

مدلسازی عددی رفتار زیرمجموعههای تیر – ستون بتن آرمه تحت شرایط حذف ستون خارجی

على حديدى * او مرتضى كمالوند آ

^۱ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز ^۲ کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۶/۱۰/۱۳، پذیرش: ۹۸/۴/۱، نشر آنلاین: ۹۸/۴/۲۳)

چکیدہ

خرابی پیش رونده سازههای ساختمانی بهطور معمول هنگامی اتفاق می افتد که تحت شرایط بارگذاری غیرمعمول ناشی از کاهش ناگهانی ظرفیت باربری یک یا چند عضو حیاتی قرار می گیرند که این عامل منجر به خرابی زنجیروار و نهایتاً خرابی فاجعهبار می گردد. در این تحقیق، بر پایه رهیافت مسیر بار جایگزین (ALP)، با استفاده از روش تحلیل المان محدود (FEM)، مطالعه عددی به منظور بررسی رفتار اتصالات تیر – ستون در قابهای بتن آرمه تحت شرایط از دست رفتن ستون پیرامونی (خارجی) در طبقه همکف انجام می پذیرد. این پژوهش یک روش مدل سازی المان محدود ساده و درعین حال قابل اعتماد برای پیش بینی پاسخ غیر خطی بار – جابه جایی زیر مجموعههای بتن آرمهای که توسط محققین قبلی به روش تجربی آزمایش شده اند را ارائه می دهد. مدل های آزمایشگاهی مورداستفاده برای صحت سنجی شامل دو سری از زیر مجموعههای تیر – ستون داخلی و خارجی با جزئیات آرماتور گذاری متفاوت می باشند. در شبیه سازی عددی مورداستفاده برای صحت سنجی شامل دو سری از زیر مجموعههای تیر – ستون داخلی و خارجی با جزئیات آرماتور گذاری متفاوت می باشند. در شبیه سازی عددی موردنظر سعی شده است رفتار غیر خطی فولاد و بتن به وسیله دادههای ساختاری مناس و هماهنگ با المانها و مش بندی ساده، مدل شود. مقایسه داده های تجربی و نتایج حاص شده عددی نمونه های مختلف شبیه سازی ساز از دقت بالای این مدل پیشنهادی مش بندی ساده، مدل شود. مقایسه داده های تجربی و نتایج حاص شده عددی نمونه های مختلف شبیه سازی شاد بر این از دقت بالای این مدل پیشنهادی مدین در ادامه تحقیق، بر اساس مدل عددی صحت منجی شده، مطالعه موردی برای بررسی اثر دال به صورت تیر T شکل بر روی رفتار زیر مجموعه ها و مرد. در ادامه تحقیق، بر اساس مدل عددی صحت برای داده مده است.

كليدواژهها: تحليل المان محدود غيرخطي، خرابي پيشرونده، زيرمجموعههاي تير- ستوني، قاب بتن آرمه.

۱– مقدمه

خرابی پیشرونده به صورت گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا قسمت بزرگی از آن به صورت نامتناسب می گردد، تعریف شده است (ASCE، ۲۰۱۰).

در سالهای اخیر چندین آییننامه و مقررات در سراسر جهان با روشهای مختلف برای جلوگیری از خرابی پیشرونده تدوین شدهاند. آییننامه ASCE 7-10 دو رهیافت کلی را برای مقاومت در برابر خرابی پیشرونده را تعریف می کند: رهیافتهای طراحی مستقیم و طراحی غیرمستقیم. رهیافت طراحی غیر مستقیم شامل بهبود یکپارچگی سازه از طریق معیار سطوح حداقلی از مقاومت، پیوستگی و شکل پذیری می باشد. رهیافت طراحی مستقیم به دو

روش مقاومت موضعی ویژه و روش مسیر بار جایگزین^۱ یا به اختصار ALP تقسیم می گردد. از میان این روشها، روش ALP یک ابزار مؤثر برای بررسی مقاومت سازه در مقابل خرابی پیشرونده میباشد. در روش ALP طراح باید نشان دهد که سازه توانایی انتقال بارها روی ستون حذف شده را دارد و در نهایت گسترش خرابی در محدوده مجاز خرابی میباشد یا خیر. به علت پیچیدگی و گرانی تحلیل دینامیکی غیرخطی، این روش برای بررسی رفتار سازه تحت خرابی پیشرونده کمتر مورد استفاده قرار می گیرد. بهجای آن در عمل یک روش استاتیکی غیرخطی با اعمال ضریب دینامیکی میتواند از طریق ضریب دینامیکی افزایشی (DIF) در نظر گرفته شود (JDCP، ISGSA، ۲۰۱۰، SOCD.

1. Alternative load path

^{*} نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۳۳۳۹۲۳۸۷-۰۴۱

آدرس ايميل: a_hadidi@tabrizu.ac.ir (ع. حديدی)، m.kamalvand91@ms.tabrizu.ac.ir (م. كمالوند).

برای درک عملکرد قابهای بتنآرمه در مواجهه با خرابی پیشرونده و برای بازتعریف مقررات و آییننامههای موجود، تعدادی مطالعه تحلیلی در سالهای گذشته انجام شده است.

برای درک عملکرد قابهای بتنآرمه در مواجهه با خرابی پیشرونده و برای بازتعریف مقررات و آیین نامههای موجود، تعدادی مطالعه تحلیلی در سالهای گذشته انجام شده است. با استفاده از مدل ساده شده، Bao و همکاران (۲۰۰۸) رفتار دو بعدی قابهای بتنآرمه را شبیه سازی نمودند.

McKay و همکاران (۲۰۱۲) تغییرات ضرایب افزایش بار غیرخطی و ضریب افزایش دینامیکی را برای سازههای بتنآرمه و سازههای فولادی را مورد توجه قرار دادند و Mashhadiali و همکاران (۲۰۱۶) ضریب افزایش دینامیکی در ساختمانهای بلند تيوب شكل را موردبررسى قرار دادند. Sagiroglu و Sasani (۲۰۱۲) با ارزیابی عملکرد یک سازه بتنآرمه هفت طبقه نشان دادند که وقوع خرابی پیشرونده هنگامی که ستون طبقات بالا از دست می رود محتمل تر است نسبت به حالتی که در آن ستون های طبقه پایین تر حذف شوند. علاوه براین در سالهای اخیر چندین مطالعه آزمایشگاهی برای فهم بهتر مکانیسم توزیع نیرو در قاب-های بتنآرمه خمشی و همچنین ایجاد مبنایی برای صحتسنجی مطالعات عددی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون، انجام گرفته است. در این زمینه، Yu و Tan (۲۰۱۳) بر پایه رهیافت ALP، یک مطالعه آزمایشگاهی برای بررسی مقاومت خرابی پیش-رونده زیرمجموعههای تیر- ستونی در قاب بتنآرمه تحت سناریو حذف یک ستون وسط انجام دادند. همچنین Lim و Lim (۲۰۱۷) اثر مقاومت جانبی و دورانی قابهای بتنآرمه در توسعه رفتار زنجیری تحت این سناریو انجام دادند. همچنین برای بهبود عملكرد سازه تحت خرابي پيشرونده و ايجاد مكانيسم انتقال بارها، Izadi و Ranjbaran (۲۰۱۲)، سیستم کابلی قائم را برای انتقال بار اضافی ستون حذفشده بتنآرمه به قاب فولادی بالای ساختمان را پیشنهاد دادند. Alogla و همکاران (۲۰۱۶) نیز به-وسیله اضافه کردن دو میلگرد اضافی فولادی در مقطع و در سراسر طول تیر، شیوه اقتصادی را برای افزایش ظرفیت خرابی پیشرونده با بررسی بهترین موقعیت آنها ارائه نمودند. از میان سناریوهای مختلف حذف ستون باربر، یکی از سناریوهایی که میتواند برای ایجاد خرابی پیشرونده محتمل تر باشد، حذف ستون خارجی در

طبقه همکف میباشد. حذف ستون خارجی از طریق تصادف یا حمله تروریستی، برای شروع خرابی پیشرونده نسبت به حذف ستون داخلی مستعدتر میباشد؛ زیرا در این وضعیت عملکرد غشایی و زنجیری تیرها و دالهای سازه کمتر توسعه مییابند. بر پایه این نگرش، Qian و ۲۰۱۱) مطالعه آزمایشگاهی روی زیرمجموعه تیر- ستون داخلی بعد از این که در معرض حذف ستون خارجی طبقه همکف قرار گرفته، انجام دادند. همچنین قسمتی از مطالعه عددی روی قابهای خمشی فولادی توسط جلالی و همکاران (۱۳۹۱) و مطالعه روحی و خیرالدین (۱۳۹۷) روی ساختمانهای بتنآرمه با پلان L شکل در این زمینه انجام گرفت و مشخص شد که خرابی ستون گوشه در یک طبقه نسبت به خرابی ستون وسط، پتانسیل بیشتری را برای وقوع خرابی پیش-رونده ایجاد میکند. در سناریو حذف ستون خارجی یکی از مناطقی که بهطور ویژه بحرانی است، زیرمجموعه تیر- ستون خارجی میباشد، زیرا این ناحیه در معرض تبدیل کامل علامت و توزيع لنگر خمشي مي باشد كه عناصر آن براي اين وضعيت طراحي نشدهاند. شكست اين ناحيه موجب افزايش اضافه بار گذاري در عناصر داخلی می شود و امکان خرابی را محتمل تر می سازد.

شكل (۱-الف) و شكل (۱-ب) دياگرام لنگر خمشي قاب سازه، بهترتیب قبل و بعد از حذف ستون خارجی را به نمایش می گذارد. همان طور که دیده می شود، حذف ستون گوشه موجب تحمیل لنگر خمشی قابل توجه در ناحیه اتصال داخلی و لنگر خمشی معکوس بزرگ در ناحیه اتصال خارجی (بالای ستون حذف شده) ناشی از تغییر مسیر انتقال بار ستونهای بالایی آن میشود. شکل (۱-ج) امکان افزایش لنگر خمشی در عناصر داخلی قاب در صورت شکست زیرمجموعه خارجی را نشان میدهد که میتواند ناشی از خرابی برشی پانل اتصال یا خرابی خمشی تیر یا ستون متصل به آن باشد. بر اساس اهمیت ویژه عملکرد زیرمجموعه خارجی در سناریو حذف ستون خارجی که در بالا بیان گردید، Yap و Li (۲۰۱۱) مطالعه آزمایشگاهی روی این زیرمجموعه تیر- ستونی و تأثیر جزئیات لرزهای برای میلگردهای طولی و عرضی در ناحیه محتمل شکل گیری مفاصل پلاستیک در تیرها و ستونها و همچنین در ناحیه پانل اتصال در عملکرد قاب خمشی بتنآرمه انجام دادند.



(ت)

شكل ۱- نمايش توزيع لنگر خمشي: الف) قبل از حذف ستون، ب) بعد از حذف ستون، ج) بعد از خرابي ناحيه خارجي با توجه به محدودیت نمونهها، متغیرهای طراحی و مشکلات عملی که در مطالعات آزمایشگاهی وجود دارد، ضروری است که مطالعات عددی برای تکمیل تحقیقات لازم به منظور درک کامل عملکرد سازه و بهبود آیینهای طراحی موجود، صورت پذیرد. مطالعات مختلف نشان داده است که استفاده از روش ترکیب آزمایش تجربی- مطالعه عددی، ابزار اساسی برای تعمیق دانش رفتار سازه و مصالح می باشد. در این رهیافت اگر مدل های عددی از طریق دادههای آزمایشگاهی صحتسنجی شوند، این شبیهسازی عددي دقيق مي تواند موجب يک تحليل بهتر و فهم نتايج آزمايش-های تجربی گردد که بهطورکلی چه از حیث تعداد و چه از حیث كيفيت ساخت محدود هستند.

> بر پایه آنچه گفته شد، این تحقیق یک مدل محاسباتی المان محدود (FE)^۲ را معرفی می کند که می تواند با دقت قابل توجه پاسخ هر دو زیرمجموعههای تیر - ستون داخلی و خارجی در قاب بتن -آرمه را تحت خرابی پیشرونده را پیشبینی کند. مدل تعریفشده به وسیله مقایسه نتایج آن با دادههای آزمایشگاهی گزارششده بهوسیله (Qian و Qian و Li ،۲۰۱۱ و ۲۰۱۱) صحتسنجی شده است. مدل المان محدود موردنظر با سطح بالایی از دقت، عملکرد غیرخطی بار - جابه جایی زیر مجموعه های آزمایش شده را ثبت می-كند. پس از انجام صحتسنجي و تأييد كارا بودن مدل تعريفشده، مطالعه پارامتری برای بررسی بیشتر رفتار زیرمجموعهها و همچنین زیرسازهها انجام می پذیرد.

۲- مدل المان محدود پیشنهادی

هدف از این پژوهش، معرفی مدل المان محدودی است که بتوان به وسیله آن رفتار انواع زیرمجموعههای تیر- ستونی بتن-آرمه را در محدوده تغییرشکل بسیار غیرخطی مدلسازی کرد. برای این هدف از نرمافزار المان محدود ABAQUS (۲۰۱۳) استفاده می شود. تنظیمات قسمتهای مختلف این شبیه سازی در بخشهای زیر گنجانده شده است.

۲-۱- معرفی نمونهها برای صحتسنجی

نمونههای آزمایشگاهی مورداستفاده برای انجام عمل صحت-سنجی، از دو سری زیرمجموعه تیر-ستونی تشکیل شده است که شامل زیرمجموعه داخلی (Qian و ۲۰۱۱، ۲۰۱۱) و زیرمجموعه خارجی (Li و ۲۰۱۱، Yap) می باشند. در هر دو تحقیق عملکرد زيرمجموعهها تحت شرايط يكسان حذف ستون خارجى طبقه همکف، مورد مطالعه قرار گرفت. تنظیمات آزمایش و روش

۲. Finite Element

بارگذاری از طریق دیاگرام لنگر خمشی و تغییر شکل قاب سازه بعد از حذف ستون (شكل (۱-ب)) تعيين گرديد. نقطه عطف دياگرام (نقطه لنگر خمشی صفر) به عنوان نقاط مرزی انتهایی تیر و ستون به علت سادگی اعمال اتصال مفصلی بر نمونهها، انتخاب شده است. شکل (۲) و شکل (۳) بهترتیب پیکره جسم آزاد و شرایط مرزی ساده شده زیرمجموعه داخلی و خارجی را نشان میدهد.

برای ارزیابی عملکرد مدل عددی پیشنهادی در این پژوهش، چهار نمونه زیرمجموعه داخلی شامل نمونههای II و I2 با جزئیات غیرلرزهای (بهاختصار NS) و نمونههای I3 و I4 با جزئیات آرماتورگذاری بهبود یافته لرزهای (بهاختصار LS [†]) انتخاب شده است. همچنین از بین ۶ نمونه زیرمجموعه خارجی آزمایششده توسط محققین، سه نمونه زیرمجموعه خارجی با نامهای LS01، LS02 و LS03 که دارای آرماتوربندی بهبودیافته لرزهای هستند و اثر بیرون کشیدگی آرماتورهای طولی در آنها دیده نمی شود و هم خوانی بهتری با شرایط ساده شده مدل المان محدود معرفی شده دارند (فرض عدم لغزش بین آرماتورها و بتن مجاور)، انتخاب شدهاند. در جدول (۱) و جدول (۲) جزئیات هندسی و آرماتور گذاری نمونههای آزمایش خلاصه شده است. همچنین در شکل (۴) جزئیات پیکربندی زیرمجموعههای داخلی و خارجی بهطور دقیق نشان داده می شود. در شبیه سازی عددی، تمام خصوصیات هندسی تیرها و ستونها در نمونههای مختلف و همچنین آرایش آرماتورها، مشابه نمونههای تجربی میباشند.



شکل ۲- نمایش پیکره جسم آزاد و شرایط مرزی و بارگذاری سادەشدە زيرمجموعه تير – ستون داخلى

Improved Detailing

r. Non-Seismic Detailing



شکل ۳- نمایش پیکره جسم آزاد و شرایط مرزی و بارگذاری سادهشده زیرمجموعه تیر- ستون خارجی

۲-۲- مدل ساختار مصالح

برای تعریف رفتار بتن در محدوده پلاستیک از مدل پلاستیسته بتن خسارت دیده (CDP)^۵ استفاده شده است. در این مدل هر دو مکانیزم شکست نمونه، یعنی خردشدگی فشاری و ترکخوردگی کششی در نظر گرفته میشود. این مدل با استفاده از تابع تسلیم Lubliner (۱۹۸۹) با اصلاحات ارائه شده توسط و فشار و گنجاندن قابلیت افزایش مقاومت تسلیم تحت افزایش فشار هیدرواستاتیکی^۶ ایجاد شده است. مدل مصالح CDP در فشار هیدرواستاتیکی^۶ ایجاد شده است. مدل مصالح PD در اساسی پلاتیسیته بتن برای مدل (زاویه اتساع، *φ*، خروج از مرکزیت، *G*، فاکتور شکل سطح تسلیم، *K* و ...) CDP، دادههای پیشنهادی توسط راهنمای نرمافزار میباشد.

رفتار تنش- کرنش بتن تحت فشار تک محوره تا محدوده تنش ('0.4*f*c) خطی و بعد از آن بهصورت تنش در برابر کرنش غیرالاستیک (crushing strain) تعریف میشود. برای تعریف رفتار تک محوری بتن در فشار بعد از نقطه تسلیم اولیه که شامل ناحیه سختشدگی بتن تا نقطه تنش ماکزیمم و مرحله کاهش ظرفیت باربری با افزایش کرنش بعد از نقطه ماکزیمم میشود از رابطه ارائه شده توسط Saenz (۱۹۶۴) استفاده میشود. رابطه

آرماتور عرضی، (./) آرماتور طولی، (٪) تير سری اندیس _ ستون (یک hcاز وجه يانل (یک hbاز بر ستون تير ستون اتصال تير) كل تحتانى فوقانى ستون) $R1 \cdot @7 \cdot \cdot (\cdot / T1)$ ۵۲۲۵ ۱۱ ۳TTD طول: ارتفاع: @Ψ··R (·/۱۵) ۲۵T(•/۹۳) ۲ NS (7/77) (1/٣٩) $R1 \cdot @1 \Delta \cdot (\cdot / fT)$ ۱۲ λτ۲۰ ۱A・・mm ۳۲V·mm (٢/٣۵) سطح مقطع: سطح مقطع: $T1 \cdot @1 \Delta \cdot (\cdot / fT)$ ۶۲۲۵ ۳۲۲۵ ۱۳ . 101. ۱·@۲۵·R (•/۳۱) TOT(1/89) 8 LS ۴V•×۲۵•mm $\forall \Delta \cdot \times \forall \Delta \cdot mm$ T1.@1..(./9٣) (٢/٧٩) (1/89) 14

جدول ۱- جزئیات هندسی و آرماتورگذاری زیرمجموعههای تیر - ستون داخلی

جدول ۲- جزئیات هندسی و آرماتورگذاری زیرمجموعههای تیر- ستون خارجی

ری اندیس عضو ارماتور طولی، (۸) ارماتور عرضی، (۸)	آرماتور عرضی، (٪)	آرماتور طولی، (٪)	عضو	سری اندیس
--	-------------------	-------------------	-----	-----------

۵. Concrete Damage Plasticity

مورد نظر یک قابلیت ویژه دارد و آن این است که با یک رابطه، هر دو شاخه صعودی و رفتار نرمشوندگی پس از نقطه ماکزیمم، تعریف میگردد (شکل (۵)). این رابطه ساختاری به صورت رابطه (۱) بیان میشود:

$$\sigma_{c} = \frac{E_{0}\varepsilon}{1 + (R + R_{E} - 2)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0}}\right) - (2R - 1)\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0}}\right)^{2} + R\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{0}}\right)^{3}}$$
(1)

در این رابطه σ_c و σ_c بهترتیب تنش و کرنش تکمحوره بتن و F_0 ، مدول مماسی در ابتدای نمودار تنش– کرنش بتن میباشد. همچنین R_E ، نسبت E_0 به مدول استاتیکی بتن، E_c ، (تعیین شده براساس 11-318 ALD) و R تابعی از پارامترهای مختلف است که در شکل (۵) تعریف شدهاند.

رفتار بتن تحت تنش تک محوری کششی تا ایجاد اولین ریز ترکها در تنش ماکزیمم (تنش ترکخوردگی) به صورت خطی فرض میشود. رفتار بعد از ترکخوردگی با رابطه تنش در مقابل کرنش ترکخوردگی تعریف میشود. این رفتار اجازه تعریف اثرات اندرکنش آرماتور با بتن بهوسیله وارد کردن مقداری سخت-شوندگی در شاخه نزولی را میدهد. بعد از شروع ترکخوردگی یک رفتار با تابع نمایی تعریف میشود (شکل (۶)). مدل سخت-شوندگی کششی مناسب و ساده ارائهشده بهوسیله fischoff و Bischoff (۲۰۰۴) برای شبیهسازی این رفتار بتن مورد استفاده قرار گرفته است که بهصورت زیر می،اشد:

$$\sigma_t = f_t e^{-800(\varepsilon - \varepsilon_{cr})} \tag{7}$$

در این رابطه σ_t و σ_t بهترتیب تنش و کرنش تک محوری کششی روی شاخه نزولی و \mathcal{E}_{cr} کرنش ترکخوردگی بتن میباشد که روی شکل (۶) تعریف گردیده است.

۶. Hydrostatic



براساس آییننامه بتن آمریکا (ACI 318-11)، *f*t (مدول گسیختگی بتن) برابر است با:

$$f_t = 0.6\sqrt{f_c'} \tag{(7)}$$

آرماتورهای فولادی به عنوان مصالح الاستوپلاستیک با سخت-شدگی کرنشی فراتر از محدوده الاستیک مدل شدهاند. برای این مصالح رابطه تنش- کرنش دو خطی با مدول مماسی 0.01 برابر مدول الاستیک برای ناحیه غیرخطی اختصاص داده شده است. به منظور نمایش خردشدگی بتن در مدل المان محدود موردنظر، بر پایه نمودارهای پاسخ آزمایشگاهی هر دو نوع نمونه داخلی و خارجی با روش آزمونوخطا، کرنش نهایی میلگردها در نواحی فشاری به 0.02 محدود شده است.

در نمونههای داخلی براساس دادههای تجربی موجود، آرماتورهای طولی تیرها و ستونها برای همه نمونهها و آرماتورهای عرضی نمونههای 13 و 14 از نوع میلگردهای آجدار، T، با تنش تسلیم (fy) 505.6 و آرماتورهای عرضی برای نمونههای 11 و 21از نوع میلگردهای ساده، R، با تنش تسلیم 461.6 تعریف شده و برای زیرمجموعههای خارجی خصوصیات مکانیکی کششی میلگردهای مسلح کننده مطابق جدول (۳) لحاظ شده است. مقاومت فشاری

۲۸ روزه بتن برابر با MPa 30 میباشد.

۲-۳- نوع المانها و مشبندی

در این تحقیق، بتن به عنوان المانهای جامد سهبعدی با هشت گره در گوشههای المان و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره در راستاهای y ،x و z با روش انتگرال گیری کاهش یافته که C3D8R نامیده می شود، مدل سازی شده است. المان خرپایی T3D2 برای مدلسازی میلگردها به کار رفته است. این المان ساده، دو گره و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره را دارا میباشد. تعداد كل المان هاى بهكار رفته شامل C3D8R و T3D2، براى زيرمجموعه داخلي كمتر از 2000 المان و براى زيرمجموعه خارجی کمتر از 2700 المان میباشد که نشان از بسیار کم هزینه بودن زمان تحليل مدلها دارد. با استفاده از قابليت مدفون نمودن در نرمافزار ABAQUS، المانهای خرپایی معرف میلگردها^۷ به بتن^۸ اتصال داده می شوند. این روش ساده یک چسبندگی کامل بین گرههای المان مدفون شده و گرههای مجاور بهوسیله مقید نمودن درجههای آزادی گرههای المانهای میلگرد در گرههای بتن ایجاد می کند. این روش برای مدل هایی که رفتار Bond-Slip بین میلگرد و بتن در تحلیل تأثیر ناچیزی دارد و میلگردها از بتن تا لحظه

۸. Host element

v. Embedded element

نهایی جدا نمی شوند، بسیار مناسب است.

جدول ۳- خصوصیات مکانیکی آرماتورهای مورداستفاده در

خارجى	عەھاي	زيرمجمو
-------	-------	---------

تنش نهایی، <i>f</i> _u MPa	کرنش تسلیم، ٤y 10 ⁻⁶	تنش تسلیم، <i>f</i> y MPa	نوع
874	X1 Y Y	۴۸۰	Τ١٠
8.8	2040	۵۱۲	Т۲۰
837	۲۸۰۰	۵۵۹	Τ۲۵





توسط Bischoff و Paixao

۲-۴- شرایط مرزی و بارگذاری

شرایط مرزی تعریف شده برای نمونه های موردنظر به طور کامل مشابه مدل های تجربی می باشد. برای جلوگیری از تمرکز تنش در نقاط تکیه گاهی و همچنین نقاط اعمال نیرو، از المان های مشابه المان های بتن و با خصوصیات مصالح فولادی الاستیک کامل استفاده شده است.

در نمونههای داخلی، بر اساس روش آزمایش، بارگذاری در دو گام انجام شده است. در گام اول برای تطبیق شرایط بارگذاری نمونهها با شرایط آنها در سازه اصلی، بار محوری ستون به میزان 0.3fc'Ag بهصورت آهسته اعمال میگردد و در گام بعد نیروی قائم بهصورت شبه استاتیکی در انتهای آزاد تیر سمت راست به روش کنترل تغییرمکان برای شبیهسازی بار ثقلی وارد میگردد. در نمونههای زیرمجموعه خارجی، بارگذاری ثقلی روی تیر به روش کنترل تغییرمکان به صورت بار متمرکز بر روی تیر وارد میشود.

۳- صحتسنجی مدل ۳-۱- الگوی ترکخوردگی و مکانیسم شکست

رفتار همه نمونههای آزمایشگاهی داخلی به وسیله شکل گیری مفصل پلاستیک در تیر سمت راست کنترل شد. در این نمونهها، ترکخوردگی شدید و خردشدگی بتن در مجاورت فصل مشترک تیر- ستون در تیر سمت راست ایجاد شد. ستون همه نمونههای آزمایش تقریباً بیعیب باقیماند، تنها تعدادی ترک مویی خمشی مشاهده شده است.

در نمونههای آزمایشگاهی زیرمجموعههای خارجی سری LS برخلاف سری NS (این سری نمونه خارجی شبیهسازی عددی نشدهاند)، چندین ترک قطری برشی در ناحیه اتصال مشاهده شده و اثری از لغزش و جداشدگی آرماتورهای طولی تحتانی دیده نمی-شود. توسط محققین پژوهش تجربی بیان گردیده است که این الگوی ترکخوردگی در پانل اتصال و عدم جداشدگی میلگردهای طولی به علت حضور آرماتورهای برشی (خاموتها) در ناحیه پانل اتصال در سری LS می باشد که فرض ارتباط کامل بتن و فولاد در مدل المان محدود پیشنهادی را منطقی می سازد.



شکل ۷- تغییر شکل و توزیع تنش در زیرمجموعه داخلی (نمونه ۱4): الف) در بتن، ب) در میلگردهای مسلح کننده



شکل ۸- نمونه LS01: الف) توزیع کرنش پلاستیک در بتن، ب) توزیع تنش میسز در آرماتورها





شکل ۹- مقایسه میان پاسخهای حاصل از مدل المان محدود پیشنهادی و دادههای آزمایشگاهی متناظر در زیرمجموعههای داخلی

مد خرابی مدل زیرمجموعههای داخلی و خارجی تیر- ستون المان محدود توافق کامل با نتایج آزمایش دارد. توزیع تنش در بتن و آرماتورهای زیرمجموعه داخلی I4 همراه با تغییرشکل آن در لحظه نهایی بارگذاری در شکل (۷) دیده میشود. در تیر سمت راست ترکخوردگی و تغییرشکل شدید دیده میشود. همچنین تنها اندکی تنش و ترکخوردگی در ستون دیده میشود. همچنین در شکل (۸) توزیع کرنش پلاستیک در بتن (شکل (۸-الف)) و توزیع تنش در آرماتورها (شکل (۸-ب)) در مدل المان محدود نمونه LS01 مشاهده میگردد. بر اساس الگوی ترکخوردگی این زیرمجموعه، شکست برشی در پانل اتصال حاکم بر مد شکست مدل المان محدود است که مشابه نمونه آزمایشگاهی میباشد.

۲-۲- پاسخ بار- جابهجایی

مهم ترین معیار ارزیابی صحت مدل المان محدود، مقایسه نمودار پاسخ بار- جابه جایی آن با نمودار حاصل از دادههای آزمایشگاهی می باشد. در شکل (۹) نمودار بار اعمالی در مقابل جابه جایی انتهای آزاد تیر سمت راست مدلهای تجربی و عددی نمونه های تیر- ستون داخلی برای مقایسه نمایش داده شده است. علاوه براین، مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و جابه جایی نهایی حاصل از داده های آزمایشگاهی و مدل عددی در جدول (۴) با هم مقایسه شده است. از نمودارهای پاسخ شکل (۹) و داده های جدول (۴) به روشنی می توان موافقت خوب مدل عددی با داده های آزمایشگاهی را مشاهده کرد. اندک تفاوت در سختی اولیه مدل ها

وجود دارد که میتواند ناشی از شرایط مدلهای آزمایش همچون شکل گیری ریزترکها در هنگام خشک شدن و یا در نظر گرفتن شرایط ایدهآل در نمونههای عددی و استفاده از المانهای الاستیک در محل بارگذاری و تکیه گاهی باشد.

در شکل (۱۰) نمودار بار-جابهجایی زیرمجموعههای خارجی دیده می شود. در این نمودارها، خیز موردنظر، مقدار حرکت مرکز پانل اتصال نسبت به نقطه عطف تیر که همان تکیهگاه سمت چپ تیر است، تعریف می شود. در جدول (۵) مقایسه کمی بین دادههای حاصل از دو روش تحلیل، شامل بار ترک خوردگی پانل اتصال، مقاومت نهایی و جابه جایی متناظر با آن ارائه شده است.

از مقایسه کمی و کیفی نتایج حاصل از این نمونهها، نزدیکی پاسخ مدل المان محدود و مدل آزمایشگاهی واضح است. در این نمونهها نیز مقداری تفاوت در سختی اولیه دیده میشود. در نمونه-های آزمایشگاهی در ابتدای نمودار پاسخ، سختی بالایی وجود دارد و سپس مقاومت بهطور ناگهانی به صفر میرسد و دوباری با سختی ملایم تر افزایش مقاومت دارد، با این حال بعد از نقطه ترک-خوردگی در مدل المان محدود، شیب هر دو نمودار تقریباً یکسان میشوند. آنچه که بهطور کلی میتوان از نتایج هر این مدل تحلیل برداشت نمود، این است که افزایش درصد آرماتورهای عرضی در پانل اتصال، موجب افزایش ماکزیمم مقاومت و تغییر شکل متناظر با آن با ایجاد مکانیسمهای اضافی مقاوم در برابر نیروی برشی این ناحیه می گردد. همچنین شیب نزولی ناحیه بعد از نقطه ماکزیمم با افزایش درصد آرماتورهای عرضی پانل اتصال ملایم تر می شود.



شکل ۱۰- مقایسه میان پاسخهای حاصل از مدل المان محدود پیشنهادی و دادههای آزمایشگاهی متناظر در زیرمجموعههای خارجی

	-						-		
اختلاف	جابەجايى نھايى (kN)		مقاومت نهایی (kN) اختلاف جابهجایی نهایی (kN)		اختلاف	ىليم (kN)	مقاومت تس	a::	
(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	تموت
$-\Delta/\Upsilon$	222/V	۲۳۶/۰	۲/۵	۲۰۰/۵	۱۹۵/۵	14/.	187/.	147/.	11
-1/•	241/2	747/.	٣/٣	Y 1 1 / Y	۲ • ۴/۹	۶/۴	141/2	۱۶۰/۸	١٢
۲/۱	208/8	787/•	١/۴	۲ • ۹/۲	۲ • ۶/۵	۶/۵	۱۷٠/۵	18.1.	١٣
۱/۵	314/9	۳۱۰/۰	-۲/۱	۲۲۴/۰	227/9	۶/۲	141/1	181/.	14

جدول ۴- مقایسه نتایج حاصل از آزمایش تجربی و نمونه المان محدود زیرمجموعههای داخلی

جدول ۵- مقایسه نتایج حاصل از آزمایش تجربی و نمونه المان محدود زیرمجموعههای خارجی

اختلاف	ہایی (kN)	جابەجايى نې	اختلاف	ایی (kN)	مقاومت نھ	اختلاف	نل اتصال (kN)	ترکخوردگی پا	414.1
(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	(/.)	$P_{y,FE}$	$P_{y,Exp}$	تموته
- ٣ / •	λ۶/۸	۵/۹۸	۲/۱	7/7/7	278/2	۲/۳	103/5	149/.	LS01
- \/•	A 1 /Y	۸۲/۵	•/•	۲۹۹/۶	८४४/४	۲/۲	103/.	149/1	LS02
-٣/ ١	۸۸/۴	۹۱/۲	-11/۲	۳۳۰/۱	۳۷۱/۷	۴/۳	100/4	149/.	LS03

همان طور که از مقایسه نتایج دو نمودار دیده شد، مدل المان محدود معرفی شده، با درصد کمی از خطا قادر به پیش بینی رفتار هر دو زیرمجموعه تیر- ستونی داخلی و خارجی تحت سناریو حذف ستون خارجی می باشد و از این مدل می توان برای انجام مطالعات گسترده تر عددی استفاده نمود.

۴- مطالعات پارامتری

در این قسمت به منظور فهم عمیق تر رفتار محدوده اتصال تیر به ستون سازهها تحت خراب پیش رونده، مطالعات پارامتری (موردی) بیشتری برای بررسی تأثیر دال به صورت عملکرد T شکل تیر (تحلیل دو بعدی) بر روی رفتار زیر مجموعهها، همچنین عملکرد زیر سازه شامل هم اتصال داخلی و هم اتصال خارجی با و بدون در نظر گرفتن مقطع T شکل تیرها و تأثیر نرخ آرماتور عرضی

بر روی رفتار این عناصر انجام خواهد شد.

۴-۱- تأثیر دال (به صورت تیر T شکل) روی زیرمجموعهها

سیستم کف سازههای بتن مسلح عموماً شامل تیر و دال یکپارچه می باشد؛ درنتیجه هر دو قسمت همراه با هم در بر ابر بارها مقاومت نشان می دهند. در این سیستم برای سادگی تحلیل و انجام تحلیل دو بعدی، یک بخش از دال را میتوان به صورت بال برای تیرها تعریف نمود که موجب ایجاد تیر T شکل و درنتیجه آن، افزایش مقاومت و سختی تیر می گردد. بر این پایه دال کف میتواند یک مشارکت مؤثر در مقاومت سازه برای مقابله با خراب پیش رونده داشته باشد، که نمی توان در بررسی ها از آن صرف نظر نمود. با این وجود در مدل های سه بعدی، دال های بتن آرمه علاوه بر افزایش سختی تیرها، می تواند با عملکرد غشایی خود، موجب

توسعه عملکرد سازه در محدوده رفتار زنجیری گردند.

برای ارزیابی عملکرد تیر T شکل روی پاسخ زیرمجموعهها، دو سری مدل المان محدود با اضافه کردن بال بتنی به زیرمجموعههای داخلی (شامل نمونه I3 و I4) و زیرمجموعههای خارجی (شامل نمونه IS01 و I202) ساخته شد. طول مؤثر بال تیر در این مدلها 1050 میلیمتر در نظر گرفته شد. سفره آرماتورهای فوقانی و تحتانی در راستای طول تیر و عمود بر آن، از و شکل (۱۲) به فاصله 250 میلیمتر تشکیل شد. شکل (۱۱) میدهد. پاسخهای بار جابهجایی مدلهای داخلی و خارجی را نشان میدهد. پاسخهای بار جابهجایی مدلهای داخلی را میتوان در شکل (۱۳) مشاهده نمود. برای نمونه I3 با تیر T شکل نسبت به تیر معمولی مستطیلی، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی بهترتیب با مقاومت نهایی حدود 35 درصد کاهش دارد.

در شکل (۱۴) پاسخ بار – جابهجایی نمونههای خارجی با تیر T شکل با پاسخ تیر معمولی مقایسه نشان داده شده است. برای هر دو نمونه، وجود بال تیر موجب افزایش ۱۸ درصدی مقاومت ترکخوردگی اتصال میگردد. بار ماکزیمم برای نمونه LSO1 با این درصد و برای نمونه LSO2، 11 درصد افزایش داشته است. با این حال، خیز متناظر با این بار حدود 5 درصد کاهش داشته است. شیب نزولی نمودار پس از بار حداکثر این مدل ملایمتر از مدل با شیب نزولی می باشد. نتایج هر دو سری نمونه زیرمجموعههای داخلی و خارجی نشان می دهد که بال تیر، به طور قابل توجهی مقاومت و سختی زیرمجموعههای تحت سناریو حذف ستون خارجی را افزایش می دهد و در عین حال شکل پذیری را کاهش می دهد.

۴-۲- ارزیابی عملکرد زیرسازه

همان طور که در شکل (۱–ب)) دیده شد، هر دو عناصر تیر-ستون داخلی و خارجی در بارتوزیع بارها به طور همزمان مشارکت دارند. معیوب شدن اتصال خارجی به هر دلیلی از قبیل تسلیم شدن آرماتورهای طولی تیر یا ستون و یا شکست برشی پانل اتصال موجب تغییر شرایط مرزی زیر سازه همانند شکل (۱–ج) می گردد که این پدیده موجب افزایش بارگذاری بسیار بیشتر در محدوده اتصال داخلی می گردد، درنتیجه برای فهم واقعی تر سازه، بررسی عملکرد مشترک هر دو اتصال بسیار حائز اهمیت است.

برای هدف اشاره شده، یک مدل المان محدود زیرسازه شامل جزئیات آرماتور گذاری مشابه زیر مجموعه های داخلی و خارجی ایجاد گردید. طول دهانه زیر سازه 5400 میلی متر انتخاب شد تا بدین طریق فاصله نقطه عطف نمودار لنگر خمشی زیر سازه تا مرکز اتصال داخلی، مشابه فاصله انتهای آزاد تیر تا مرکز اتصال در زیر مجموعه داخلی شود (انطباق توزیع لنگر زیر سازه و زیر مجموعه

تیر- ستون داخلی). برای بررسی عملکرد طبقات فوقانی طبقه همکف که همگی آنها میتوانند دارای شرایط مرزی مشابهی باشند، مدل المان محدود دیگری که ترکیب جزئیات نمونههای I4 و LS01 است، ساخته شد.

شکل (۱۵) و شکل (۱۶) به ترتیب مدلهای المان محدود زیرسازه طبقه همکف و زیرسازه طبقات فوقانی آن را نشان می-دهد. برای بررسی تأثیر درصد آرماتورهای عرضی پانل اتصال خارجی بر روی مقاومت زیرسازه، سه زیرسازه مختلف طبقه فوقانی با جزئیات سه نوع زیرمجموعه خارجی (LS01 تا LS03) ساخته شده است.

شکل (۱۷) پاسخ بار-جابهجایی نمونه I4 همراه با پاسخ زیرسازهها را نشان میدهد. میتوان دید که پاسخ زیرسازه طبقه همکف تقریباً مشابه زیرسازه طبقات بالاتر میباشد. البته برای هر دو نوع زیرسازه مقاطع تیر و ستون یکسان میباشد، با توجه به کاهش ابعاد مقاطع در طبقات بالاتر به طور معمول، مقاومت این زیرسازهها در برابر بار ثقلی یکسان کاهش مییابد. در مدل زیرسازه با توجه به یکسان بودن توزیع لنگر روی اتصال داخلی در مقایسه با زیرمجموعه، نقطه تسلیم آرماتورهای طولی تیر در مجاورت این تکیهگاه یکسان و برابر با 180 کیلونیوتون حاصل می شود. با این حال مقاومت زیرسازه همانند زیرمجموعه داخلی، پس از تسلیم شدن آرماتورهای طولی کاهش سریع نخواهد داشت و اتصال خارجی در بازتوزیع نیروها نقش اساسی ایفا میکند. پس از این مرحله، با جاری شدن آرماتورهای عرضی تکیه گاه خارجی همزمان با افزایش بار، سختی زیرسازه نیز به تدریج کاهش می یابد تا این که آرماتور طولی در مجاورد تکیهگاه خارجی جاری میشود. بعد از آن مدل به نقطه تسليم خود ميرسد كه مقدار بار آن برابر با 240 كيلونيوتون است كه نسبت به حد تسليم نمونه I4، 38 درصد افزایش داشته است.

میزان افزایش مقاومت نهایی زیرسازه طبقه همکف و طبقه بالاتر نسبت به نمونه I4، بهترتیب 4 و 7 درصد میباشد. با این حال، خیز نهایی دو نمونه بهترتیب به میزان 36 و 30 درصد کاهش مییابد. دو نمونه زیرسازه دیگر با افزایش نسبت آرماتورهای عرضی اتصال خارجی مشابه با نمونههای LS02 و LS03 ساخته شدند که نتایج نشان داد، این افزایش درصد آرماتور عرضی تنها به مقدار کمی مقاومت نهایی زیرمجموعه را افزایش و خیز نهایی را نیز کاهش میدهد.

۴–۳– تأثیر دال (تیر T شکل) روی عملکرد زیرسازه

برای بررسی عملکرد دال بر روی زیر سازه، مدل المان محدود زیرسازه شامل تیر T شکل ساخته شده است. بهطور همزمان برای بررسی تأثیر نرخ آرماتورهای عرضی در ناحیه مفصل پلاستیک اتصال داخلی، این مدلها با درصدهای مختلف آرماتور عرضی

شامل 0.628 درصد (فاصله خاموتها 100 میلیمتر)، 0.942 درصد (فاصله خاموتها 75 میلیمتر) و 1.256 درصد (فاصله خاموتهای 50 میلیمتر) تهیه گردیده است.



شکل ۱۱- مدل المان محدود نمونه داخلی با تیر T شکل



شکل ۲۲- مدل المان محدود نمونه خارجی با تیر T شکل



شکل ۲۳- مقایسه مدلهای داخلی با و بدون تیر T شکل



شکل ۱۴- مقایسه مدلهای خارجی با و بدون تیر T شکل

شکل (۱۸) پاسخ بار – جابهجایی این تحلیل را نشان میدهد. برای زیرسازه با نرخ آرماتور عرضی معادل 0.625 میلیمتر، عملکرد دال میتواند موجب افزایش مقاومت تسلیم و نهایی به-ترتیب 17 و 10 درصد، نسبت به زیرسازه با تیر بدون بال و میزان آرماتور عرضی مشابه (0.625 درصد) شود. با این حال خیز نهایی نمونه به میزان 23 درصد کاهش مییابد. با افزایش نرخ آرماتورهای عرضی در ناحیه مجاورت اتصال داخلی تیر (محدوده مفصل پلاستیک)، مقاومت و خیز زیرسازه همانند عملکرد زیرمجموعه-مقاومت نهایی به میزان 13 درصد و خیز نهایی برابر خواهد شد و های داخلی افزایش مییابد. در مدل با نرخ خاموت 0.942 درصد، مقاومت نهایی به میزان 13 درصد و خیز نهایی برابر خواهد شد و درصد و خیز نهایی 45 درصد نسبت به زیرسازه بدون دال و با درصد آرماتور 20.60 درصد افزایش مییابد. در شکل (۱۹) الگوی ترکخوردگی مدل المان محدود زیرسازه با دال نمایش داده شده

در این مدلها پس از ترکخوردگی خمشی تیر در محدوده اتصال داخلی، ترکخوردگی برشی در پانل اتصال خارجی و ترک خمشی در ستون بالای آن رخ میدهد و سختی نمونه را کاهش میدهد (در مقدار بار حدود 165kN) تا این که آرماتورهای فوقانی تیر جاری می شوند.

۵- نتیجهگیری

بر پایه رهیافت مسیر بار جایگزین (ALP)، با استفاده از روش المان محدود سهبعدی (3D)، مطالعه عددی برای بررسی مقاومت خرابی پیشرونده ناحیه اتصالات تیر – ستونی قاب خمشی بتنآرمه تحت سناریو از دست رفتن ستون خارجی انجام پذیرفت. مقایسه مکانیسم شکست و نمودارهای بار – جابهجایی حاصل از نتایج عددی مدل پیشنهادی با مدلهای آزمایشگاهی موجود در تحقیقات گذشته برای هر دو نوع زیرمجموعه داخلی و خارجی، نشان از دقت قابلتوجه و قابلاعتماد بودن این مدل باوجود



تایج این بررسی نشان داد که وجود دال در تحلیلها تایر قابلتوجه روی رفتار نمونهها دارد و موجب افزایش مقاومت و سختی نمونهها (زیرمجموعه و زیرسازه) و کاهش شکلپذیری آن-ها می گردد. افزایش نرخ آرماتورهای عرضی در پانل اتصال خارجی روی عملکرد آن تأثیر قابلتوجه دارد. همچنین افزایش آرماتورهای عرضی در محدوده مفصل پلاستیک تیر داخلی، مقاومت و شکل-پذیری این اتصال را به نحوه قابلتوجه افزایش می دهد. میزان مقاومت اتصال خارجی در هنگام حذف ستون پایین خود، در مقاومت و پایداری دهانه مربوطه بسیار حیاتی و قابل توجه است.



شكل 1۵- مدل المان محدود زيرسازه طبقه همكف





شکل ۱۷- مقایسه نتایج زیرسازهها با زیرمجموعه I4



شکل ۱۸- مقایسه نتایج زیرسازههای با و بدون دال



(تير T شكل)

۶- مراجع

- ABAQUS/CAE 6.12, ABAQUS Analysis User's Manual version 6.12, 2012.
- Alogla K, Weekes L, Augustus NL, "Progressive collapse resisting mechanisms of reinforced concrete structures, in: Proceedings of the 5th International Conference on Integrity, Reliability and Failure", Porto, Portugal, 2016, 479-480.
- American Concrete Institute ACI Committee, Building Code Requirement for Structural Concrete ACI 318-11 and Commentary ACI 118R-11, Farmington Hill, MI: American Concrete Institute, 2011.
- American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI Standard 7-10)", Reston, VA, 2010.
- Bao Y, Kunnath S, El-Tawil S, Lew H, "Macromodelbased simulation of progressive collapse: RC frame structures", Structural Engineering, 2008, 134 (7), 1079-1091.
- Bischoff PH, Paixao R, "Tension stiffening and cracking

of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars", Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31 (4), 579-588.

- Department of Defense (DOD), "Design of buildings to resist progressive collapse", Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Washington, DC, 2013.
- General Services Administration (GSA), "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", Washington, DC, 2003.
- Izadi IT, Ranjbaran A, "Investigation on a mitigation scheme to resist the progressive collapse of reinforced concrete buildings", Structural and Civil Engineering, 2012, 6 (4), 421-430.
- Ju Y, Tan KH, "Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages", Engineering Structures, 2013, 55, 90-106.
- Kai QA, Bing L, "Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse", Performance of Constructed Facilities, 2011, 26 (5), 576-589.
- Lee J, Fenves GL, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures", Engineering Mechanics (ASCE), 1998, 124 (8), 892-900.
- Li B, Yap SL, "Experimental investigation of reinforced concrete exterior beam-column subassemblages for progressive collapse", ACI Structural Journal, 2011, 108 (5), 542-552.
- Lim NS, Tan KH, Lee CK, "Effects of rotational capacity and horizontal restraint on development of catenary action in 2-D RC frames", Engineering Structures, 2017, 153, 613-627.
- Lubliner J, Oliver J, Onate E A, "Plastic-Damage Model for Concrete, Solids and Structures", 1989, 25 (3), 299-329.
- Mashhadiali N, Kheyroddin A, Zahiri-Hashemi R, "Dynamic Increase Factor for Investigation of Progressive Collapse Potential in Tall Tube-Type Buildings", performance of Constructed Facilities (ASCE), December 2016, 30 (6).
- McKay K, Marchand M, Diaz, "Alternate Path Method in Progressive Collapse Analysis: Variation of Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors", Practice Periodical on Structural Design and Construction (ASCE), 2012, 17 (4), 152-160.
- Saenz LP, "Discussion of equation f or the stress-strain curve of concrete by Desai and Krishnan", ACI Structural Journal, 1964, 61 (9), 1229-1235.
- Sagiroglu S, Sasani M, "Progressive Collapse-Resisting Mechanisms of Reinforced Concrete Structures and Effects of Initial Damage Locations", Structural Engineering, 2014, 140 (3), 1-12.



EXTENDED ABSTRACT

Numerical evolution of Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages under Progressive Collapse

Ali Hadidi^{*}, Morteza Kamalvand

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

Received: 04 January 2018; Accepted: 23 June 2019

Keywords:

Nonlinear finite element analysis, Progressive collapse, Beam-Column subassemblage, Reinforced concrete frames.

1. Introduction

Progressive collapse of building structures typically occurs when an abnormal loading condition causes a sudden loss in the structural capacity of one or more critical members, which leads to a chain reaction of failure and ultimately catastrophic collapse (Tohihi et al, 2014). In this research, based on the alternative load path (ALP) approach, using the three-dimension (3D) finite element (FE) method, numerical studies were conducted for the investigation of progressive collapse resistance of beam-column joints in reinforced concrete (RC) frame under loss of exterior ground column. The paper presents a simple and reliable FE model that predicted the nonlinear load-deflection response of tested RC joints conducted by other researchers. Experimental models including two sets of interior and exterior subassemblages were analyzed under monotonic loading to simulate gravity load on the damaged frame after a blast. In the numerical simulations, the nonlinear behavior of materials was modeled by appropriate constitutive laws. The comparisons between numerical and experimental responses highlighted the reliability of the proposed FE model. In addition, a parametric study is conducted using the validated models to investigate the effect of slab on the behavior of the subassemblages and the transverse reinforcement ratio and slab effects on the performance of substructures that covering both the interior and exterior joints.

2. Methodology

The numerical analysis was carried out by using the FE software package ABAQUS Finite Element Code (2012). The geometry, properties of the constituent materials, semi-static loading, and boundary conditions in the developed FE models are exactly similar to the tested specimens. The concrete damaged plasticity model (CDP) was used for defining concrete behavior in the plastic range. This model is based on the Lubliner et al (1989) studies and modifications made by Lee and Fenves (1998). A non-associated flow rule is assumed in the CDP model. Tensile cracking and compressive crushing are two main mechanisms of the concrete failure in the CDP model. The concrete constitutive laws based on the equivalent uniaxial strain concept proposed to date use the uniaxial constitutive law proposed by Saenz (1964) to describe the response of concrete in compression. An appropriate tension stiffening model, proposed by Bischoff and Paixao (2004) was used to simulate the tension stiffening behavior of the concrete. The steel reinforcement was modeled as an elastoplastic material with strain hardening beyond its elastic phase. It was assigned a bilinear stress-strain relationship, with the tangent modulus in the strain-hardening regime taken to be 0.01 of the elastic modulus. In this study, concrete is modeled as a 3-D solid continuum element with eight nodes and three degrees of freedom at each node as translation in the nodal x, y and z directions, called C3D8R. A truss element called T3D2 was used to model steel reinforcement bars. This element has two nodes with three translation degrees of freedom at each node. The embedded element option was used for connecting reinforcement bars

^{*} Corresponding Author

E-mail addresses: a_hadidi@tabrizu.ac.ir (Ali Hadidi), m.kamalvand91@ms.tabrizu.ac.ir (Morteza Kamalvand).

(embedded element) to the concrete (host element). The nonlinear analysis was carried out with the displacement control method. In interior FE models, the constant axial load on the top of the column was applied as distributed loading while the vertical load at the end of the left beam was applied through a displacement control mode. Also, in exterior FE models, gravity loading on the beam was applied through a displacement control mode as a point load.

3. Results and discussion

3.1. Model validations

The failure mode of the FE beam-column subassemblages agrees well with tests for both the interior and exterior specimens. The predicted load-deflection response and load-carrying capacity of the developed FE models were compared with the results obtained from the experimental tests. The FE models and experimental results for the yield strength, ultimate strength and displacement corresponding to the ultimate strength are given in Table 4 & 5. Comparisons of the numerical and experimental results of all specimens showed that the vertical load versus vertical displacement responses obtained from the FE analyses were similar to the experimental observations. From the aforementioned observations and predictions of the global behavior using the FE analysis, the use of FE modeling techniques can, therefore, be further extended to study the behavior of the subassemblages by varying different parameters.

Yielding strength (kN)		Ultimate strength (kN)				Static ultimate displacement (mm)				
specimen	FE model	P _{y,Exp}	$P_{y,FE}$	Deference — %	P _{u,Exp}	$P_{u,FE}$	Deference - %	$\delta_{u,\text{Exp}}$	$\delta_{u,FE}$	Deference %
I1	FE I1	142.0	162	14	195.5	200.5	2.5	236	223.7	-5.2
I2	FE I2	160.8	171.2	6.4	204.9	211.7	3.3	243	241.3	-1.0
13	FE I3	160.0	170.5	6.5	206.5	209.2	1.4	262	256.6	2.1
I4	FE I4	161	171.1	6.2	228.9	224.0	-2.1	310	314.9	1.5

Table 1. Experimental and FE results of interior beam-column subassemblages.

Table 2. Experimental and FE results of exterior beam-column subassemblages.

Joint cracking (kN)		Deferrer	Ultimate strength (kN)		Static ultimate displacement (mm)			Deferrer		
specimen	FE model	$P_{y,Exp}$	$P_{y,FE}$	- Dererence - %	$P_{u,Exp}$	$P_{u,FE}$	- Deference %	$\delta_{u,Exp}$	$\delta_{u,FE}$	- Deference %
LS01	FE LS01	149.0	153.2	2.3	276.3	282.2	2.1	89.5	86.8	-3.0
LS02	FE LS02	149.7	153.0	2.2	298.6	299.6	0.0	82.5	81.7	-1.0
LS03	FE LS03	149.0	155.4	4.3	371.7	330.1	-11.2	91.2	88.4	-3.1

3.2. Parametric study

To study the effect of T-shaped beam on the response of subassemblages, two series of FE models with an added RC slab flange for the interior (Specimens I3 and I4) and exterior (Specimens LS01 and LS02) beamcolumn subassemblages, were created. The FE model results of both of the interior and exterior specimens showed the slab worked as a beam flange and significantly increased the stiffness and strength of the beamcolumn subassemblages when subjected to loss of its exterior ground column.

The exterior beam-column element just above the removed column also provides resistance and has a distinct. This indicates that the exterior beam-column element can provide additional strength and stiffness to redistribute the loading, which is originally carried by the column that is removed. To study this effect, one subframe having the same detailing of the beam and column components as that both of the interior and exterior specimens were modeled through FE modeling.

To study the effect of the slab on the response of subassemblages, the FE model of the subframe including the T-shape beam was modeled. Furthermore, the effect of the percentage of transverse reinforcement in the plastic hinge zone of the interior joint was investigated.

4. Conclusions

Based on the alternative load path approach, using the three-dimension finite element method, numerical studies were conducted for the investigation of progressive collapse resistance of beam-column joints in reinforced concrete frame under loss of exterior ground column. The numerical results were compared with experimental data available in literatures highlighting the reliability of the FE model. In addition, a parametric study is conducted using the validated. The major conclusions derived from this study can be summarized as follows.

The developed FE models managed to accurately predict the cracking patterns and failure mechanism of the tested specimens including the interior and exterior subassemblages. There was a very good agreement between the load-defection diagrams of the FE model with experimental tests for both the exterior and interior subassemblages. The FE results indicated the floor slabs can have a significant contribution to the resistance of a structure during the progressive collapse, which should not be ignored in the design stage. The slab increases the yielding and ultimate strength of the RC frame. However, the slab membrane effect could not be investigated because of the limitations of the 2D frame models that were utilized. The transversal reinforcement in the beam and joints can significantly improve the global behavior of RC frames in resisting progressive collapse caused by the loss of an exterior column.

5. References

- Tohihi M, Yang J, Baniotopouls C, "Numerical evaluations of codified design methods for progressive collapse resistance of precast concrete cross wall structures", Journal of Engineering Structures, 2014, 76, 177-186.
- Lubliner J, Oliver J, Onate EA, "Plastic-Damage Model for Concrete, International Journal of Solids and Structures", International Journal of Solids and Structures, 1989, 25 (3), 299-329.
- Lee J, Fenves GL, "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures", Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 1998, 124 (8), 892-900.
- Saenz LP, "Discussion of equation f or the stress-strain curve of concrete by Desai and Krishnan", ACI Structural Journal, 1964, 61 (9), 1229-1235.
- Bischoff PH, Paixao R, "Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars", Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31 (4), 579-588.