفیت سازه با دو سیستم مهاربند هم مرکز معمولی و مقاوم در برابر کمانش صورت پذیرد در شکل ۱۴ هر دو منحنی ظرفیت با هم ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد، برش پایه قابل تحمل مهاربند هم مرکز مقاوم در برابر کمانش، چندین برابر نسبت به مهاربند معمولی بیشتر است. ضمن آنکه در تمام مدت بارگذاری دچار افت بار نشده و رفتار شکل پذیر از خود نشان می‌دهد.



شکل ۱۴: مقایسه منحنی ظرفیت سیستم مهاربند مقاوم در برابر کمانش و مهاربند هم مرکز معمولی

۸- نتیجه گیری

- ۱- همانطور که از نمودار شکل ۱۴ مشخص است، استفاده از المان مقاوم در برابر کمانش در سازه موجود نه تنها مقاومت برشی آن را به مقدار زیادی اضافه نموده، بر شکل پذیری و استهلاک انرژی ورودی زلزله به سازه نیز به مقدار زیادی افزوده است.
- ۲- استفاده از مهاربند شکل پذیر هم مرکز در مقاوم سازی نه تنها تاثیر کاهشی در سختی الاستیک سیستم نداشته بلکه در ناحیه غیر ارتجاعی نیز سخت شوندگی مناسبی را از خود بروز می‌دهد.



۳- استفاده از این سیستم با هزینه بسیار اندک و تکنولوژی ساخت بومی، ارائه شده در پروژه تحقیقاتی مولفین مقاله، توانائی ارتقاء سطح عملکرد یک سازه را تا استفاده بی وقفه دارا می‌باشد.

۹- مراجع :

- ۱- مرکز تحقیقات سازمان مسکن، ۱۳۸۴، آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰.
- ۴- پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ۱۳۸۱، دستورالعمل بهسازی و لرزه‌ای ساختمانهای موجود.
- ۵- علیرضا رضائیان، ۱۳۸۱، ارتقاء رفتار قابهای مهاربندی شده هم مرکز توسط شکل‌پذیر نمودن آنها، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- ۶- سید امیر غریب زاده، ۱۳۸۳، بررسی ضوابط طراحی بر اساس عملکرد در دستورالعمل بهسازی، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
- ۷- ابراهیم ثنایی - علیرضا رضائیان، " طراحی ساختمانهای فولادی"، انتشارات سالکان ۱۳۸۳.
- ۸- مقایسه رفتار لرزه‌ای قابهای مهاربندی شده هم مرکز معمولی با قابهای مهاربندی شده هم مرکز شکل‌پذیر (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود)

7-AISC, "Seismic Provision for structural steel Building", 2005

8- Applied technology council, "Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Building", report No ATC-40, Redwood City California, 1996



خواننده گرامی دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر پانصد عنوان نشریه تخصصی فنی، در قالب آیین نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیتهای عمرانی به کار برده شود. به این لحاظ برای آشنایی بیشتر، فهرست عناوین نشریاتی که طی سالهای اخیر به چاپ رسیده است به اطلاع استفاده کنندگان و دانش پژوهان محترم رسانده می شود.

لطفاً برای اطلاعات بیشتر به سایت اینترنتی nezamfanni.ir مراجعه نمایید.

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

