

بررسی تاثیر نوع طراحی المان زانویی مهاربند شورون در رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیکی

سید محمدرضا مرتضوی^۱، ابوالحسن هروی^{۲*}

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۳۶-۱۶۷۸۵، a.heravi66@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۷/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۰۸)

چکیده

تحقیق حاضر با هدف بررسی تاثیر نوع طراحی المان زانویی مهاربند Chevron در رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیکی در نظر گرفته شده است. ایده کلی آن است که طراحی به گونه ای انجام پذیرد تا در زلزله های شدید فقط عضو زانویی تسلیم شود و بقیه اعضا در حالت ارتجاعی باقی بمانند و یا تعداد مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون ها و همچنین کماتش بادبندها کاهش قابل توجهی یابد. در این تحقیق دو مدل المان زانویی با حالت خمشی و برشی و با تعداد طبقات ۲، ۶ و ۱۰ طبقه و دو حالت ۲ دهانه و ۴ دهانه در نظر گرفته شده است. در حالت خمشی از مقطع BOX و حالت برشی از مقطع IPE استفاده شده است. در این تحقیق نوع رفتار سازه و روند تشکیل مفاصل پلاستیک را در قاب هایی با حالت طراحی که نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی کوچک تر از یک و حالتی که نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی بزرگ تر از یک است مورد بررسی قرار دادیم. توالی تسلیم المان ها در تجزیه و تحلیل غیرخطی استاتیکی مطابق با آنچه انتظار می رفت است. المان های زانویی قبل از کماتش مهاربندها در هر طبقه در تمام مدل های مورد بررسی تسلیم شد. از این رو، می توان حدس زد که طراحی المان های زانویی با توجه به ۱۲۰ تا ۱۴۰ درصد از ظرفیت الاستیک آن ها یک استراتژی مناسب برای اطمینان از این که المان های زانویی اولین المان هایی هستند که به سازه به اتلاف انرژی جذب شده از طریق تشکیل مفاصل پلاستیکی کمک می کند است.

واژگان کلیدی

مهاربند زانویی شورون، المان زانویی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، نسبت نیاز به ظرفیت

Investigating the effect of design type of Chevron's bracing knee element on structural behavior and the process of forming plastic hinges

S.M.R. Mortazavi, A. Heravi

Abstract

The purpose of this study is to determine the ratio of the demand to capacity in knee element in the bracing system called Chevron's knee bracing. The overall idea is that the design is to be carried out so that only the knee element is yielding in the severe earthquakes, and the other members remain resilient, or the number of plastic hinges in the beams and columns, and the buckling of the braces, is significantly reduced. In this study, two models of bending and shear elements with 2, 6 and 10 floors and two types of 2 and 4 bays are considered. In the bending mode, the BOX section and in shear mode the IPE sections are used. In this study, the behavior of the structure and the process of forming plastic hinges in frames with design state that the ratio of the demand to capacity smaller than one and state that the ratio of the demand to capacity larger than one has been investigated. The yielding of elements in the nonlinear static analysis is in accordance with what was expected. Knee Elements Before the buckling braces in each story were yielded in all models examined. Hence, it can be guessed that the design of knee element, according to 120 - 140 percent of their elastic capacity, is an appropriate strategy to ensure that the knee elements are the first elements that help to the structure to energy dissipated by forming Plastic hinges.

Keywords

Chevron knee braces, Knee element, Nonlinear static analysis, Ratio of demand to capacity

سازه‌های طراحی شده برای مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط و مکرر باید سختی و قدرت کافی برای کنترل جابجایی و جلوگیری از هرگونه صدمه احتمالی را داشته باشند. باین حال، طراحی سازه برای ماندن در منطقه ارتجاعی، تحت زلزله‌های شدید، به دلیل محدودیت‌های اقتصادی نامناسب است. میرایی ذاتی تسلیم شدن المان‌های سازه‌ای می‌تواند به‌طور سودمندانه برای کاهش نیاز مقاومت، که منجر به طراحی مقرون به‌صرفه‌تر می‌شود استفاده شود. این تسلیم شدن معمولاً شکل‌پذیری و سختی مناسب سازه را در برابر شکست نوع ترد ناگهانی فراهم می‌کند. از آنجاکه سختی و شکل‌پذیری به‌طور کلی دو خاصیت مخالف هم هستند، طراحی یک سیستم سازه‌ای که این خواص را به مؤثرترین شیوه بدون افزایش بیش‌ازحد هزینه ترکیب کند مطلوب است. در سیستم‌های سازه‌ای فولادی، قاب مقاوم خمشی و قاب با مهاربند هم‌محور به‌طور گسترده‌ای برای مقاومت در برابر بارهای زلزله استفاده می‌شود. قاب خمشی دارای شکل‌پذیری خوبی از طریق المان‌های تیر تسلیم شونده خمشی است، اما سختی آن را محدود کرده است. از سوی دیگر قاب با مهاربند هم‌محور سخت است، اما به دلیل کماتش مهاربند قطری شکل‌پذیری آن محدود است [۱].

برای رفع مشکلات موجود در سیستم مهاربندی واگرا در سال ۱۹۸۶ سیستم مهاربند زانویی کماتش پذیر توسط *Ochoa* مطرح گردید [۲]. *Ochoa* پیشنهاد کرد عضو قطری طوری طراحی شود که فقط کشش را تحمل کند و سختی و شکل‌پذیری هر دو توسط عضو زانویی تأمین گردد. در سال ۱۹۹۰ *Balendra* و همکارانش سیستم قاب مهاربند زانویی اصلاح‌شده را پیشنهاد کردند [۳ و ۴]. در این سیستم پیشنهادی از یک عضو قطری جهت جلوگیری از کماتش عضو زانویی استفاده شده است. در سیستم مهاربند زانویی، شکل‌پذیری و به‌تبع آن استهلاک انرژی توسط المان زانویی تأمین شده است. از طرف دیگر به علت اینکه در این نوع سیستم، ناحیه غیر ارتجاعی محدود به یک المان کوتاه می‌شود، می‌توان رفتار لرزه‌ای کنترل‌شده‌تری را فراهم کرد [۵].

در سال ۲۰۰۵ *Mofid* و *Lotfollahi* به بررسی رفتار الاستیک سیستم مهاربند زانویی شورون با آرایش و زوایای مختلف پرداخته و بر روی رفتار غیرخطی مهاربندهای زانویی شورون تحقیقات گسترده‌ای را انجام دادند. یک سیستم قاب با مهاربند زانویی متشکل از تیر، ستون‌ها، بادبندهای زانویی و بادبندهای قطری است. تحقیقات *Mofid* نشان داده است چنانچه

المان زانویی و مهاربند مایل، موازی با قطر قاب مقابل باشد، سازه می‌تواند حداکثر مقاومت لرزه‌ای را داشته باشد [۱]. آن‌ها همچنین در سال ۲۰۰۵ یک روش جدید برای المان زانویی مهاربند شورون طراحی کردند [۶]. همچنین *Mofid* و *Farahi* در سال ۲۰۱۳ به بررسی عوامل عملکرد لرزه‌ای مهاربند زانویی شورون پرداخته‌اند که منتج به نتایج زیر شده است.

فرض ضریب اصلاح پاسخ (R) برابر ۷ برای سیستم مهاربندی زانویی شورون مناسب است.

علاوه بر این، عامل مقاومت افزون (Ω_0) برابر ۳ برای چنین سیستم مقاوم در برابر نیروی لرزه‌ای مقرر شد [۷].

در این مقاله برای مدل‌سازی قاب‌ها در طول فرآیند طراحی به المانهای زانویی اجازه دادیم تا نسبت تقاضا به ظرفیت در آن‌ها به بیش از یک افزایش یابد و تاثیر آن را در شکل‌پذیری و روند تشکیل مفصل در قاب‌ها بررسی کردیم.

۲- مقایسه عملکرد سیستم‌های متداول قاب‌های فولادی

قاب‌های فولادی به چهار گروه قاب خمشی، قاب مهاربندی هم‌محور، قاب مهاربندی برون‌محور و قاب مهاربند زانویی تقسیم می‌شوند. شکل (۱) تفاوت‌های عملکرد جانبی قاب‌های ذکرشده را نشان می‌دهد [۸].

با توجه به شکل (۱) و با مقایسه نمودارهای نیرو-جابجایی برای انواع قاب‌ها مشخص می‌شود که قاب‌های خمشی دارای کمترین سختی و مقاومت هستند زیرا هم دارای کمترین شیب اولیه در منحنی هستند و هم منحنی مربوط به آن‌ها کمترین ارتفاع را دارد. اگرچه سیستم قاب خمشی یک سیستم با استهلاک انرژی بسیار خوب و فوق‌العاده است، اما اعضای آن باید با مقاطع بزرگ غیراقتصادی طراحی شوند. علاوه بر این، تأمین ملاحظات مربوط به شکل‌پذیری ویژه در اتصالات این سیستم مخصوصاً در اتصالات جوشی با مشکلاتی همراه است [۲]. سیستم قاب با مهاربند هم‌محور، مقاوم‌تر و سخت‌تر از بقیه سیستم‌ها است اما به خاطر کماتش اعضای مهاربندی، نمی‌تواند شکل‌پذیری مناسبی ارائه نماید.

سیستم مهاربندی واگرا علاوه برداشتن سختی بالا در ناحیه خطی، شکل‌پذیری مناسبی نیز دارد. در این قاب‌ها، تیرهای پیوند به‌عنوان المان‌های شکل‌پذیر (کنترل شونده توسط تغییر مکان) بخشی از اعضای اصلی سازه (تیرها) هستند. بنابراین امکان تعویض سریع و کم‌هزینه این اعضا بعد از وقوع یک زلزله شدید وجود ندارد [۸].

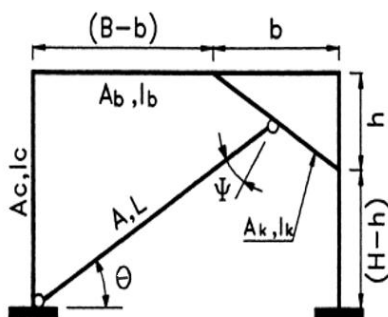


آماده درحالی که به عضو زانویی جهت فرم دادن اتصال مهاربند زانویی جوش شده است، به مهار قطری توسط پیچ‌های اصطکاکی پیش‌تنیده متصل می‌گردد. این موضوع جهت به حداقل رساندن احتمال لغزش اتصال در طی بارگذاری سیکلی است. ورق T شکل در سطح مشترک با زانویی پخ زده می‌شود تا جوش قوی به دست آید. پهنای ورق انتخابی با پهنای مقطع توخالی مربعی معمولاً برابر در نظر گرفته می‌شود. این امر به جهت امکان توزیع بار مهاربند به جان مقاطع توخالی و جلوگیری از ایجاد پانچ در بال مقطع است [۳].

۴- شکل مطلوب مهاربند زانویی

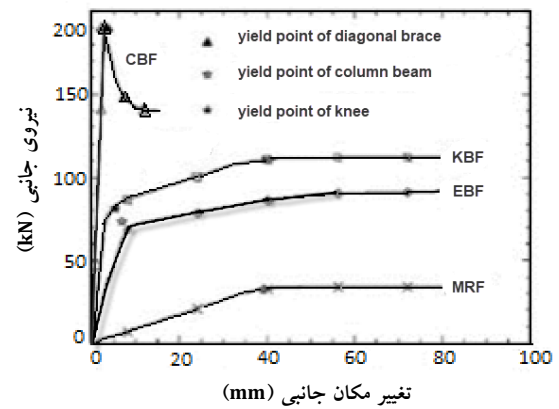
شکل (۳) شکل کلی از قاب مهاربندی قطری زانویی را نشان می‌دهد که پارامترهای H ارتفاع قاب، B طول دهانه قاب، b و h به ترتیب نقاط اتصال المان زانویی با تیر و ستون، A_b و I_b به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی تیر، A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون، A_k و I_k به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی المان زانویی، A و L به ترتیب سطح مقطع و طول مهاربند، θ و φ به ترتیب زاویه مهاربند با افق و زاویه مهاربند با المان زانویی و k سختی قاب است.

مطالعات مفید و خسروی نشان می‌دهد که بهتر است $\frac{(b/H)}{(B/H)} = 1$ باشد. یعنی المان زانویی به موازات قطر قاب باشد و المان مورب از تقاطع تیر به ستون عبور کند. مهم‌ترین مزیت این انتخاب کاهش پارامترهای فعال مسئله است. همچنین در این شرایط، مهاربند زانویی به یک تیر با دو تکیه‌گاه ثابت با یک‌بار مرکزی نزدیک می‌شود. لنگرهای پایانی و میانی برابر هستند، به این معنی که سه نقطه بر روی المان مهاربند زانویی تقریباً به‌طور هم‌زمان در خمش تسلیم خواهد شد. این باعث نتایج بسیار خوبی از روش ارائه شده می‌شود [۹].



شکل ۳- جزئیات یک مهاربند زانویی [۹]

مطالعات Mofid و Lotfollahi [۱] نشان می‌دهد که بهتر

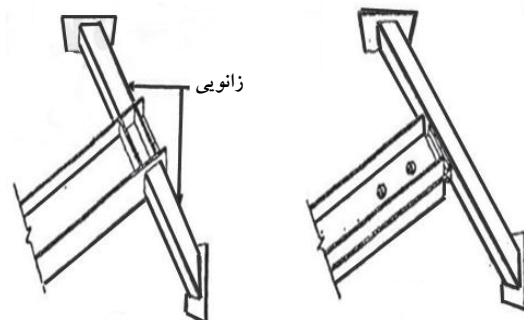


شکل ۱- مقایسه عملکرد سیستم‌های متداول قاب‌های فولادی [۸]

همان‌طور که از شکل پیداست سیستم مهاربند زانویی سختی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به دو سیستم دیگر از خود نشان داده است. مزیت دیگر این سیستم این است که با هزینه کم و تعویض المان زانویی سازه به حالت قبل خود بازمی‌گردد.

۳- اتصالات مهاربند زانویی

مقاطعی که معمولاً جهت مهاربند قطری استفاده می‌شود از مقطع I شکل یا دو مقطع ناودانی است. چون عرض مهاربند به‌طور معمول بزرگ‌تر از عرض زانویی است در این حالت دو روش اتصال جهت اتصال مهاربند به زانویی ممکن می‌شود که در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.



شکل I الف) اتصال برای یک مقطع (ب) اتصال جهت مهاربند ساخته شده از دو نیم‌رخ ناودانی

شکل ۲- دو نمونه از اتصال بادبند به زانو [۳]

در اتصال (الف) عضو زانویی از دو جز تشکیل شده است که به بال مهار قطری جوش شده‌اند و از جان مقطع I شکل مهاربند توسط چهار سخت‌کننده همانند اتصال (الف) محافظت می‌گردد. در اتصال (ب) عضو زانویی به‌صورت یکپارچه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این نوع اتصال یک ورق T شکل

$$V_p = t_w \cdot (d - 2t_f)F_y/\sqrt{3} \quad \text{شکل I برای مقاطع I} \quad (3)$$

$$V_p = t_w \cdot (d - 2t_f)F_y/\sqrt{3} \quad \text{Box برای مقاطع Box} \quad (4)$$

که در آن Z مدول پلاستیک مقطع زانویی و t_f ، t_w و d ضخامت بال، ضخامت جان، عرض و ارتفاع مقطع در معادله بالا هستند [۱۱].

۶- مشخصات غیرخطی سازه

در این بخش با استفاده از نشریه ۳۶۰ [۱۲] مشخصات غیرخطی سازه‌ها و مفاصل را تعریف خواهیم کرد. سختی اجزای سازه‌ای باید با کمک روش‌های متداول معتبر (تحلیلی یا آزمایشگاهی) با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های ناشی از رفتار محوری، خمشی، برشی تعیین شود. در مواردی که نتوان سختی اجزاء را با روش‌های تحلیل یا آزمایشگاهی به‌طور دقیق‌تر تعیین نمود، می‌توان از ضوابط زیر برای تحلیل در روش‌های خطی یا غیرخطی استفاده نمود.

۶-۱- روش‌های خطی

در روش تحلیل خطی می‌توان سختی قطعات را با استفاده از نشریه ۳۶۰ [۱۲] و با توجه به نوع سیستم سازه‌ای تعیین نمود.

۶-۲- روش‌های غیرخطی

در روش‌های غیرخطی باید پاسخ بار- تغییر شکل قطعه را به‌صورت روابط غیرخطی لحاظ نمود. برای روش‌های استاتیکی غیرخطی می‌توان از رابطه کلی نیرو- تغییر شکل در شکل (۵) نشان داده شده است استفاده نمود. در صورت استفاده از نرم‌افزارهایی که رفتار غیرخطی المان را فقط در یک ناحیه کوچک (مفصل پلاستیک) در نظر می‌گیرند، سختی مؤثر اعضا را باید مطابق روش‌های خطی در نظر گرفت.

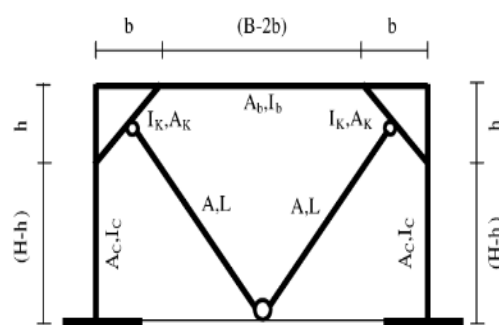
در این شکل‌ها (شکل (۵) و (۶)) ضرایب a ، b و c به ترتیب مقدار دوران خمیری نظیر نقطه C و مقدار دوران خمیری نقطه D و نسبت مقاومت پسماند، در نمودار نیرو- تغییر شکل المان‌ها است.

۷- رفتار غیرخطی مهاربند زانویی

رفتار غیرخطی مهاربند زانویی شورون تحت بارگذاری جانبی در حالت خمشی و برشی، در شکل (۶) دیده می‌شود.

در حالت تسلیم خمشی، زمانی که اعمال بار جانبی به‌تدریج افزایش می‌یابد، ممان انتها و وسط المان زانویی مربوطه به M_y خواهد رسید. این باعث تغییر در سختی کل سازه از K به

است این نسبت برای قاب با مهاربند زانویی شورون شکل (۴) $(\frac{b}{h})/(\frac{B}{H}) = 0.5$ باشد. یعنی المان زانویی در هر طرف از قاب به‌موازات مهاربند در سمت دیگر قاب باشد و المان مورب از تقاطع تیر به ستون عبور کند. مهم‌ترین مزیت این انتخاب کاهش پارامترهای فعال مسئله است. همچنین در این شرایط، مهاربند زانویی به یک تیر با دو تکیه‌گاه ثابت با یک بار مرکزی نزدیک می‌شود. لنگرهای پایان و میانی برابر هستند و نیروهای برشی در هر نمونه از المان زانویی برابر هستند به این معنی که سه نقطه بر روی المان مهاربند زانویی تقریباً به‌طور هم‌زمان به ترتیب تسلیم خمشی و برشی خواهد داشت و نیروی محوری در المان زانویی در محدوده قابل قبول است. این باعث نتایج بسیار خوبی از روش ارائه شده می‌شود.



شکل ۴- شکل عمومی از قاب مهاربند زانویی شورون [۱]

۵- حالت‌های تسلیم المان زانویی مهاربند

حالت تسلیم بستگی به طول المان زانویی دارد. با افزایش طول المان زانویی، حالت تسلیم تمایل تبدیل از حالت برشی به حالت خمشی دارد [۱۰]. نسبت بین ارتفاع طبقه و فاصله عمودی بین دو انتهای المان زانویی برای قاب با حالت تسلیم خمشی برابر ۰/۲۵ در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، این نسبت ۰/۲ برای قاب با حالت تسلیم برشی انتخاب شد [۶]. به‌منظور جلوگیری از تسلیم المان زانویی در حالت پیش‌بینی‌نشده طول المان زانویی باید بیشتر از $\xi M_p/V_p$ برای حالت تسلیم خمشی و باید کمتر از $\xi M_p^*/V_p$ برای حالت تسلیم برشی باشد. M_p ، M_p^* و V_p به‌ترتیب لنگر پلاستیک المان زانویی، لنگر پلاستیک کاهش‌یافته مقطع به کمک یک بال از مقطع زانو و نیروی برشی پلاستیکی المان زانویی که به کمک معادله ۱ تا ۳ تعریف شده‌اند [۶].

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (1)$$

$$M_p^* = t_f \cdot b(d - t_f)F_y \quad (2)$$

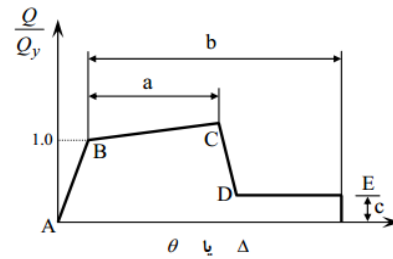
زانویی افزایش مقداری برابر با α_{My} و β_{My} با توجه به مدل المان زانویی خواهند داشت. سختی کلی قاب به تقریب از K_1 (β_{1K}) به K_2 (β_{2K}) و K_3 (β_{3K}) تغییر می‌کند. در نهایت، یک مفصل پلاستیک در قاب اصلی در نقطه D رخ می‌دهد.

همچنین، در حالت تسلیم برشی، با افزایش تدریجی بار جانبی، نیروی برشی در هر نمونه از المان زانویی مربوطه به V_y خواهد رسید که باعث تغییر در سختی کل سازه از K به K_1 (β_{1K}) می‌شود. با ادامه افزایش بار جانبی، ممان انتها و وسط المان زانویی افزایش مقداری برابر با α_{My} و β_{My} با توجه به مدل المان زانویی خواهند داشت. همچنین سختی جانبی قاب به K_2 (β_{2K}) و K_3 (β_{3K}) کاهش پیدا می‌کند تا اینکه یک مفصل پلاستیک در قاب اصلی در نقطه D رخ دهد.

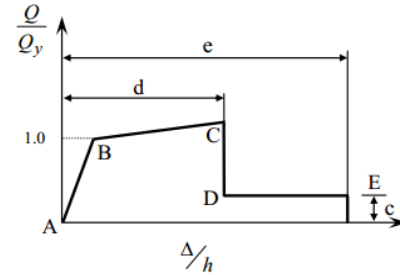
اگر شکل و فرم مهاربند زانویی شورون بهینه انتخاب شده باشد، ممان‌های انتها و وسط المان زانویی مربوطه در حالت تسلیم خمشی به‌طور هم‌زمان به نخستین، دومین و سومین مقدار تسلیم خواهند رسید. همچنین، نیروی برشی در هر نمونه از این المان‌های زانویی مربوطه به‌طور هم‌زمان به نخستین، دومین و سومین مقدار تسلیم در حالت تسلیم برشی خواهد رسید [۱].

۸- فرضیات مدل سازی

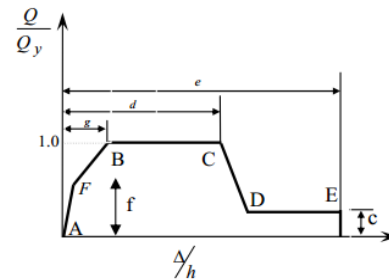
مدل‌های استفاده شده در این مقاله شامل قاب‌های ۲ و ۴ دهانه با تعداد طبقات ۲، ۶ و ۱۰ طبقه با المان‌های زانویی خمشی و برشی که در قاب‌های ۲ دهانه دارای یک دهانه مهاربندی با مهاربند شورون زانویی و در قاب‌های ۴ دهانه دارای ۲ دهانه مهاربندی با مهاربند شورون زانویی است. این قاب‌ها توسط نرم افزار SAP و با آیین نامه AISC-360-10 [۱۳] طراحی شده اند. برنامه SAP2000 از سری برنامه‌های SAP می‌باشد که یک برنامه عمومی جهت تحلیل و طراحی سازه‌ها است. اولین تحلیل کامپیوتری SAP به روش المان محدود حدود ۲۵ سال پیش در دانشگاه یرکلی کالیفرنیا پایه‌ریزی شده است که با توجه به نیاز بخش صنعت ساختمان و غیر ساختمانی به دانش روز، SAP نیز پیشرفت نمود. SAP2000 یک برنامه قدرتمند برای مدل‌سازی، تحلیل و طراحی انواع مختلف سازه‌ها است که حاصل تلاش گروه مهندسی سازه و کامپیوتر (CSI) وابسته به دانشگاه یرکلی در ایالت کالیفرنیا آمریکا می‌باشد. در این تحقیق از ورژن ۲۰۱۶ این نرم افزار استفاده شده است. بار مرده برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. خاک منطقه از نوع ۳ و منطقه با



الف) تغییر شکل

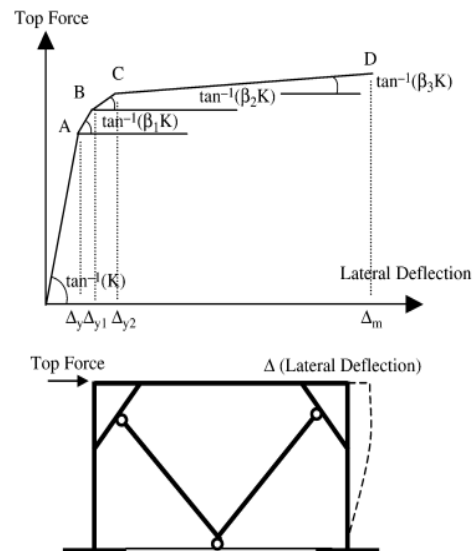


ب) نسبت تغییر شکل



شکل ۵- منحنی رفتار غیرخطی المان‌های سازه‌ای تغییر شکل

کنترل [۱۲]



شکل ۶- رفتار غیرخطی عمومی قاب مهاربند زانویی شورون در برابر

بار جانبی [۶]

لرزه‌خیزی خیلی زیاد در نظر گرفته شده است. همچنین فولاد به کار رفته در این از نوع فولاد نرمه ساختمانی یا ST37 است، که مشخصات مکانیکی آن در جدول (۱) آمده است.

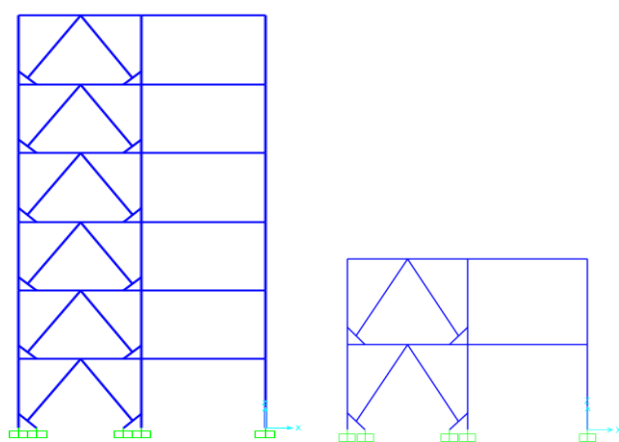
جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح فولادی St37

مشخصات	جرم واحد حجم، M (kg/m ³)	وزن واحد حجم، W (kg/m ³)	مدول الاستیسیته، E_s (kg/cm ²)	تنش تسلیم، F_y (kg/cm ²)	تنش نهایی، F_u (kg/cm ²)	ضریب پواسون
فولاد St37	۸۰۰	۷۸۴۵	$۲/۱ \times ۱۰^۶$	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۰/۳

۹- نمونه‌های انتخابی

دهانه‌ها ۴ متر در نظر گرفته شده است. شکل (۷) دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. جدول (۲) و (۳) مقاطع نتایج طراحی اولیه دو نمونه از قاب‌های اولیه را نشان می‌دهد.

در این مقاله پلان کلی قاب‌ها، شرایط بارگذاری و سایر شرایط طراحی ثابت فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و طول



شکل ۷- دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی

جدول ۲- مشخصات اعضای قاب دو طبقه اولیه

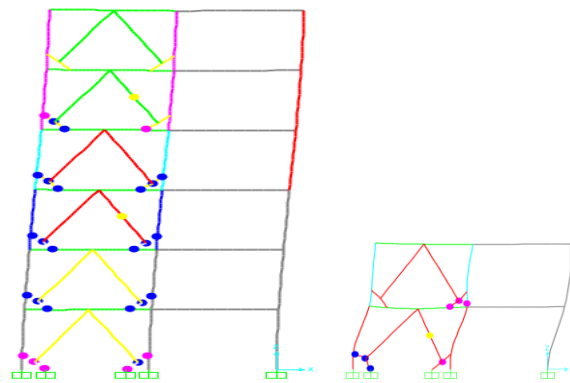
ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۴/۲	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۸۰*۸۰*۷/۱	۱
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۸/۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۸۰*۸۰*۷/۱	۲

جدول ۳- مشخصات اعضای قاب شش طبقه اولیه

ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۸۰*۸۰*۷/۹	۱
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۲/۵	۲
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۳
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	۴
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۹۰*۹۰*۸	۵
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۸۰*۸۰*۸	۶

۱۰- مفاصل پلاستیک اولیه

قاب‌های مورد بررسی را پس از تحلیل استاتیکی خطی و طراحی اولیه توسط آیین‌نامه AISC-360-10 [۱۳] تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌اور) قرار دادیم و مفاصل تشکیل شده در قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفت. شکل (۸) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب‌های عنوان شده در جدول (۲) و (۳) را نشان می‌دهد. در ضمن یادآور می‌شویم که رنگ مفاصل پلاستیک نشان دهنده سطح عملکردی سازه است که در جدول (۴) نشان داده شده است.



شکل ۸- مفاصل پلاستیک دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی (طراحی اولیه قاب)

جدول ۴- بررسی سطوح عملکردی با توجه به رنگ مفاصل پلاستیک

سطح عملکرد سازه	بهره برداری بی‌وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
رنگ مفاصل پلاستیک (آبی-صورتی-زرد)	صورتی	آبی	زرد

۱۱- نتایج

نتایج حاصل از این تحقیق در سه بخش مفاصل پلاستیک، تغییر مکان و شکل‌پذیری به شرح زیر ارائه می‌شود.

۱۱-۱- مفاصل پلاستیک

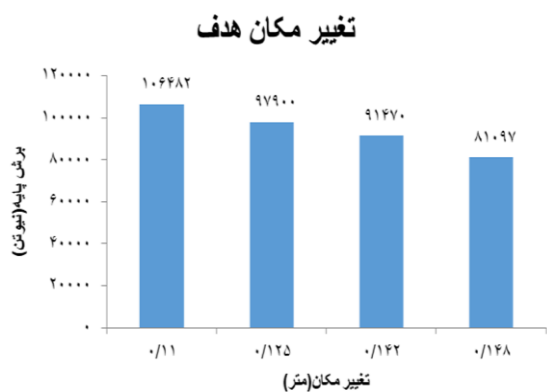
در قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق حالت ایده‌آل این است که مفاصل پلاستیک در عضو زانویی ایجاد شود و یا تعداد مفاصل پلاستیک ایجاد شده در سایر اعضا کاهش قابل توجهی یابد یا به عبارتی نسبت نیاز به ظرفیت در این اعضا بیشتر از یک باشد و مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این حالت با حالتی که این نسبت کوچک‌تر از یک است مقایسه شده است. در جدول (۵) و (۶) نتایج طراحی دو قاب قبلی را مشاهده می‌کنیم. همچنین در شکل (۹) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در این قاب‌ها را مشاهده می‌کنیم.

جدول ۵- مشخصات اعضای قاب دو طبقه

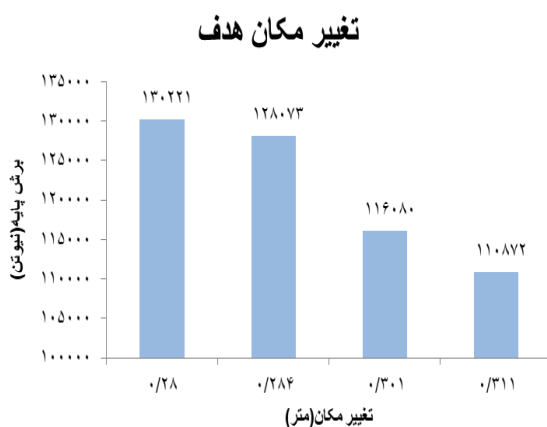
ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۴/۲	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۱
BOX ۱۰۰*۱۰۰*۸	BOX ۱۴۰*۱۴۰*۸	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۶	BOX ۱۰۰*۱۰۰*۱۰	۲

جدول ۶- مشخصات اعضای قاب شش طبقه

ستون	ستون دهانه مهاربندی	تیر	تیر دهانه مهاربندی	مهاربند	زانویی	طبقه
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۱
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۲
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۱۲/۵	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۲۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۶	۳
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۵	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۴
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۵
BOX ۱۴۰*۱۴۰*۷/۱	BOX ۳۵۰*۳۵۰*۱۰	IPB ۲۷۰	IPB ۳۰۰	BOX ۸۰*۸۰*۱۰	BOX ۱۲۰*۱۲۰*۱۰	۶



شکل ۱۱- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه شش طبقه

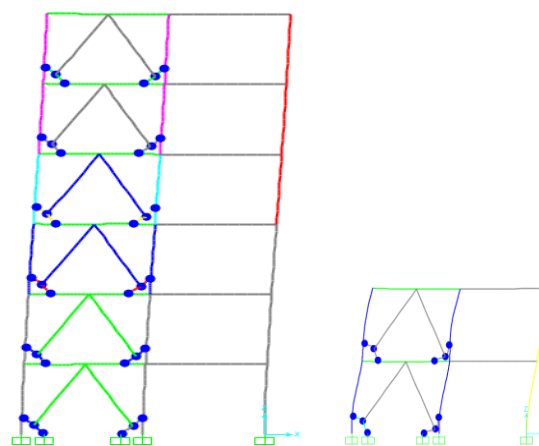


شکل ۱۲- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه ده طبقه

با مقایسه نمودارهای بالا متوجه می‌شویم که با افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی در طول فرآیند طراحی شاهد افزایش تغییر مکان هدف در کنار کاهش برش پایه هستیم. در قاب دو دهانه برش پایه ۴۰ درصد کاهش یافته و در مقابل تغییر مکان ۷۰ درصد افزایش یافته است. در قاب شش طبقه تغییر مکان ۳۰ درصد افزایش یافته است و در مقابل برش پایه ۲۴ درصد کاهش پیدا کرده است. در کل با افزایش تعداد طبقات شیب میزان افزایش تغییر مکان و کاهش برش پایه کمتر می‌شود.

۱۱-۳- شکل پذیری

در این قسمت شکل‌پذیری قاب‌ها به کمک اطلاعات استخراج شده از جداول (۷) تا (۹) و شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) بررسی شده و چهار حالت مختلف با یکدیگر مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که شکل‌پذیری طبق تعریف از نسبت



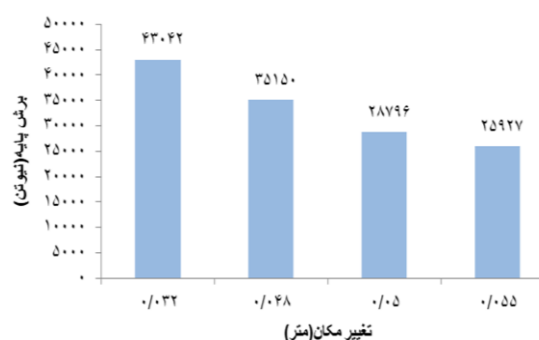
شکل ۹- مفاصل پلاستیک دو نمونه از قاب‌های مورد بررسی (نسبت نیاز به ظرفیت بزرگتر از یک)

همان‌طور که در شکل (۹) مشخص است افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان‌های زانویی به بیش از یک در طول فرآیند طراحی باعث شده است که مفاصل پلاستیک در المان‌های زانویی تشکیل شود و مفاصل تشکیل شده در مهاربند‌ها که در شکل (۸) وجود داشت حذف شوند که نتیجه بسیار خوبی است.

۱۱-۲- تغییر مکان هدف

در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) تغییر مکان هدف در مقابل بار جانبی مربوط به قاب‌ها نشان داده شده است که به ترتیب از چپ به راست مربوط به ۱- طراحی اولیه ۲- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱-۰/۸) ۳- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱-۱/۲) ۴- نسبت نیاز به ظرفیت المان زانویی بین (۱/۴-۱/۲) است.

تغییر مکان هدف



شکل ۱۰- مقایسه تغییر مکان در قاب دو دهانه دو طبقه

جدول ۹- قاب ۲ دهانه ۱۰ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۴۳	۰/۴۳	۰/۴۱	۰/۳۶
W (kN)	۴۵۴۱	۴۵۷۰	۴۵۳۵	۴۵۳۳
$V_{elastic}$ (kN)	۱۹۵۳	۱۹۶۵	۱۸۶۸	۱۶۳۲
V_s	۷۱۰	۷۱۰	۷۰۲	۶۴۰
V_y	۱۱۸۸	۱۲۳۳	۱۰۱۶	۷۹۲
Δ_{max}	۴۸۲	۵۸۰	۶۱۳	۶۴۰
Δ_y	۲۲۱	۲۵۱	۲۲۲	۱۴۹
Δ_s	۹۸	۹۸	۱۰۶	۹۹
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۱/۶۴	۱/۵۹	۱/۸۴	۲/۰۶
$R_s = V_y/V_s$	۱/۶۷	۱/۷۴	۱/۴۵	۱/۲۴
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۲/۷۵	۲/۷۷	۲/۶۶	۲/۵۵
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۲/۱۸	۲/۳۱	۲/۷۶	۴/۳۰
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۴/۹۰	۵/۹۰	۵/۸۰	۶/۵

نسبت نیاز به ظرفیت

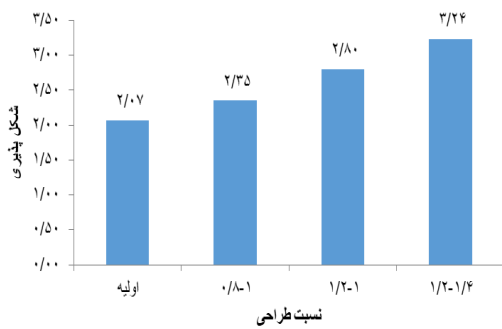
تغییر مکان حداکثر به تغییر مکان تسلیم به دست می‌آید. تغییر مکان حداکثر برابر با تغییر مکان هدف در تحلیل پوش‌اور و تغییر مکان تسلیم هم‌زمان با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده است. در قسمت شکل پذیری قاب‌ها مشاهده شد که در حالتی که المان حالت خمشی دارد در تمامی نسبت‌های نیاز به ظرفیت در فرآیند طراحی شکل‌پذیری قاب‌ها افزایش پیدا کرده است. در قاب‌های با المان برشی بر عکس حالت خمشی میزان شکل‌پذیری کاهش یافته است. فقط در قاب‌های ۲ طبقه شکل‌پذیری افزایش یافته است.

جدول ۷- قاب ۲ دهانه ۲ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶
W (kN)	۸۴۵	۸۴۳	۸۴۴	۸۴۴
$V_{elastic}$ (kN)	۸۱۲/۷۲	۸۱۰/۸۰	۸۱۰/۲۴	۸۱۰/۲۴
V_s	۳۱۰	۲۰۰	۱۲۸	۱۰۰
V_y	۳۳۵	۲۶۵	۲۰۲	۱۷۲
Δ_{max}	۳۱	۴۸	۴۹	۵۵
Δ_y	۱۵	۴/۲۰	۵/۱۷	۱۷
Δ_s	۱۳	۱۳	۹	۵/۷۰
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۲/۴۳	۳/۰۶	۴/۰۱	۴/۷۱
$R_s = V_y/V_s$	۱/۰۸	۱/۳۳	۱/۵۸	۱/۷۲
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۲/۶۲	۴/۰۵	۶/۳۳	۸/۱۰
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۲/۰۷	۲/۳۵	۲/۸۰	۳/۲۴
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۲/۴۰	۳/۷۰	۵/۴۰	۷/۳۰

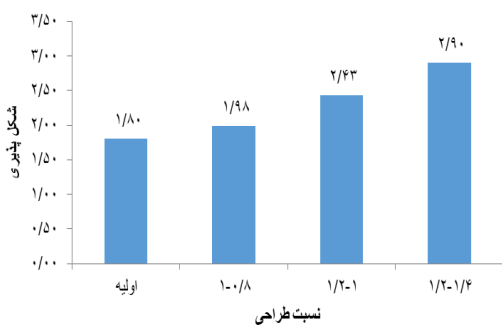
نسبت نیاز به ظرفیت

شکل پذیری



شکل ۱۳- مقایسه شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف طراحی برای قاب ۲ دهانه ۲ طبقه با المان خمشی

شکل پذیری



شکل ۱۴- مقایسه شکل‌پذیری در حالت‌های مختلف طراحی برای قاب ۲ دهانه ۲ طبقه با المان خمشی

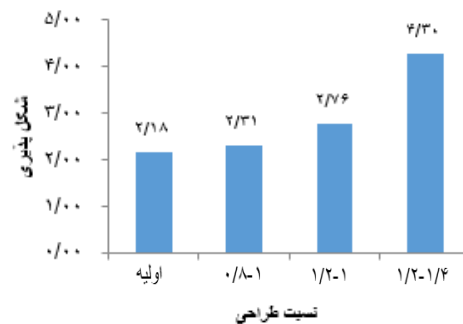
جدول ۸- قاب ۲ دهانه ۶ طبقه با المان خمشی

نسبت نیاز به ظرفیت	اولیه	۰/۸-۱	۱-۱/۲	۱/۲-۱/۴
S_a (g)	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶	۰/۹۶
W (kN)	۲۵۶۱	۲۶۴۸	۲۶۴۷	۲۶۴۵
$V_{elastic}$ (kN)	۲۵۵۰	۲۵۴۷	۲۵۴۱	۲۵۳۹
V_s	۷۰۵	۵۱۰	۴۱۰	۳۶۵
V_y	۷۹۲	۶۸۷	۵۸۵	۴۷۱
Δ_{max}	۱۱۰	۱۲۵	۱۴۱	۱۴۸
Δ_y	۶۱	۶۳	۵۸	۵۱
Δ_s	۹۹	۴۲	۳۸	۳۷
$R_\mu = V_{elastic}/V_y$	۳/۲۲	۳/۷۱	۴/۳۴	۵/۳۹
$R_s = V_y/V_s$	۱/۱۲	۱/۳۵	۱/۴۳	۱/۲۹
$R_u = R_\mu \cdot R_s$	۳/۶۲	۴/۹۹	۶/۲۰	۶/۹۶
$\mu = \Delta_{max}/\Delta_y$	۱/۸۰	۱/۹۸	۱/۴۳	۲/۹۰
$C_d = \Delta_{max}/\Delta_s$	۱/۱۰	۳	۳/۷۰	۴

نسبت نیاز به ظرفیت



شکل پذیری



شکل ۱۵- مقایسه شکل پذیری در حالت های مختلف طراحی برای قاب ۲ دهانه ۱۰ طبقه با المان خمشی

۱۲- نتیجه گیری

هدف از این مقاله بررسی اثر نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی مهاربندهای شورون در شکل گیری مفاصل پلاستیک و شکل پذیری قاب های مهاربندی شده است. برای این منظور سه قاب دو، شش و ده طبقه با تعداد دهانه های دو و چهار با مهاربند زانویی شورون مورد بررسی قرار گرفت.

المان های زانویی با دو حالت نسبت نیاز به ظرفیت کوچکتر از یک و بزرگتر از یک طراحی شد و سپس به کمک تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفت. مطالعه حاضر نشان داد:

- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث افزایش تغییر مکان جانبی قاب ها می شود.
- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث کاهش برش پایه قاب می شود.
- افزایش نسبت نیاز به ظرفیت در المان های زانویی در طول فرآیند طراحی باعث کاهش یا حذف مفاصل پلاستیک از سایر اعضای قاب می شود و مفاصل پلاستیک بیشتر در المان های زانویی تشکیل می شود. در حالتی که المان حالت خمشی دارد در تمامی نسبت های نیاز به ظرفیت در فرآیند طراحی شکل پذیری قاب ها افزایش پیدا کرده است.
- در قاب های با المان برشی بر عکس حالت خمشی میزان شکل پذیری کاهش یافته است. فقط در قاب های ۲ طبقه شکل پذیری افزایش یافته است.
- المان های زانویی قبل از کماتش مهاربندها در هر طبقه در تمام مدل های مورد بررسی تسلیم شد. از این رو، می توان حدس زد که طراحی المان های زانویی با توجه به ۱۲۰ تا

۱۴۰ درصد از ظرفیت الاستیک آنها یک استراتژی مناسب برای اطمینان از این که المان های زانویی اولین المان هایی هستند که به سازه به اتلاف انرژی جذب شده از طریق تشکیل مفاصل پلاستیکی کمک می کند است. علاوه بر این، تسلیم زودتر المان های زانویی، کماتش دیرتر مهاربند در یک طبقه را به همراه دارد.

۱۳- مراجع

- [1] Mofid, M. and Lotfollahi, M. (2006), "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, pp. 271-281.
- [2] Aristizabal-Ochoa, J.D. (1986), "Disposable knee bracing: Improvement in seismic design of steel frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 1544-1552.
- [3] Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. (1990), "Diagonal brace with ductile anchor for a seismic steel frame", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 847-58.
- [4] Sam, M.T., Balendra, T. and Liaw, C.Y. (1995), "Earthquake resistant steel frame with energy dissipating knee elements", Engineering Structures, Vol. 17, pp. 334-343.
- [5] Balendra, T., Sam, M.T., Liaw, C.Y. and Lee, S.L. (1991), "Preliminary studies into the behavior of knee braced frames subject to seismic loading", Engineering Structure, Vol. 13, pp. 67-74.
- [6] Mofid, M. and Lotfollahi, M. (2006), "On the design of new ductile knee bracing", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62m pp. 282-294.
- [7] Farahi, M. and Mofid, M. (2013), "On the quantification of seismic performance factors of Chevron Knee Bracings in steel structures", Engineering Structures, Vol. 46, pp. 155-164.
- [8] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "A study of seismically resistant eccentrically braced steel frame systems", Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC- 86/01. Berkeley (CA): University of California.
- [9] Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. (1991), "Design of earthquake-resistant steel frames with knee bracing", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 18, pp. 193-208.
- [10] Kasai, K. and Popov, E.P. (1956), "General behavior of WF steel shear link beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, pp. 362-382.
- [11] Balendra, T., Lim, E.L. and Lee, S.L. (1994), "Ductile knee braced frames with shearyielding knee for seismic resistant structures", Engineering Structure, Vol. 16, pp. 263-269.
- [12] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، (۱۳۸۵)، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ۳۶۰)، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.
- [13] American Institute of Steel Construction, (2010), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10.

