

## بررسی پارامترهای عملکرد سازه ای لرزه ای قاب های هیبریدی با تیر فلزی و ستون بتنی تحت بارهای رفت و برگشتی

امیر ویسی زاده<sup>۱</sup>، محمد کاظم شربتدار<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران - سازه، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

Amir.Veisizadeh91@yahoo.com

### چکیده

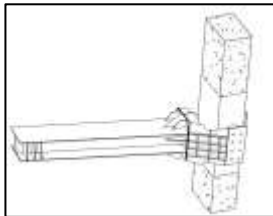
مهم ترین بخش در سازه های ترکیبی (هیبریدی) مربوط به اتصال تیر فولادی به ستون بتن آرمه و شکل پذیری اتصال و استهلاک انرژی القایی ناشی از زلزله در قاب ها می باشد تا بتواند بارهای ناشی از زلزله را در چندین سیکل متوالی تحمل کند. عللی مختلفی مانند عدم وجود خاموت در اتصال و یا عدم بتن ریزی مناسب بدلیل تراکم خاموت باعث تخریب اتصالات بتنی می شوند و لذا مشاهدات پس از وقوع زلزله های واقعی و نیز نتایج آزمایش ها مبین این نکته بوده اند که خرابی های سازه ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، بنابراین لزوم تغییر جزئیات ناحیه اتصال به منظور ایجاد اتصالاتی با عملکرد بهتر می تواند بسیار با اهمیت باشد. در این راستا جهت تحقیق بیشتر در این مقاله به بررسی عملکرد سازه ای قاب های ترکیبی با تیر فولادی و ستون بتن آرمه در قاب یک طبقه، یک دهانه و قاب های ۳، ۶ و ۹ طبقه چهار دهانه از نظر مقدار انرژی جذب شده، شکل پذیری و مقدار سختی موجود با استفاده از تحلیل استاتیکی پوش آور با بارگذاری رفت و برگشتی پرداخته شده است. مرکب سازی اتصال در قاب یک و چهار دهانه باعث افزایش شکل پذیری شده و همچنین سختی اولیه و نهایی قاب های ترکیبی یک و چهار دهانه را نسبت به قاب بتنی مشابه افزایش می دهد. همچنین این قاب ها حدود ۲ برابر قاب های بتنی قادر به استهلاک انرژی وارده می باشند که عملکرد مطلوب اتصال ترکیبی مورد بررسی را در قاب ترکیبی به خوبی مشخص می کند. مرکب سازی اتصال در داخل قاب های ۱، ۳، ۶ و ۹ طبقه توسط تیر فلزی جایگزین و اتصال دارای دیافراگم محیطی و برشگیر، منجر به افزایش نیروی غیرخطی شدن قاب و افزایش برش پایه حداکثر قابل تحمل می گردد.

کلمات کلیدی: سازه های ترکیبی (هیبریدی)، چشمه اتصال، شکل پذیری، استهلاک انرژی القایی، دیافراگم محیطی، برش پایه

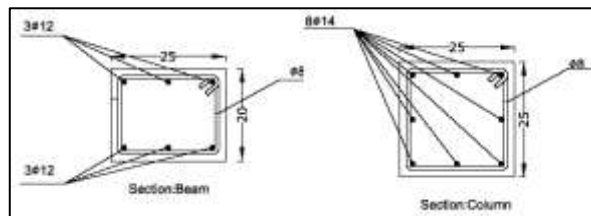
### ۱. مقدمه

تاکنون روش های مختلفی جهت استفاده توأم از بتن و فولاد در سازه ها پیشنهاد و تحلیل یا آزمایش شده است. قاب های مرکب (Reinforced Concrete Steel) RCS، سیستمی متشکل از ستون های بتنی و تیرهای فولادی می باشند که در آن ها استفاده بهینه از خواص فشاری بتن و مقاومت خمشی فولاد سبب شده تا سازه وزن کمتری نسبت به سازه های بتن آرمه داشته و در عین حال در مقایسه با قاب های خمشی فولادی و بتنی با دهانه های باز، رفتاری بهتر از خود نشان دهند. ستون های بتنی بالا و پایین تیر با وجود اتصال ویژه، نقش مهار کننده تیر فولادی را بر عهده دارند که در این حالت سختی لازم برای اتصال فراهم می گردد [۱]. در پژوهش انجام شده توسط شربتدار و حیدریان [۲] و با بررسی چندین اتصال مرکب مطابق شکل

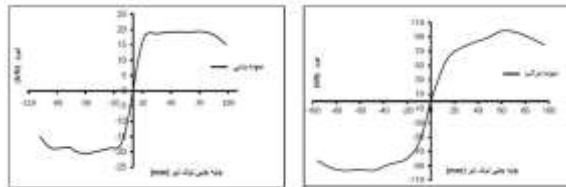
(۱)، مشخص شد که استفاده از دیافراگم محیطی و برشگیر باعث افزایش ۲۴۱ درصدی در سختی اولیه اتصال مرکب نسبت به نمونه بتنی شده، در حالی که افت سختی مربوط به نمونه مرکب نسبت به نمونه بتنی در حدود ۱۰ درصد کمتر بوده است و به علت محصور شدگی بتن ناحیه ویژه ستون و ناحیه اتصال، منجر به رفتار ارتجاعی تر در دررفت های تا حدود ۲ درصد در اتصال شد.



شکل (۲) نمونه اتصال مرکب [۲]

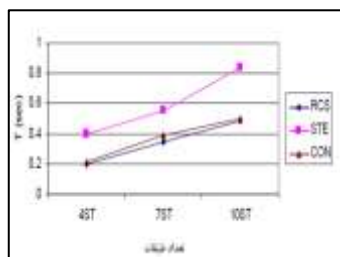


شکل (۱) مقطع تیر و ستون در اتصال کاملاً بتنی [۲]

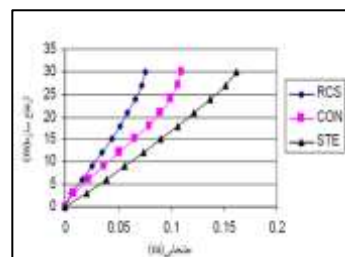


شکل (۳) پوش منحنی هیستریزس نیرو - جابه جایی نمونه ی بتنی و نمونه مختلط [۲]

اتصالات RCS از جمله سیستم های سازه ای می باشند که برای قاب های با دهانه های بزرگ و با ارتفاع های متعارف به کار می رود. مطابق با تحقیقات انجام شده توسط شیخ و دیرلین [۳] و [۴]، دو مود شکست تکیه گاهی و برشی ناحیه اتصال برای اتصالات RCS تعریف شده است که به علت چرخش صلب تیر فلزی در داخل ستون بتنی رخ می دهد. در قاب های بتن آرمه با دهانه بزرگ، تیر دارای عمق زیادی می باشد که ارتفاع چنین تیری فضای زیادی از معماری ساختمان را اشغال می کند، ولی در سیستم RCS با جایگزین شدن تیر فولادی به جای تیر بتنی این مشکل برطرف می شود. همچنین در قاب های فولادی با دهانه بزرگ در بسیاری از موارد سطح مقطع تیر بیشتر از ستون بوده که این امر می تواند سبب بروز رفتار غیر خطی نامناسب سازه تحت بارهای زلزله شود [۵]. یکی از بهترین روش ها برای اجرا و محصور کردن بتن، استفاده از نوارهای فولادی پیچیده شده دور ستون در بالا و پایین محل اتصال تیر به ستون است، که باعث افزایش ۵۰ درصدی مقاومت اتصال و نیز افزایش چشمگیر اتلاف انرژی می گردد، در حالی که استفاده از کمر بند سرتاسری در ارتفاع اتصال، تا این اندازه مقرون به صرفه نیست [۶]، به علاوه در سیستم های RCS در صورت استفاده مناسب از مصالح، مقاطع دارای سطوح مقطع متناسب تری می باشند [۷]. در پژوهش انجام شده توسط حسینی و رزاقی [۵] و با طراحی مقاطع فولادی، بتنی و مقاطع RCS به صورت جداگانه، ملاحظه گردید که وزن قاب خمشی مرکب به دلیل دارا بودن تیر فولادی ۱۲ تا ۱۶ درصد کمتر از قاب خمشی بتنی مشابه می باشد. همچنین مطابق با شکل (۴) به دلیل وزن کمتر و سختی بیشتر ستون ها در مقایسه با قاب فولادی، جابه جایی کمتر قاب RCS در مقایسه با قاب خمشی بتنی و فولادی حاصل می شود.



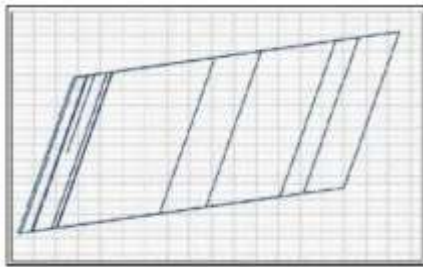
شکل (۵) مقایسه زمان تناوب ارتعاشی قاب ها [۵]



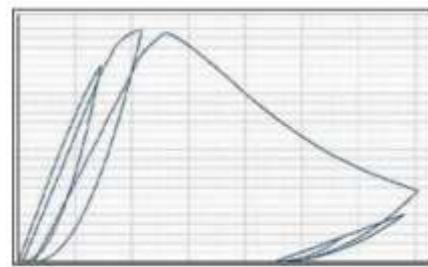
شکل (۴) مقایسه جابه جایی قاب های ده طبقه خمشی [۵]

## ۲. مدل سازی و تحلیل

در این پژوهش با انجام آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور) بر روی قاب های مختلط معرفی شده با استفاده از نرم افزارهای ABAQUS [۹] و SEISMOSTRUCT [۱۰]، پارامترهای خصوصیات سازه ای قاب ها از جمله تغییرات سختی و مقادیر افت سختی، شکل پذیری و مقادیر انرژی جذب شده در هر سیکل و نیز کل انرژی جذب شده قاب ها مورد بررسی قرار می گیرد. به علاوه تاثیر استفاده از قاب مختلط در مقایسه با نمونه های معادل بتن آرمه مورد مقایسه قرار گرفته و اثر افزایش دهانه های قاب، افزایش تعداد طبقات و نیز استفاده از دو نرم افزار مختلف در تحلیل یک قاب واحد مورد بررسی و ارزیابی قرار می گیرد. قاب های یک دهانه بتن آرمه و مرکب به صورت یک طبقه و نیز قاب های بتنی و مرکب با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ مورد بررسی قرار گرفتند. مدل های قاب دارای ۴ دهانه به طول ۴ متر و ارتفاع ۳ متر است. برای این منظور قاب میانی ساختمانی با ابعاد پلان ۱۶ متر در ۱۶ متر انتخاب شده است. بارگذاری با استفاده از استانداردهای ۵۱۹ و ۲۸۰۰ انجام شد و سپس طراحی بر مبنای آیین نامه ACI-318-99 [۱۱] و با در نظر گرفتن شکل پذیری متوسط، توسط برنامه ETABS 9.7.4.2 [۱۲] صورت گرفته است. بارگذاری وارد شده در دو نرم افزار المان محدود ذکر شده به صورت افقی و رفت برگشتی به هر طبقه اعمال شده است. در شکل (۸) پلان سازه ای که قاب مورد نظر از آن انتخاب شده است نشان داده شده است. قاب در نظر گرفته شده جهت انجام بررسی، قاب محور شماره ۳ می باشد. مشخصات مصالح مصرفی از قبیل بتن و فولاد به کار برده شده در جدول (۱) و (۲) موجود می باشد. برای تعریف رفتار فشاری بتن از مدل con-ma که در لیست مصالح نرم افزار موجود می باشد استفاده شده است. این مصالح به منظور مدل سازی اعضای بتن مسلح محبوس استفاده می شود. برای این مصالح رفتار غیرخطی تک محوره در نظر گرفته شده است و تنش وارده از طرف محدود کننده جانبی ثابت نیست و متناسب با کرنشی که در آن ایجاد شده است محاسبه می شود. منحنی رفتار این مصالح مطابق شکل (۶) است؛ همچنین برای تعریف فولاد مورد استفاده از مدل (Stl-bl) Bilinear steel model استفاده شده است. این مصالح دارای یک دیاگرام تنش - کرنش دوخطی تک محوره با یک سخت شوندگی کرنشی می باشد. محدوده الاستیک این مصالح در طی مراحل مختلف بارگذاری ثابت باقی می ماند و سخت شوندگی کرنشی آن تابع خطی از افزایش کرنش پلاستیک در نظر گرفته شده است. منحنی رفتار این مصالح در شکل (۷) نشان داده شده است. از جمله پارامترهای ذکر شده در جدول (۱) می توان به ضخامت (قطر) مصالح فولاد جانبی  $d_s$  و فواصل محصور کنندگی آن S و قطر هسته بتنی محصور شده  $\phi_c$  اشاره کرد.



شکل (۷) تعریف رفتار فولاد در نرم افزار



شکل (۶) تعریف رفتار فشاری بتن در نرم افزار SEISMOSTRUCT

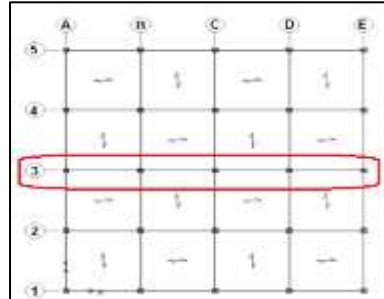
SEISMOSTRUCT

جدول (۱) مشخصات بتن مسلح تعریف شده در نرم افزار SEISMOSTRUCT

$f_c$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon_c$	$\nu$	$f_{yh}$ (MPa)	$E_{sh}$ (MPa)	$\mu_{sh}$	$d_s$ (mm)	S(mm)	$\phi_c$ (mm)	$W$ ( $\frac{kg}{m^3}$ )
25	3	0.002	0.2	400	$2.1 \cdot 10^5$	0.0065	8	100	170	2500

جدول (۲) مشخصات فولاد مصرفی جهت استفاده از میلگرد طولی، عرضی و پروفیل مورد نظر

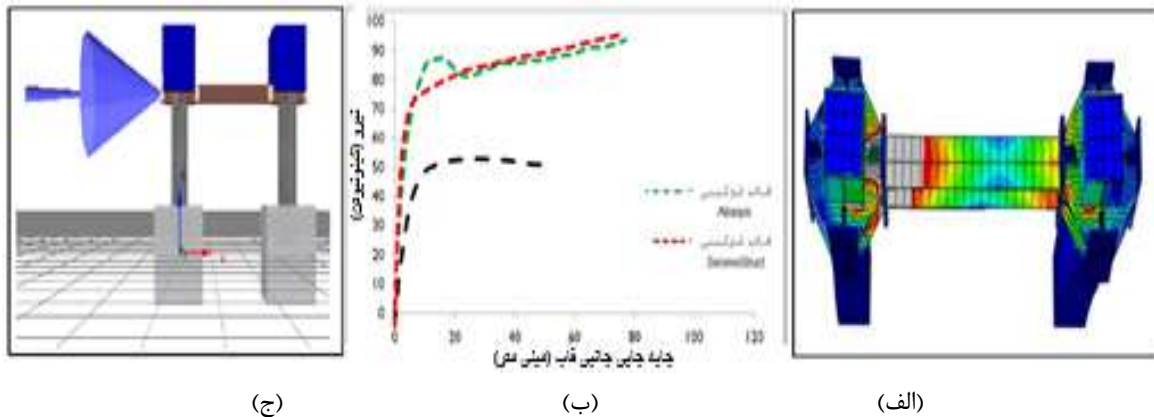
$E_s (MPa)$	$f_y (MPa)$	$\mu_{sh}$	$\varepsilon_{cu} (mm)$	$W (\frac{kg}{m^3})$
$2.1 \cdot 10^5$	400	0.0069	0.14	7850



شکل (۸) پلان موقعیت فرار گیری قاب مورد نظر چهار دهانه

### ۳. مقایسه تحلیل بدست آمده از نرم افزار ABAQUS و SEISMOSTRUCT در قاب یک طبقه ترکیبی

با مقایسه دو منحنی مشاهده می شود هر دو دارای سختی اولیه یکسان بوده و با شیب یکسانی تا جاری شدگی پیش رفته اند. همان طور که در شکل (۹-ب) مشاهده می گردد در منحنی حاصل از SEISMOSTRUCT شاهد افزایش نیروی پس از تشکیل مفصل در برشگیر تا تشکیل آن در تیر نیستیم و این موضوع تنها تفاوت نتایج حاصل از دو نرم افزار می باشد و دلیل آن هم این است که نرم افزار ABAQUS یک نرم افزار میکرو بوده حال آن که SEISMOSTRUCT یک نرم افزار ماکروست. در فراز از جاری شدگی تا تسلیم کامل برشگیرها شاهد صعود نمودار حاصل از ABAQUS هستیم. پس از جاری شدن کامل مقطع تیر اختلاف چندانی در نتایج حاصل از دو نرم افزار مشاهده نمی شود.



شکل (۹) - (الف) قاب ترکیبی یک طبقه در ABAQUS، (ب) مقایسه نمودار نیرو-جابجایی قابی یک طبقه ترکیبی (ج) قاب ترکیبی یک طبقه در SEISMOSTRUCT

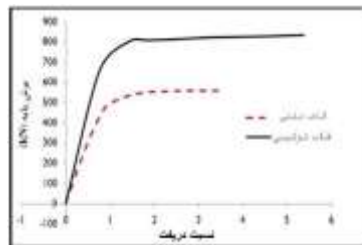
### ۴. مقایسه ظرفیت باربری قاب های بتنی و ترکیبی

در شکل های (۱۰) نمودارهای برش پایه - جابه جایی بام قاب های بتنی و ترکیبی ۱، ۳، ۶ و ۹ طبقه با یکدیگر مقایسه شده اند. نمودارها تا حد C.P رسم شده اند. همان گونه که در این نمودار مشاهده می شود، جابه جایی نهایی قاب های ترکیبی بیشتر از قاب های بتنی است. دلیل این امر بیشتر بودن حد C.P مربوط به این قاب ها نسبت به قاب های بتنی می باشد چرا که در رابطه  $0.33 \frac{V_l}{P_l}$  که حد نهایی لحاظ شده می باشد، به دلیل افزایش نیروی جانبی در قاب ترکیبی و از طرفی

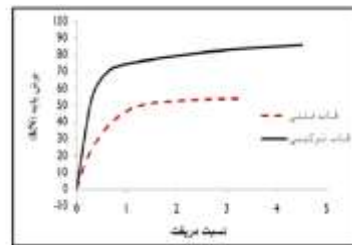
کاهش وزن سازه، مقدار رابطه ذکر شده افزایش یافته که در نتیجه دررفت نهایی قابل پذیرش قاب افزایش یافته است. مطابق با جدول (۳) مرکب سازی اتصال در قاب های ترکیبی، منجر به افزایش نیروی جاری شدگی از ۵۵ تا ۲۱۱ درصد و نیروی ماکزیمم نهایی درآستانه فروریزش نیز، در حدود ۴۷/۹۶ تا ۷۰/۷۶ درصد شده است. این امر نشان دهنده عملکرد بسیار خوب اتصال در قاب تا قبل از جاری شدگی برشگیر و دیافراگم می باشد. پس از آن نیز اتصال با رفتار شکل پذیر خود و استهلاک انرژی خوبی که دارد باعث افزایش نیرو می گردد؛ ولی تاثیر آن در افزایش نیرو به طور قابل توجهی نسبت به فاز الاستیک کاهش می یابد.

جدول (۳) مقایسه نیروی حد جاری شدن و مقاومت حداکثر قاب های بتنی و ترکیبی

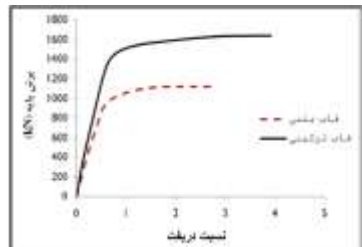
نام نمونه	۱ط بتنی	۱ط ترکیبی	۳ط بتنی	۳ط ترکیبی	۶ط بتنی	۶ط ترکیبی	۹ط بتنی	۹ط ترکیبی
$P_y(KN)$	18	56	252.2	441.60	310.40	518.40	372	579.50
$P_{max}(KN)$	53.98	85.88	535.99	808.09	766.84	1309.42	1041.89	1541.60



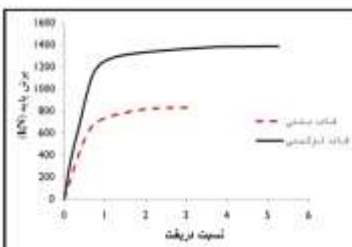
(ب) سه طبقه



(الف) یک طبقه



(د) نه طبقه



(ج) شش طبقه

شکل (۱۰) مقایسه ظرفیت باربری قاب های بتنی و قاب ترکیبی

##### ۵. مقایسه شکل پذیری قاب های بتنی و ترکیبی یک و چند طبقه

شکل پذیری یک المان قابلیت حفظ تغییر شکل های پلاستیک قبل از خرابی، بدون افت قابل توجهی در مقاومت یا سختی تعریف می شود. شکل پذیری عموماً از نسبت تغییر شکل نهایی به تسلیم معادل سنجیده می شود. ضریب شکل پذیری تغییر مکانی مطابق رابطه مقابل تعریف می شود.

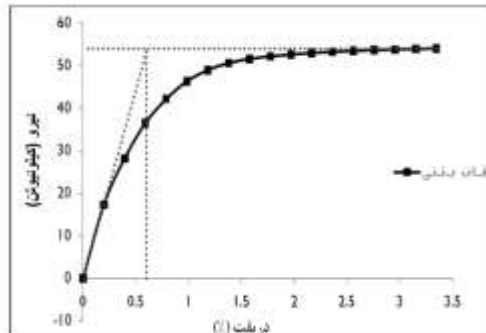
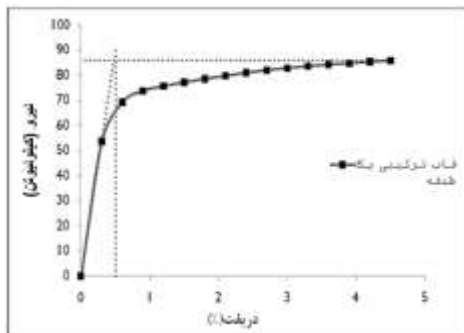
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

در این رابطه،  $\Delta_u$  و  $\Delta_y$  به ترتیب تغییر شکل نهایی و تغییر شکل تسلیم می باشند. عموماً تغییر شکل نظیر افت ۱۵ درصدی بار به عنوان تغییر شکل نهایی تعریف می شود. در این بررسی به دلیل عدم دسترسی به تغییر مکان نظیر افت ۱۵ درصدی بار، از معیار تسلیم همزمان دیافراگم و برشگیر یا تسلیم تیر برای اتصالات و از حد آستانه فروریزش برای قاب ها استفاده شده است. تغییر شکل تسلیم، مقدار نظیر برای سیستم الاستو - پلاستیک با سختی و بار نهایی یکسانی با سیستم اصلی تعریف

شده است. در شکل های (۱۱) نمونه ای از نحوه محاسبه شکل پذیری قاب های بتنی و ترکیبی (یک طبقه - یک دهانه) با توجه به نمودار نیرو - جابه جایی جانبی قاب نشان داده شده است و برای قاب های دیگر نیز به همین شیوه انجام می گردد. همان طور که از نتایج بدست آمده از جدول (۴) مشاهده می شود، با توجه به نتایج بدست آمده شکل پذیری قاب سه طبقه ترکیبی ۵۰/۷۴ درصد، قاب شش طبقه ۵۰/۱۰۹ درصد و قاب نه طبقه ترکیبی ۴۸/۷۳۴ درصد نسبت به قاب های بتنی با تعداد طبقات مشابه افزایش یافته است.

جدول (۴) مقایسه شکل پذیری قاب های بتنی و ترکیبی

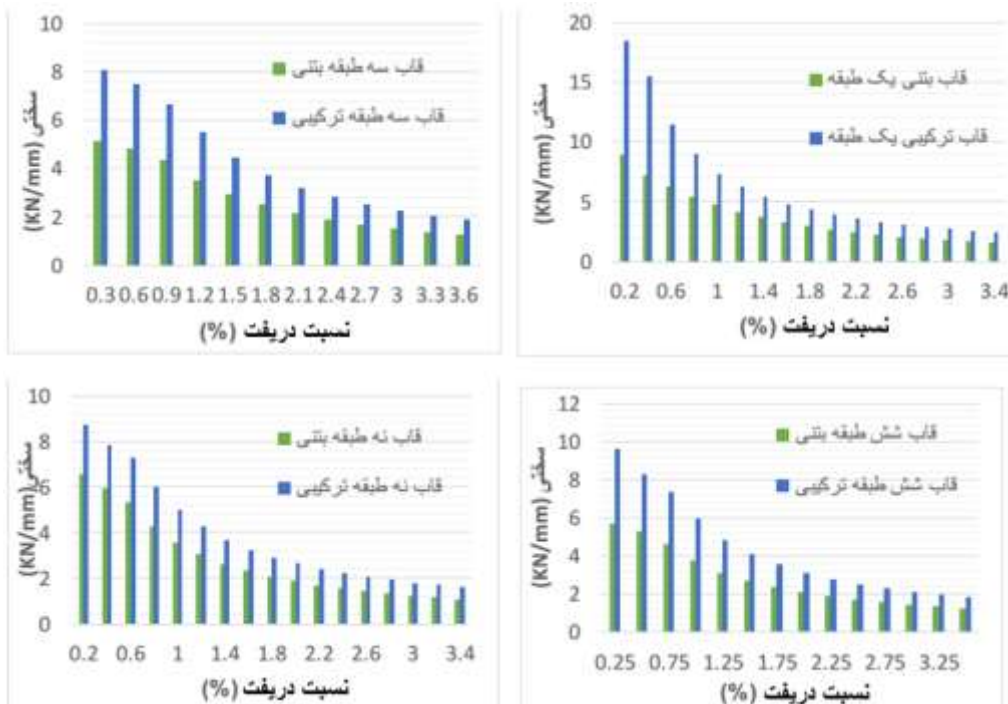
نام نمونه	۱ طبقه بتنی	۱ طبقه ترکیبی	۳ طبقه بتنی	۳ طبقه ترکیبی	۶ طبقه بتنی	۶ طبقه ترکیبی	۹ طبقه بتنی	۹ طبقه ترکیبی
$P_y (KN)$	18	56	252.2	441.6	310.4	518.4	372	579.5
$\Delta_y^- (mm)$	7.2	6	104.66	103.488	144.06	123.48	167.58	163.17
$\Delta_{II}^- (mm)$	33.46	46	419.04	624.331	658.56	838.08	785.7	1139.265
$\mu^-$	4.65	7.67	3.959	5.968	4.479	6.723	4.645	6.909



شکل (۱۱) نحوه محاسبه شکل پذیری قاب بتنی و ترکیبی یک طبقه، یک دهانه

#### ۶. مقایسه سختی قاب های بتنی و ترکیبی یک و چند طبقه

منحنی های تغییرات سختی و میزان افت، قاب های بتنی و ترکیبی ۱، ۳، ۶ و ۹ طبقه در شکل (۱۲) نشان داده شده است و همان طور که از جدول (۵) مشاهده می گردد، افت سختی در حالت ترکیبی بیشتر از قاب بتنی کامل است.



شکل (۱۲) مقایسه میزان تغییرات سختی قاب های بتنی و ترکیبی  
جدول (۵) مقایسه میزان سختی اولیه و نهایی قاب های بتنی و ترکیبی یک و چند طبقه

نام نمونه	۱ط بتن	۱ط ترکیب	۳ط بتن	۳ط ترکیب	۶ط بتن	۶ط ترکیب	۹ط بتن	۹ط ترکیب
سختی اولیه KN/mm	8.9241	18.498	5.20	7.19	5.68	11.19	6.59	9.90
سختی نهایی KN/mm	1.6159	2.4842	1.29	1.29	1.24	1.61	1.38	1.37
میزان افت سختی (%)	81.781	86.570	75.19	82.06	78.17	85.61	79.06	86.16

#### ۷. مقایسه انرژی جذب شده قاب بتنی و ترکیبی یک و چند طبقه

در جدول (۶) مقایسه انرژی جذب شده توسط قاب های بتنی و ترکیبی مورد نظر که ناشی از مقادیر بدست آمده از منحنی های نیرو - جابه جایی جانبی آن ها تا حد آستانه فروریزش می باشد، صورت گرفته است. همان طور که از جدول بالا بدست آمد، انرژی جذب شده قاب های ترکیبی ۱، ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۱۴۴/۲۶٪، ۱۲۷/۴۷٪، ۹۷/۱۹٪ و ۱۰۹/۸۳٪ نسبت به قاب های بتنی با طبقات مشابه، افزایش یافته است که با توجه به نتایج بدست آمده عملکرد مطلوب اتصال ترکیبی مورد بررسی در قاب ترکیبی به خوبی مشخص می شود.

جدول (۶) مقایسه میزان انرژی جذب شده توسط قاب های بتنی و ترکیبی یک و چند طبقه

نام نمونه	۱ط بتن	۱ط ترکیب	۳ط بتن	۳ط ترکیب	۶ط بتن	۶ط ترکیب	۹ط بتن	۹ط ترکیب
انرژی جذب شده (kN-mm)	۴۱۶۳/۶	۱۰۱۷۰/۱	۳۵۱۰۳۹/۱	۷۹۸۵۱۳/۴	۸۰۶۲۷۳/۷	۱۵۸۹۸۹۰/۲	۱۱۷۱۲۹۱/۳	۲۴۵۷۷۱۸/۴

#### ۸. نتیجه گیری

در این پژوهش با بررسی رفتار و پاسخ سازه ای قاب های مورد بحث، نتایج زیر حاصل شده است:

- مرکب سازی اتصال در داخل قاب های ۱، ۳، ۶ و ۹ طبقه توسط تیر فلزی جایگزین تیر فولادی و اتصال دارای دیافراگم محیطی و برشگیر منجر به افزایش نیروی غیرخطی شدن قاب به میزان متوسط ۶۶/۰۶ درصد و افزایش برش پایه حداکثر قابل تحمل به میزان حدود ۵۴/۲۶ درصد می گردد.
- دریافت قاب های ترکیبی در طبقات به جز قاب سه طبقه کمتر از قاب های بتنی می باشد و بهترین حالت در قاب نه طبقه مشاهده می شود. در نتیجه می توان به عملکرد مثبت قاب ترکیبی در سازه های با طبقات بالا پی برد، زیرا با افزایش ارتفاع سازه، رفتار سازه نسبت به نیروی جانبی از رفتار برشی خارج شده و قاب رفتار خمشی - برشی از خود نشان می دهد.
- در قاب تا سه طبقه، جابه جایی قاب ترکیبی بیشتر از جابه جایی قاب بتنی در حد L.S بدست آمده است که دلیل آن را می توان مربوط به نرم تر بودن قاب ترکیبی به دلیل جایگزینی تیر فلزی به جای تیر بتنی و همچنین رفتار برشی قاب دانست، ولی در طبقات بالاتر از سه طبقه جابه جایی قاب ترکیبی کمتر از جابه جایی قاب بتنی می باشد که دلیل آن افزایش سختی قاب ترکیبی نسبت به بتنی می باشد. در واقع می توان گفت که جابه جایی قاب ترکیبی (زمانی که قاب رفتار برشی - خمشی از خود نشان می دهد) از طبقه سوم به بعد کمتر از قاب بتنی است.
- مرکب سازی اتصال در قاب یک طبقه، یک دهانه منجر به افزایش شکل پذیری به میزان ۶۴/۹۵ درصد و در قاب های چهار دهانه ۳، ۶ و ۹ طبقه به طور متوسط ۴۹/۸۶ درصد گردید. همچنین سختی اولیه قاب ترکیبی چهار دهانه به طور متوسط ۶۱/۸۴ درصد و سختی نهایی ۲۹/۸۳ درصد نسبت به قاب بتنی افزایش نشان داده است. میزان افت سختی قاب های ترکیبی حدود ۹ درصد نسبت به قاب های بتنی افزایش داشته است. همچنین این قاب ها حدود ۲/۲۶ برابر قاب های بتنی قادر به استهلاک انرژی وارده می باشند که عملکرد مطلوب اتصال ترکیبی مورد بررسی در قاب ترکیبی به خوبی مشخص می شود.
- با توجه به مدل سازی اتصال ترکیبی و قاب دارای اتصال ترکیبی در نرم افزار SEISMOSTRUCT به روش شبیه سازی می توان دریافت مه در این روش، جهت دستیابی به منحنی های نیرو - جابه جایی قاب، از دقت مناسبی برخوردار بوده ولی افزایش مقاومت اتصال را بعد از جاری شدن دیافراگم یا برشگیر تا تشکیل اولین مفصل نشان نمی دهد. در نتیجه در تعیین محل تشکیل مفصل پلاستیک دارای نقص می باشد.

## ۹. مراجع

- [۱] شربتدار، محمدکاظم، حیدریان، نعمت اله، حقیقت، آزاده. (۱۳۹۵)، " بررسی آزمایشگاهی تاثیر دیافراگم محیطی و ورق میان گذر در اتصال ترکیبی المان های سازه ای فلزی و بتنی"، مهندسی عمران شریف، تهران، ایران.
- [۲] رزاقی، جواد، پورزینلی، سعید، حسین نژاد، عزیز، حسینی، سید علی. (۱۳۸۴)، " تحلیل قابلیت اعتماد قاب های مختلط RCS"، دومین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- [3] Cynthia D.E., Bracci J.M., Moore W.P. (1999), "Joint Strength in RCS frames", Technical Report CBDC-99-02, Center for building design and construction, Department of civil engineering, Texas A&M university.
- [4] Sheikh T.M, Deierlein G.G, Yura J.A, Jirsa J.O. (1989), "Beam-Column moment connection for composite frames. Journal of structural Engineering, ASCE, 115(11):2858-76.
- [۵] میر قادری، سید رسول. بالا زاده، یاسمن (۱۳۸۷)، " بررسی اتصال تیر به ستون لوله ای پر شده از بتن (CFT) توسط ورق میان گذر"، اولین کنفرانس بین المللی مقاوم سازی لرزه ای، تبریز - ایران.



- [6] Gregor D.,Wald F.(2002),”Component model for steel to concrete joints”,Czech Technical university in prague.
- [۷] حسینی، سید علی. رزاقی، جواد. رنجبر، ملک محمد . مدن دوست ،رحمت. (۱۳۸۴) ، " بررسی رفتار لرزه ای قاب خمشی مرکب بتنی و فولادی (RCS) " ، دومین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه ، تهران، ایران.
- [8] Kanno R.(1993),”Strength deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns.PHD dissertation, Cornell university,Ithaca, NY.
- [9] ABAQUS standard user’s manual, version 6.11.
- [۱۰] مهرداد محمدنژاد (۱۳۸۸) ، "جزوه آموزشی نرم افزار تحلیل غیرخطی Seismo struct" ، سمینار طراحی سازه ها در برابر زلزله ، دانشگاه شهید باهنر کرمان.
- [11]American Concrete Institute (ACI) (1999), “Building code requirements for structural Concrete and Commentary , “ ACI 318-99 , Farmington hills ,Mich.
- [12] ETABS standard user’s manual, version 9.7.4.2.