



مروری بر اتصالات نیمه صلب در طراحی بهینه سازه های اسکلت فولادی

شفیع صادقی شورمستی ، دکتر جواد نصیری

۱-دانشگاه آزاد اسلامی واحد آزاد شهر، گروه مهندسی عمران

nopro@live.com

۲-دانشگاه آزاد اسلامی واحد آزاد شهر، گروه مهندسی عمران

چکیده

ساختمان به عنوان یک سیستم پیچیده شامل اعضای سازه ای و غیر سازه ای می باشد که این اجزا توسط انواع مختلف اتصالات به هم وصل میشوند . با توجه به اهمیت اتصالات، شناخت دقیق رفتار آنها مخصوصا در هنگام زلزله، امری ضروری است . در گذشته با توجه به سطح دانش تحلیل سازه ها سعی بر مدلسازی های ساده در ساختمان بود و به این ترتیب اتصالات به دو نوع کاملاً صلب (گیردار) و کاملاً انعطاف پذیر (مفصلی) تقسیم بندی می شدند . اما امروزه کاملاً مشخص شده است که هر اتصال صلب دارای مقداری انعطاف پذیری بوده و هر اتصال مفصلی قابلیت تحمل مقداری لنگر را دارد که این موضوع نیمه صلبیت اتصالات را کاملاً مشخص میکند. ایجاد خرابیهای موضعی زیاد در اتصالات جوشی صلب در اثر زلزله نورتریج سال ۱۹۹۴ باعث گردید تا مطالعات زیادی در خصوص تامین شکل پذیری اتصالات جوشی در مناطق با لرزه خیزی شدید انجام گیرد . یکی از پیشنهادات ارائه شده در این خصوص استفاده از اتصالات نیمه صلب می باشد که در زلزله های شدید از یک طرف این اتصال از طریق شکل پذیری دورانی مناسب در استهلاک انرژی زلزله موثر می باشد و از طرف دیگر این اتصال با افزایش میرایی، خود در کاهش نیروی زلزله موثر می باشد.

در بررسی اتصالات نیمه صلب لازم است مقاومت و شکل پذیری اتصال مشخص گردد و به این ترتیب پس از انجام تحلیل های خطی و غیر خطی تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی از خرابی های غیر قابل انتظار و رفتارهای نامشخص اتصالات ، جلوگیری گردد . در این مقاله ضمن معرفی اتصالات نیمه صلب ، مدلسازی و رفتار اتصالات نیمه صلب و رفتار قابها با این نوع اتصالات بررسی و نهایتاً مزایا و معایب این نوع اتصالات مورد بررسی قرار می گیرد . بر اساس پژوهش های انجام گرفته اتصالات نیمه صلب در



مقایسه با اتصالات صلب ۲۰٪ نسبت به قاب خمشی و ۱۰٪ نسبت به قاب مهاربندی هم مرکز کاهش هزینه داشته اند. توجه به نیمه صلبیت در اتصالات، علاوه بر اینکه سبب می شود اتصالات از نظر اقتصادی کم هزینه تر شوند به شناسایی رفتار دقیق اتصالات کمک می کند و منجر به بهینه سازی اقتصادی و لرزه ای سازه های فولادی می گردد.

کلید واژه ها: سازه های فولادی، اتصالات نیمه صلب، رفتار خطی و غیر خطی، عملکرد بهینه، شکل پذیری

۱ - مقدمه

درارتباط با اتصال تیر به ستون ایده اتصال نیمه صلب از پنجاه سال پیش شروع شده است. جان استون (John Stone) در سال ۱۹۴۲ تشخیص داد که هر اتصال صلب دارای مقداری انعطاف پذیری و هر اتصال مفصلی نیز قابلیت تحمل مقداری لنگر را دارد زاویه θ از رابطه روبرو بدست می آید:

$$\theta = \theta_b - \theta_c$$

که در رابطه (۱) مقادیر θ_b و θ_c زاویه چرخش تیروستون می باشند. با پارامتر θ می توان نوع اتصال را تشخیص داد. برای $\theta = 0$ اتصال صلب و برای $0 < \theta < \theta_b$ اتصال نیمه صلب و برای $\theta = \theta_b$ اتصال مفصلی است [1].

در سال ۱۹۷۱ آزمایشات مهمی در دانشگاه Lehigh برای بررسی رفتار اتصالات خمشی تیر به ستون انجام شد. در آن زمان چون محاسن اتصالات نیمه صلب مشخص نبود آزمایشات بر مبنای اتصالات صلب انجام می شد. این آزمایشات در مورد توصیه های طراحی اتصالات صلب راه را برای رسیدن به اتصالات نیمه صلب هموار کرد. نتایج آزمایشات که توسط هانگ و چن (۱۹۷۳)؛ هانگ (۱۹۷۳)؛ چن (۱۹۷۴)؛ رنتزکلر و چن (۱۹۷۵) پارفیت و چن (۱۹۷۶) و استندینگ (۱۹۷۶) بیان شده است، گام هایی است که در معرفی اتصالات نیمه صلب موثر می باشد. امروزه توسعه های زیادی چه از نظر ساختار و چه از نظر تئوریک در بحث اتصالات نیمه صلب مطرح شده است. آیین نامه اروپایی Euro code 3 کاربرد اتصالات نیمه صلب را برای بارهای استاتیک مجاز می داند [2]. توصیه های اخیر زلزله ای AISC کاربرد اتصالات نیمه صلب را در قابهای خمشی و معمولی در مناطق زلزله خیز مجاز می داند [3].

اولین سری مطالب برای تو صیه های طراحی برای قابهای نیمه صلب در مناطق زلزله خیز توسط نادر و آستانه ارائه شده است [4].

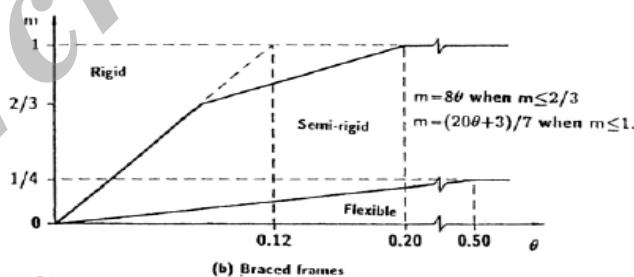
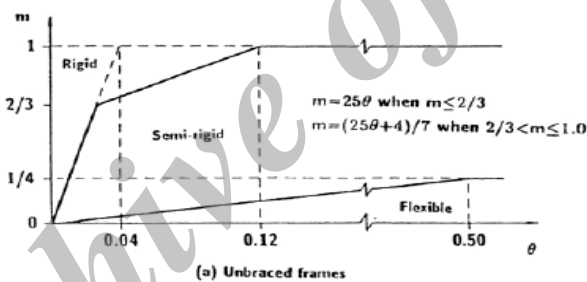
استاندارد BS 5950 (۱۹۸۵) کاربرد اتصالات نیمه صلب را بر اساس مدارک آزمایشگاهی مجاز دانسته است. در سالهای اخیر با افزایش توجه به اقتصادی بودن سازه های نیمه صلب د یده می شود بر اساس مقایسه ای که توسط Bjorharde, Clogon ۱۹۹۲ بین اتصالات نیمه صلب با صلب انجام شده است اتصالات نیمه صلب ۲۰٪ نسبت به قاب خمشی و ۱۵٪ نسبت به قاب مهاربندی هم مرکز کاهش هزینه داشته اند. آزمایشات نشان داده است که با انتخاب صحیح اتصالات نیمه صلب می توان در اکثر موارد در حدود ۷.۶٪ وزن قاب ساختمانی را کاهش داد. [5]

۲- تقسیم بندی اتصالات از دیدگاه آیین نامه ها

۲-۱- بررسی اتصالات براساس BS449:

۲-۲- بررسی اتصالات براساس AISC

۲-۳- بررسی اتصالات براساس Eurocode 3



شکل شماره ۱: سیستم طبقه بندی EC3

۳- LSF چیست ؟

سیستم ساخت قاب سبک فولادی Lightweight Steel Framing که به اختصار LSF می نامند، یک سیستم ساختمانی است، که برای اجرای ساختمان های عمدتاً کوتاه مرتبه و میان مرتبه (حداکثر تا ۵ طبقه) استفاده می شود



و از سیستم های مورد تایید مهندسان عمران در کشورهای توسعه یافته و مدرن می باشد. این سیستم که شباهت زیادی به روش های ساخت ساختمان های چوبی دارد، بر اساس کاربرد اجزایی به نام استاد (Stud) یا وادار و تراک (Track) یا رانر شکل گرفته است و از ترکیب نیمرخ های فولادی گالوانیزه سرد نورد شده، ساختار اصلی ساختمان برپا می شود. مقاطع مورد استفاده در این سیستم U, C و Z است، که معمولاً با اتصالات سرد به یکدیگر متصل می شوند. هر دیوار از تعدادی اجزای عمومی C شکل (استاد) به فواصل ۴۰ تا ۶۰ سانتی متر، که در بالا و پایین به اجزای افقی ناودانی U یا C شکل (تراک یا رانر) متصل شده اند، تشکیل می شود. در صورتی که از مقاطع C شکل به عنوان تراک (رانر) استفاده شود، لازم است برش هایی در محل نصب استاد انجام گیرد. مابین پانل پیش ساخته LSF و بتن سبک از پرلیت پر می شود.

سیستم سازه ای فولادی سبک (LSF) در انواع ساخت و سازها مانند ویلاها، خانه های ویلایی تک خانه وار و چندخانوار، ساختمانهای مسکونی و اداری یک، دو و سه طبقه، هتل ها و هتل آپارتمانها، ساختمانهای مدارس و دانشگاهی، رستورانها و ... دارای کاربرد می باشد.

سیستم سازه های فولادی سبک (LSF) یکی از مناسبترین سیستم های ساختمانی است که امروزه در جهان مورد استفاده قرار می گیرد. اصلی ترین عامل در سازه های فولادی سبک، مقاطع فولادی جدار نازک (LGS) میباشد. مقاطع فولادی جدار نازک، مقاطع فلزی سرد نورد شده ای میباشند که با استفاده از ورقهای فولادی نازک و با استفاده از روش $Roll Forming$ شکل دهی میشوند. داشتن ضخامت یکنواخت در عرض مقاطع و استفاده از روش $Roll Forming$ برای ساخت آنهاست که باعث میگردد، تولید مقاطع در حجم بسیار بالا و با کیفیت مناسب و یکنواخت انجام گیرد.

مقاطع فولادی جدار نازک، سبک بوده و به راحتی قابل حمل میباشند. بخشهای مختلف ساختمان را به راحتی می تواند با این مقاطع مونتاژ نمود. این عوامل باعث میگردد که عملیات ساخت با این سیستم بسیار سریع باشد.

۴- تاریخچه LSF

سیستم LSF که از مقاطع سرد نورد شده فولادی (CFS) ساخته می شود در حدود ۲۰ سال است که به شکل گسترده در تولید صنعتی انواع ساختمان های اداری، تجاری و مسکونی به کار می رود و به عنوان جایگزین مناسبی برای روش های سنتی ساخت، جایگاه ویژه ای در صنعت ساخت و ساز کشورهای پیشرفته یافته است. نتایج بررسی ها نشان



می‌دهد استفاده از سیستم (LSF) علاوه بر این که سرعت اجرا را حداقل دو برابر می‌نماید، منجر به کاهش چهل درصدی در فولاد مصرفی خواهد شد. این سیستم به دلیل مزایای فراوان از جمله سرعت و کیفیت بالای ساخت و عملکرد لرزه‌ای مناسب در سال‌های اخیر در بسیاری از کشورهای دنیا رواج قابل توجهی یافته است.

از سال ۱۹۹۰ به دلایل زیاد از جمله افزایش قیمت چوب و محدود بودن منابع تهیه آن، مشکلات زیست محیطی، نیاز به تولید سریع و انبوه مسکن و ضرورت استفاده از پیش‌ساخته سازی سیستم LSF کاربرد وسیعی یافت، به طوریکه امروزه این سیستم در آمریکا، کانادا، استرالیا، ژاپن و بسیاری از کشورهای دیگر در احداث ساختمان‌های تجاری و مسکونی کوتاه مرتبه و میان مرتبه کاربرد زیادی دارد.



۵- تعریف اصطلاحات عمومی

۵-۱- اعضای ناودانی هادی (Runner)

این اعضا در دیواره های ساختمان های سرد نورد شده به صورت افقی در کف و بام نصب شده و هدایت دیوار را بر عهده داشته و رابط میان کف و بام می باشند .

۵-۲- اعضای قائم (Stud)

این اعضا به صورت قائم و به فاصله ی ۴۰ تا ۶۰ سانتی متر درون ناودانی هادی قرار می گیرد و با پیچ و پرچ و یا جوش به ناودانی هادی متصل شده و و به شکل یک پانل مرکب بارهای عمودی و جانبی را به تکیه گاهها منتقل می کند .

در شکل ۱-۱ اعضای ناودانی هادی (Runner) و اعضای قائم (Stud) مشخص می باشد .

۵-۳- مهاربند تسمه ای (Strap Brace)

اعضایی که بار جانبی وارد بر سیستم را تحمل می کنند .

شکل ۲ یک قاب سازه فولادی سبک همراه با بادبند را نشان می دهد .



**۴-۵ ضخامت (t)**

ضخامت استفاده شده در محاسبه خواص مقطع و طراحی مقاطع سرد نورد شده باید برابر ضخامت واقعی فولاد باشد . هر نوع ضخامت مواد پوششی باید از ضخامت فولاد کسر شود . ضخامت حداقل بدون پوشش محصول سرد نورد شده که به محل کار برده می شود ، تحت هیچ شرایطی نباید کمتر از ۹۵ درصد ضخامت استفاده شده در طراحی باشد .

۵-۵ روشهای شکل دادن

معمولا سه روش در تولید مقاطع سرد نورد شده استفاده می شود :

الف : شکل دادن غلطکی به صورت سرد

ب : عملیات شکل دادن با پرس

ج : عملیات شکل دادن با خم کردن

۶-۵ ویژگیهای مصالح سرد نورد شده

- سبکی
- مقاومت و سختی بالا
- سادگی در پیش ساختگی آنها و تولید انبوه
- نصب سریع و آسان
- عدم وجود تاخیر های ناشی از شرایط آب و هوا
- عدم وجود افت و خزش در دماهای محیطی
- عدم نیاز به قالب بندی
- مقاومت بالا در برابر پوسیدگی و حمله موربانه ها
- حمل و نقل اقتصادی
- عدم قابلیت اشتعال

ترکیب مزیت‌های فوق می تواند منجر به صرفه اقتصادی قابل توجهی در ساخت شود .

۶- معرفی مدل ها و بررسی رفتار آنها

سیستم مورد بحث از اعضای قائم (استاد) و اعضای افقی (رانر) تشکیل شده است . استاد ها به فاصله ۶۰ سانتیمتری از هم قرار گرفته و از بالا و پائین توسط رانر ها محدود شده اند . قاب های مورد تحلیل با نسبت عرض به ارتفاع ۱:۱ (دهانه و ارتفاع ۲/۴ متر) می باشد .

از آنجائی که اعضای اصلی قاب فولادی سرد نورد شده جدار نازک می باشند ، به منظور کارائی بهتر سیستم و نیز جلوگیری از کمانش زود هنگام استاد ها از عضوی به نام " ناگینگ " استفاده شده است که مانند کمر بندی اعضای قائم را در میانه ی ارتفاع در بر گرفته و بدین ترتیب طول لاغر اعضای قائم را کاهش داده است .



در شکل ۴ اعضای قاب مهار بندی سرد نورد شده نشان داده شده است .

۷- بررسی اتصالات متداول از نظر صلبیت توسط EC 3 :

۷-۱- بررسی اتصالات به عنوان المان اختصاصی

۷-۱-۱- اتصال با نبشی جان تک ورق اتصال تک :

۷-۱-۲- اتصال بادونبشی :

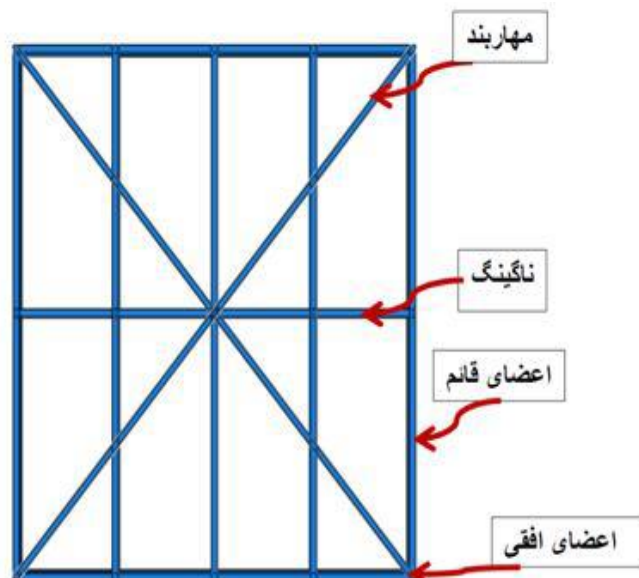
۷-۱-۳- نبشی بالا و پایین و دونبشی جان :

۷-۱-۴- اتصالات با نبشی بالا و پایین :

۷-۱-۵- اتصالات با صفحه انتهایی :

۷-۱-۶- اتصالات با صفحات انتهایی جاری شده (Flush) :

۸- رفتار لرزه ای قابهای با اتصالات نیمه صلب :



شکل ۴: معرفی اعضای قاب مهاربندی سرد نورد شده [۷]



در ساختمانهای صلب و نیمه صلب مقاوم در برابر زلزله بررسی ابتدا توسط رفتار خمشی انجام می شود. تفاوت اصلی سازه های صلب و نیمه صلب در مقاومت خمشی و سختی چرخشی اتصالات و تیر اتصال می باشد. در سازه های صلب اتصالات قویتر و سخت تر از تیر طرح شده و انتظار می رود در هنگام زلزله الاستیک بماند. در قابهای نیمه صلب اتصالات عمدتاً طوری طرح می شوند آه مقاومت خمشی و سختی آمتری نسبت به تیرهای متصل شده داشته باشند در نتیجه در هنگام زلزله اتصالات نیمه صلب اولین المان غیر الاستیک سیستم می باشد.

در اتصالات صلب رابطه ممان - چرخش دو خطی با دو ناحیه مجزای رفتاری، یکی رفتار الاستیک اولیه و دوم رفتار پس از تسلیم می باشد. در اتصالات نیمه صلب رفتار ممان - چرخش به طور کلی چهار ناحیه مجزا دارد.

ناحیه اول، ناحیه الاستیک اولیه، ناحیه دوم، مرحله اول نرم شدگی به علت تسلیم المانهای فولادی یا لغزش پیچ ها، ناحیه سوم سخت شدگی ثانویه که اغلب بر اساس سخت شدگی سینماتیک می باشد، ناحیه چهارم، تسلیم نهایی و سخت شدگی کرنشی مصالح اتصال. در اتصالات صلب با ظرفیت ممان مشخص، بسیار مشکل است که صلبیت اولیه را (که معمولاً خیلی بالاست) کنترل کرد. اگر چه در اتصالات نیمه صلب متداول تقریباً تمام پارامترهای رفتار (مثل سختی اولیه، سختی ثانویه، تسلیم اولیه یا لنگر لغزش و ظرفیت لنگر نهایی) با انتخاب هندسه اتصال و خواص مصالح قابل کنترل است [4].

رفتار غیرالاستیک محلی اتصالات نیمه صلب در یک قاب نیمه صلب رفتار کلی را تحت تاثیر قرار می دهد. مقایسه رفتار لرزه ای قابهای صلب و نیمه صلب نشان می دهد که نیروی زلزله ایجاد شده در قاب نیمه صلب کمتر یا مساوی نیروی قاب صلب مشابه می باشد، ولی جابجایی جانبی قابهای نیمه صلب کمی بیشتر از قابهای صلب می باشد. کاهش نیروها و مقداری افزایش جابجایی در قابهای نیمه صلب باعث افزایش پیوند و افزایش میرایی و کاهش سختی در هر مرحله رفتاری می شود. (اگر اتصالات شکل پذیری کافی داشته باشند). مطالعات انجام شده و تجارب زلزله های گذشته نشان داد که رفتار قابهای نیمه صلب با پیچ، بهتر از قابهای صلب جوش شده است.

۹- طراحی لرزه ای قابهای با اتصال نیمه صلب :

اخیراً اکثر آیین نامه های طراحی بکار بردن ساختمانهای با اتصال نیمه صلب را مجاز دانسته اند. اگر چه آیین نامه موارد محدود کننده و شرط هایی را که باید برای طرح این، قابها بررسی شود مطرح می کند. در آیین نامه ۱۹۹۴ UBC سازه های فلزی نیمه صلب تحت عنوان قابهای خمشی معمولی با ضریب رفتار ۴ که نصف ضریب رفتار ۸ برای قابهای خمشی ویژه است می باشد. به عنوان نتیجه کاربرد شرطهای موجود در آیین نامه آمریکا برای قابهای نیمه صلب لازم است که برای دو برابر نیروی قابهای خمشی ویژه شکل پذیر، طرح شده و لازم است شکل پذیری بیشتری



داشته باشند. مطالعات و آزمایشات تجربی کمی در این مورد دیده شده است. البته واضح است که بدلیل شکل پذیری زیاد قابهای نیمه صلب پیچی، نیروی طراحی در این قابها، بایستی کمتر از قاب خمشی ویژه باشد. بدلیل فقدان ضوابط منطقی در آیین نامه ها، می توان گفت که اغلب خرابی های زلزله نورتریج می توانست به عنوان هشدار برای مهندسین سازه و زلزله باشد تا دوباره اطلاعات خود را درباره رفتار لرزه ای قابهای فلزی مورد توجه قرار داده و مورد استفاده قرار دادن مزیت های سازه های پیچی نیمه صلب را مد نظر قرار دهند در نتیجه زلزله نورث ریج و خرابی آن منطق ضوابط آیین نامه برای اینکه مهندسان سازه اغلب مجبور بودند فقط قاب خمشی ویژه با دیتیل خاص را بکار ببرند زیر سؤال برد. به علت ضریب رفتار بسیار پایین سیستم های دیگر، برای رسیدن به یک طرح اقتصادی، مهندسان سازه ترجیح داشتند که فقط قاب خمشی جوش شده ویژه را بکار ببرند در حالیکه سیستم های دیگر با رفتار بهتر و اقتصادی تر مثل قابهای نیمه صلب مورد توجه قرار نداشت

در سال ۱۹۹۲ یک سری ضوابط برای قابهای فلزی نیمه صلب ارائه شد. مراحل کار بر اساس روش استاتیکی معادل بوده و مشابه حالت قابهای خمشی می باشد. تفاوت اصلی بین حالت صلب و نیمه صلب با معرفی سختی اتصال m تیر می باشد. (که m برابر نسبت سختی اولیه اتصال به EL/L تیر می باشد) اگر m بزرگتر از ۱۸ باشد اتصال کاملاً صلب است اگر m کوچکتر از ۰/۵ باشد اتصالات مفصلی است و بین ۰/۵ و ۱۸ اتصال نیمه صلب است، البته کاربرد مراحل فوق محدود به $m > 5$ است [4]

یکی از پروژه های دانشگاه برکلی بررسی روی قابهای نیمه صلب بود. این سیستم شامل ستونهای درختی و تیرها بوده که با اتصالات نیمه صلب در فاصله ای از ستون بهم وصل شده اند. این نوع قاب، قبلاً برای اتصالات صلب نیز بکاررفته بود. در این سیستم برای قابهای صلب، وصله قویتر از تیر طرح شده و بعد از نصب سیستم به عنوان صلب عمل می کرد. ولی در حالت نیمه صلب، وصله عمداً از نظر سختی کمتر از تیر متصل شده است. در نتیجه اتصالات نیمه صلب در محل وصله تیر همانند اولین نقطه غیرالاستیک عمل کرده و مفصل پلاستیک در آنجا واقع می شود. با کنترل سختی و مقاومت، اتصالات نیمه صلب همانند فیوز عمل کرده و می تواند پاسخ کلی لرزه ای.

۱۰- آنالیز قابها با اتصالات نیمه صلب :

در آنالیز معمولاً برخوردهای متفاوتی با نوع و درجه غیر خطی بودن می شود. غیر خطی بودن در قابهای انعطاف پذیر به سه صورت می باشد، رابطه غیر خطی $M-\theta$ اتصال، غیر خطی بودن هندسه اعضا $(P-\delta)$ و قاب $(P-\Delta)$ ، غیر خطی بودن مصالح یا تسلیم در اعضای قاب.



بنابراین بنا به نوع غیر خطی بودن و دقت لازم سه روش مختلف تحلیل بکار می رود. این روشها شامل تحلیل الاستیک مرتبه دوم، تحلیل مرتبه دوم مفصل الاستیک پلاستیک و تحلیل مرتبه دوم الاستیک پلاستیک برای قابها با اتصالات غیر خطی انعطاف پذیر به شرح زیر می باشد.

۱-۱- تحلیل الاستیک قاب با اتصالات غیر خطی :

۱-۲- تحلیل مفصل الاستیک - پلاستیک با اتصالات غیر خطی :

۱-۳- تحلیل الاستیک - پلاستیک قابها با اتصالات غیر خطی :

جمع بندی تحقیقات انجام شده

بر اساس مطالعات انجام شده محققین مختلف که همگی بر اساس یک سیستم تکراری با اعمال بار به صورت تدریجی می باشد و بررسی رفتار دینامیکی سازه موارد زیر را می توان به عنوان جمع بندی بیان کرد:

پاسخ جابه جایی سازه با اتصالات غیر خطی انعطاف پذیر تحت بارهای فرکانس پایین افزایش یافته و تحت بارهای با فرکانس بالا کاهش می یابد .

این مشاهدات مطابق این واقعیت است که سازه قوی در برابر زلزله نباید خیلی سخت باشد. اتصالات غیر خطی قابهای شکل پذیر فلزی با حلقه های هیستریزیس، انرژی را جذب می کنند که به عنوان یک منبع قوی میراکننده در سازه هستند. جدا از میرایی ویسکوز و غیر الاستیک، اتصالات نیمه صلب می توانند ایجاد میرایی کنند که می تواند باعث پایداری سازه شده و رفتار آن را تغییر دهد.

روش دیگری که برای آنالیز غیر خطی سازه ها در برابر زلزله بکار می رود روش طیف ظرفیت می باشد. در این روش در روش معادل سازی خطی فرض می کنیم جابجایی سازه غیر خطی تحت زلزله $E0$ برابر $d0$ باشد می توان نیروی نظیر یعنی $p0$ را تعیین نمود. حال فرض می کنیم که یک سازه خطی با پریود $T0$ (سختی KE) باشد که نیروی آن برابر $P0$ باشد این سازه را معادل خطی نامند.

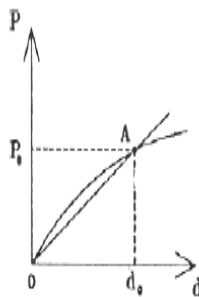
در روش معادل خطی سکانت فرض کنیم پاسخ یک سازه خطی تحت زلزله برابر $P0$ و $d0$ باشد همانطور که در شکل ۴ مشاهده می شود خطی که از O به A وصل شود بیانگر رفتار یا سازه خطی است که به آن اصطلاحاً معادل خطی سکانت گوئیم. در رابطه با معادل خطی سکانت موارد به شرح زیر مورد بررسی قرار گرفته است :



هرسیستم غیرخطی دارای بینهایت معادل سکانت است که سختی آنها از K_0 تا ∞ (پرید T_0 تا ∞) متغیر می باشد. هر سازه خطی با سختی کمتر یا مساوی K_0 می تواند معادل خطی سکانت تلقی شود. شرط لازم و کافی برای اینکه در یک ارتعاش سازه ای با سختی K_i را بتوان معادل خطی سکانت نامید این است که نقطه A_i با مختصات (d_i, P_i) بر روی نمودار نیرو جابجایی سازه غیر خطی قرار گیرد. ضمناً d_i جابجایی سازه غیر خطی قرار گیرد. ضمناً d_i

$$P_i = K_i \cdot d_i$$

جابجایی اوج بوده و داریم :



شکل شماره ۴: معادل خطی سازه سکانت غیر خطی

مقادیر اوج جابجایی و نیروی ایجاد شده در یک سازه غیر خطی هنگام ارتعاش با مقادیر نظیر برای سازه معادل خطی سکانت برابر است [9]

در روش زمان تناوب متغیر همانطور که می دانیم زمان تناوب سازه خطی از رابطه $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ بدست می آید برای سازه های خطی T مستقل از دامنه ارتعاش بوده و به نیرو و یا جابجایی ایجاد شده بستگی ندارد در سازه های غیر خطی، دامنه تناوب، تابعی از دامنه ارتعاش است.

نتیجه گیری :

از بررسی نتایج تحقیقات انجام شده در قابهای با اتصالات نیمه صلب، نتایج زیر حاصل می شود :

- اگر ظرفیت نهایی لنگر اتصال بیشتر از لنگر ماکزیمم باشد حداکثر ظرفیت تحمل بار قاب به نوع اتصال بستگی نخواهد داشت .
- در حالیکه ظرفیت تحمل بار قاب توسط اتصال موردتاثیر واقع نشود قاب با اتصال انعطاف پذیر تغییر شکل بیشتری می دهد .
- رفتار غیر الاستیک بودن در ستون باعث می شود که ستون لنگرش را به تیر انتقال دهد. (چونکه لنگر کمتری از تیر به ستون منتقل می شود).



- انعطاف پذیری اتصال باعث می شود رفتار غیر خطی قاب سهلتر ممکن گردد و بارگذاری و باربرداری اتصال باعث توزیع لنگر در قاب می شود .
- در اتصالات نیمه صلب باید تنها المان های صفحه ای مثل نبشی دچار تسلیم شوند و پیچ و جوش بایستی کاملا در محدوده الاستیک بمانند . برای چرخش اتصال نیز محدودیت وجود دارد .
- افزایش تغییر شکل ها در قابهای نیمه صلب می تواند افزایش پیوند، افزایش میرایی و کاهش سختی، حالت ایزوله کردن در برابر نیروی زلزله داشته باشد .

مراجع:

- [1] Georgescu , D. , “Semi-Rgidity , General report “, “In Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. , ed . F.M.Mazzolanm and V.Giocu , E&F N SPON , London , 1995
- [2] Eurocode 3 . Design of steel structures . comite European de Normalization (CEN) , Brussles , Belgium , 1992
- [3] AISC . Manual of steel construction , 2000 .
- [4] Astaneh-Asl , A. , ”Seismic Behaviour and Design of Steel semirigid Structures . “ In Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas. , ed . F.M.Mazzoiani and V. Gioncu E & F N Spon , London , 1995
- [5] S.O.Degertekin , M.S.Hayalioglu , ” Semi rigid steel frames with semi rigid column base” , Electronic journal of structural engineering , 4 , 2004 .
- [6] Kishi, N, Hasam ,R. , Chen , W.F. , Goto,Y. ,”study of Eurocode 3 steel connection classification.”Journal of engineering structures ,Vol.19 ,No.9 , pp.772-779 , 1997.
- [7] Chen ,W.F., “Analysis if steel Frames with Flexible Joints.” , In StructuralConnections stability and Strngth , ed.R. , Elsevier Applied science publishers , London , pp.335-444
- [8] Dan Dubina "Behavior and performance of cold-formed steel-farmed houses under seismic action", Journal of Constructional Steel Research64(2008).



- [9] E.F.Gad, a C.F.Duffield, a G.L.Hutchinson, a D.S.Mansella, G.Starkb, "lateral performance of cold-formed steel-farmed domestic Structures "Engineering Structures 21(1999)83-95..
- [10] Pastor N, Rodri'guez-Ferran A. "Hysteretic modeling of x-braced shear walls". Thin Walled Structures 2005;43:1567-88
- [11] Serrette, R. "Estimating the effective yield strength of cold formed steel light-frame shear walls "Proc., 19th Int. Specialty Conf. on Cold-Formed Steel Structures, 2008
- [12] Miquel Casafont a, Alfredo Amedo b, Francesc Roure a, Antonio of "Experimental testing of joints for seismic design" Rodri'guez-Ferranc May 2007; structures. Part 3: Gussets, corner joints, xbraced frames
- [13] Al-Kharat M, Rogers CA. Inelastic performance of cold-formed steel strap braced walls. J Construct Steel Res 2007;630:460-74.
- [14] Wei-Wen Yu, "Cold-Formed Steel Structures "Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla. 1999
- [15] مقدم، حسن، کوهیان، رویا". بررسی مقاومت ساختمانهای اسکلت فولادی با اتصالات نیمه صلب در برابر زلزله. "موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۷۴، 13__
- [17] دستور العمل بهسازی لرزه ای سازه های موجود، نشریه ی شماره 360، معاونت امور فنی دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر]
- پذیری ناشی از زلزله، 1385.
- [18] رحیم زاده رئوفی، فیاض، دینامیک سازه ها، نظریه و کاربرد آن در مهندسی زلزله، ویرایش سوم، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۸.