مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۶، شماره‌ی ۲، ص. ۲۱-۲۸

تأثیر سطح عملکرد قاب خمشی بتن مسلح ویژه بر رفتار غیرخطی ـ لرزه‌یی اتصالات تیر ـ ستون میانی

مرتضی فلاح زیارانی (دانشجوی کارشناسی ارشد)
عباسعلی تسنیمی (استاد)
محمد تقی احمدی (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

هدف از انجام این پژوهش تحلیل اتصالات میانی تیر -ستونِ قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه در سطوح عملکرد مختلف به روش اجزاء محدود است. در این نوشتار با ساخت مدل‌های عددی به‌منزله‌ی نمونه‌های کم‌هزینه و سهل‌الوصول در بسته‌ی نرم‌افزاری اجزاء محدود ANSYS، تحلیل‌هایی بر روی اتصالات میانی تیر -ستون در سازه‌هایی که مطابق آیین‌نامه‌ی بتن ایران «آبا»، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، انجام و رفتار این اتصالات در قاب‌های خمشی بتن مسلح ویژه در سطوح عملکرد مختلف بررسی شده است. در این پژوهش رفتار بیش از ۳۰ اتصال میانی تیر -ستون به کمک روش‌های عددی غیرخطی ارزیابی و محل تشکیل اولین لولای خمیری در مجموعه‌ی اتصال و نیز اثر سطح عملکرد کلی قاب بر رفتار اتصال بررسی شده است. علاوه بر این به دلیل قابلیت‌های خاص مدل‌های اجزاء محدود، آثار برخی دیگر از متغیرها همچون مقدار خاموت‌ها در اتصال، مقاومت فشاری بتن، مقاومت جاری‌شدگی فولاد، مقدار میلگردهای طولی تیر و نیروی محوری ستون بر رفتار اتصال ارزیابی شده است.

واژگان کلیدی: قاب های خمشی ویژه بتن مسلح، اتصال میانی، لولای خمیری، سطح عملکرد، تحلیل غیرخطی عددی، رفتار غیر خطی، استهلاک انرژی.

mf.ziarani@yahoo.com
tasnimi@modares.ac.ir
msoltani@modares.ac.ir

مقدمه

هرچند از دهه‌ی شصت میلادی قرن بیستم تا به امروز پژوهش‌های زیادی در زمینه‌ی رفتار اتصالات تیر-ستون قاب‌های خمشی بتن مسلح انجام شده است، ولی در مورد تأثیر سطح عملکرد قاب خمشی در رفتار این قبیل اتصالات مطالعه‌ی قابل‌توجهی انجام نشده است و شاید بتوان گفت که این پژوهش نخستین مورد در این زمینه است. تحقیقات بسیاری بر روی رفتار اتصالات، به‌صورت آزمایشگاهی و یا تحلیلی انجام شده است.[۱-۱۱] نتایج اغلب این پژوهش‌ها در غالب ضوابط و مقررات آیین‌نامه‌یی درآمده است که از آن جمله می‌توان به نشریه‌ی ACI/ASCE352[۱۲] و آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌یی ساختمان‌های بتن مسلح نیوزلند و آیین‌نامه‌های برخی کشورها اشاره کرد. بر این مبنا، فلسفه‌ی کلی طراحی لرزه‌یی اتصالات در آیین‌نامه‌ی بتن ایران «آبا»[۱۳] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان[۱۴]، باقی‌ماندن اتصال در محدوده‌ی ارتجاعی است. زیرا که اتصالات در زمره‌ی حساس‌ترین قسمت‌های سازه برای استهلاک انرژی به‌شمار می‌روند. اگر چنانچه شکل‌پذیری قابل‌توجهی برای سازه موردنظر باشد یا هنگامی‌که پیش‌بینی می‌شود اعضاء سازه‌یی به احتمال زیاد دچار خسارت می‌شوند، در این‌صورت مقررات فوق اجازه می‌دهند که رفتار اتصال وارد محدوده‌ی غیرارتجاعی شود. آیین‌نامه‌ی «آبا»[۱۳] توصیه می‌کند اتصال به‌منزله‌ی بخشی از ستون به‌شمار آید و هدف طراحی را ایجاد اولین لولای خمیری در تیر منظور می‌دارد. طراحی هسته‌ی اتصال در این آیین‌نامه معمولاً بر مبنای عدم شکست آن انجام می‌شود، یعنی هسته‌ی اتصال باید به‌قدری مقاوم باشد که جاری‌شدن تیرهای طرفین را شاهد باشد ولی خود همچنان در محدوده‌ی ارتجاعی پابرجا بماند. در مناسب‌ترین وضعیت، لولاهای خمیری باید در تیرها تشکیل شوند و محل تشکیل آن‌ها باید از هسته‌ی اتصال دور باشد. از سویی دیگر آیین‌نامه‌های موجود در طراحی بر اساس عملکرد، ضوابط و توصیه‌های ویژه‌یی را برای اتصالات ارائه کرده‌اند که درنظرگرفتن این ضوابط در برخی از موارد بسیار پیچیده و زمان‌بر است و بسیاری از نرم‌افزارهای موجود نیز قادر به واردکردن این توصیه‌ها در مدل‌های تحلیلی خود نیستند. به همین دلیل کاربران در هنگام تعیین سطح عملکرد سازه با مشکلات متعددی مواجهند و در مواردی چند با چشم‌پوشی از مدل‌های دقیق، با فرض صلب‌بودن اتصال تیر -ستون، به تحلیل تقریبی سازه می‌پردازند که این مسئله می‌تواند با خطای زیادی همراه باشد. در این نوشتار سعی شده است علاوه‌بر بررسی

تاریخ: دریافت ۱۳۸۶/۱۱/۷، داوری ۱۳۸۷/۵/۱، پذیرش ۱۳۸۷/۱۱/۷.

Archive of SID
www.SID.ir

محل تشکیل اولین لولای خمیری، ابتدا با فرض صلب‌بودن گره‌ی اتصال، سطح عملکرد سازه تعیین و سپس با مدل‌کردن بحرانی‌ترین چشمه‌ی اتصال در نرم‌افزار ANSYS، رفتار واقعی آن ارزیابی شود.

ضوابط طراحی اتصالات

آیین‌نامه‌ی «آبا» در تعیین نیروی برشی اتصال مطابق با شکل ۱ و فرضیه‌ی وجود دستک قطری فشاری، واکنش درونی تیرهای طرفینِ اتصال را به‌ترتیب نیروی کششی، فشاری و برشی درنظر می‌گیرد و کاربرد خاموت‌های ناحیه‌ی بحرانی ستون را در ناحیه‌ی اتصال لازم می‌داند. برطبق «آبا»، نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال میانی برابر با مقدار رابطه‌ی ۱ خواهد بود:

$$V_j = A_{s1}(1.25F_y) + A_{s2}(1.25F_y) - V_c \qquad (1)$$

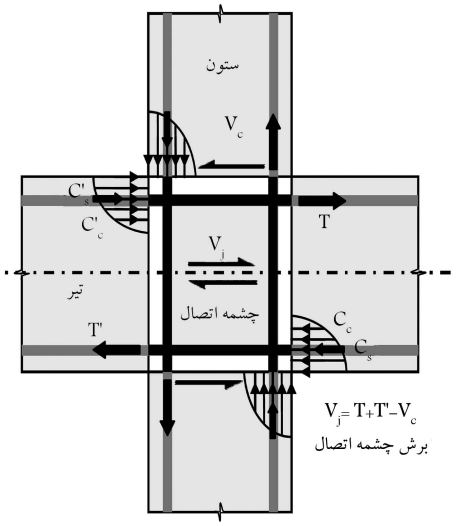
در رابطه‌ی ۱، V_c , A_{s2} , A_{s1} به ترتیب مقادیر فولادهای کششی و فشاری مقطع و برش ستون هستند. حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در هر ۴ وجه محصور شده‌اند، از رابطه‌ی ۲ به‌دست می‌آید:

$$V_j = 1.44\sqrt{f_c}A_j \qquad (2)$$

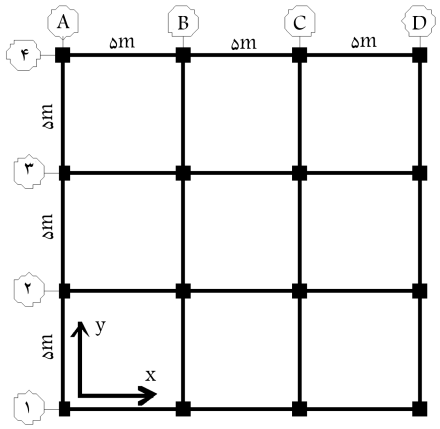
در رابطه‌ی ۲، A_j سطح مؤثر اتصال است. اگر نیروی برشی موجود در اتصال از مقاومت برشی اتصال بیشتر شود، باید با افزایش ارتفاع تیرها، نیروها را کاهش داد و یا با افزایش سطح موثر، مقاومت اتصال را بیشتر کرد.[۱۳] برای جذب انرژی مناسب در قاب‌ها باید مفصل خمیری در تیرها (و نه در ستون‌ها) تشکیل شود. برای رخداد چنین اتفاقی باید نسبت مجموع لنگر ستون‌ها به لنگر تیرها مطابق رابطه‌ی ۳ باشد.[۲و۳]

$$\Sigma M_{rc} \geq 1.2\Sigma M_{rb} \qquad (3)$$

در رابطه‌ی ۳، ΣM_{rc} مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌های بالا و پایین اتصال و ΣM_{rb} مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرهای طرفین گره اتصال است.



شکل ۱. دیاگرام نیروهای وارد به یک اتصال داخلی.



شکل ۲. پلان ساختمان‌های مورد مطالعه.

روند انجام پژوهش

در این پژوهش ابتدا ۳ سازه‌ی ۸ طبقه‌ی بتن‌مسلح با پلانی مشابه شکل ۲ و مطابق با ضوابط «آبا»، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان[۱۴] و استاندارد ۲۸۰۰ ایران[۱۵] به‌طور ۳ بُعدی با نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ تحلیل، طراحی و سپس قاب محور B انتخاب و مشخصات آن برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده به نرم‌افزار IDARC معرفی شده است. ارتفاع هر طبقه ۳٫۶ متر و طول همه‌ی دهانه‌ها در هر دو جهت، ۵ متر است.

پس از تحلیل غیرخطی قاب‌ها در نرم‌افزار IDARC و بررسی طراحی ۳ قاب در ۳ سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و جلوگیری از فروریزش (CP)، از هر یک بحرانی‌ترین اتصال میانی انتخاب و مشخصات آن برای انجام تحلیل‌عددی به نرم‌افزار ANSYS معرفی شد. پس از انجام تحلیل اجزاء محدود روی این ۳ اتصال، برای بررسی اثر دیگر عوامل موثر در رفتار اتصال، در هر کدام از اتصال‌ها ضمن ثابت نگاه‌داشتن ابعاد تیرها و ستون‌ها، در متغیرهایی نظیر مقدار فولادهای طولی، مقدار خاموت‌ها در هسته‌ی اتصال، مقاومت فشاری بتن، مقاومت جاری‌شدگی فولاد و نیروی محوریِ ستون تغییراتی ایجاد و در هر مورد اثر آن تغییر، در رفتار اتصال بررسی شده است. با اعمال این تغییرات در اتصالات اولیه می‌توان به اتصالاتی دیگر با مقادیر متفاوت نسبت $\Sigma M_{rc}/\Sigma M_{rb}$ دست یافت و به این ترتیب رابطه‌ی ۳ را نیز مورد نقد و بررسی قرار داد. شایان ذکر است که در طراحی اولیه آنچه باعث تفاوت در سطح عملکرد سازه‌ها شد، متفاوت اختیارکردن محدودیت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات است. این تفاوت به این صورت اعمال شده است که برای دستیابی به سطوح عملکرد مختلف، در سازه‌ی اول محدودیت مطرح‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ کاملاً رعایت و در دو سازه‌ی دیگر اجازه داده شده است تا تغییرمکان جانبی بزرگ‌تری نسبت به محدودیت‌های استاندارد ۲۸۰۰ به‌خود بگیرند. اگر این تفاوت به سازه‌ها اعمال نمی‌شد، هر ۳ سازه در یک سطح عملکرد قرار می‌گرفتند.

مشخصات مدل‌ها

در سازه‌های اولیه تنش تسلیم میلگردها ۴۰۰ MPa و مقاومت فشاری بتن ۲۸MPa فرض شده است. تصویر شماتیک مدل‌های اجزاء محدود در شکل ۳ دیده می‌شود. تیرها و ستون‌های اطراف اتصال، با فرض وجود نقاط عطف تغییرشکل خمشی در

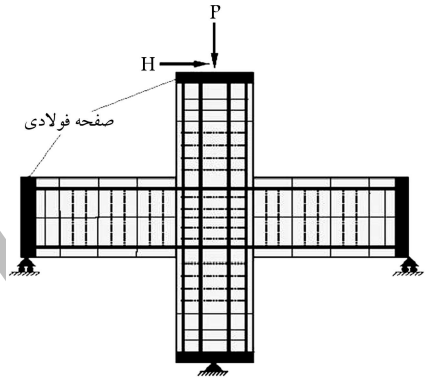
Archive of SID
www.SID.ir

جدول ۱. مشخصات عمومی قاب‌های طراحی شده.

سطح عملکرد	ابعاد ستون‌ها (سانتی‌متر مربع)				ابعاد تیرها (سانتی‌متر مربع)			
	شماره‌ی طبقه				شماره‌ی طبقه			
قاب	۱_۲_۳	۴	۵_۶	۷_۸	۱_۲_۳	۴	۵_۶	۷_۸
IO	۷۰ × ۷۰	۷۰ × ۷۰	۶۵ × ۶۵	۶۵ × ۶۵	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰	۴۵ × ۳۵	۴۵ × ۳۵
LS	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰
CP	۵۰ × ۵۰	۴۰ × ۴۰	۴۰ × ۴۰	۳۵ × ۳۵	۵۰ × ۴۰	۵۰ × ۴۰	۴۰ × ۳۰	۳۵ × ۲۵

جدول ۲. مقدار میلگرد در اجزاء اتصالات انتخاب شده.

اتصال میانی برای قاب ها با سطح عملکرد متفاوت	نام اختصاری	P (kN)	ρ_{joint} (٪)	ρ_{top} (٪)	ρ_{bot} (٪)	ρ_{col} (٪)
طبقه‌ی هفتم قاب CP	۷CPJ۱	۵۶۰	۱٫۳۵	۲٫۵	۲٫۲۵	۲
طبقه‌ی اول قاب LS	۱LSJ۱	۲۰۰۰	۱٫۸	۱٫۱	۰٫۵	۱
طبقه‌ی اول قاب IO	۱IOJ۱	۲۰۰۰	۱٫۵۴	۰٫۸۸	۰٫۴۱	۱



شکل ۳. تصویر شماتیک مدل‌های اجزاء محدود.

وسط دهانه‌ها (نقاط با لنگر صفر)، در این محل‌ها، قطع شده‌اند. در قاب‌های با سطوح عملکرد IO و LS، یک اتصال میانی از طبقه‌ی اول و در قاب با سطح عملکرد CP به دلیل تشابهی که در طراحی طبقات زیرین این قاب با قاب دارای سطح عملکرد LS وجود دارد، یک اتصال میانی از طبقه‌ی هفتم انتخاب شده است. در جدول‌های ۱ و ۲ مشخصات قاب‌ها و اتصال‌های منتخب ارائه شده است. برای انتقال یکنواخت بار متمرکز به نمونه و نیز جلوگیری از خردشدن بتن، صفحات فولادی در محل اعمال بار تعبیه شد تا پاسخ‌های مدل نامطلوب نباشد. در جدول ۲، ρ_{top} نسبت فولاد طولی در بالای مقطع تیر، ρ_{bot} نسبت فولاد طولی در پایین مقطع تیر، ρ_{joint} نسبت حجمی فولاد عرضی در اتصال، ρ_{col} نسبت فولاد طولی در ستون و P نیروی محوری ستون است.

فرضیات و جزئیات مدل اجزاء محدود

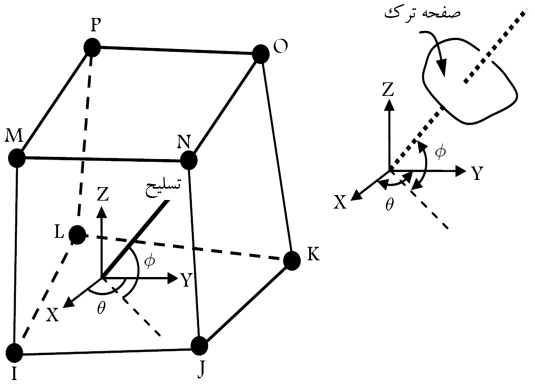
المان‌های مورد استفاده

برای مدل‌سازی در این تحقیق از بسته‌ی نرم‌افزاری اجزاء محدود ANSYS استفاده شده است. مدل المان محدود دارای قسمت‌های فولادی و بتنی است. برای مدل‌سازی قسمت‌های فولادی از المان Solid۴۵ استفاده شده است که المانی ۳ بُعدی ایزوپارامتریک با ۸ گره است و هرگره آن ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی در جهات x، y و z (بدون چرخش) دارد. المان استفاده‌شده در شبیه‌سازی قسمت بتنی، مدل المان Solid۶۵ است. مطابق شکل ۴، این المان، یک المان ۳ بُعدی ایزوپارامتریک است که قابلیت مدل‌کردن ترک‌خوردن بتن در کشش و خردشدنش در فشار را دارد.[۱۶]

این المان در بسته‌ی نرم‌افزاری ANSYS با ۸ گره است که هرگره ۳ درجه‌ی آزادی انتقالی بدون چرخش در جهات x، y و z دارد. مهم‌ترین ویژگی این المان، توانایی‌اش در مدل‌سازی رفتارخطی و غیرخطی بتن است. در مرحله‌ی خطی، قبل از ترک‌خوردن فرض می‌شود که بتن ماده‌یی ایزوتروپیک است و در مرحله‌ی غیرخطی قابلیت‌تحمل خزش و تغییرشکل‌های غیرارتجاعی را دارد. در مدل‌سازی گسترش ترک، دو نوع رویکرد متداول است. در رویکرد اول ترک به‌صورت کرنش پخش‌شده در کل المان مدل می‌شود. این روش، ترکِ پخشی نام‌گذاری شده است.[۱۷] در رویکرد دوم با به‌کارگیری توابع خاص در داخل اجزاء تحت تأثیر ترک، شرایط مدل‌سازی ناپیوسته مهیا می‌شود.[۱۸]

امروزه «روش اجزاء محدود بسط یافته»، از جمله روش‌های جدید مدل‌سازی ناپیوسته و ترک پخشی به شمار می‌رود که مورد پذیرش اغلب پژوهشگران قرار گرفته است.[۱۸-۲۰]

نرم‌افزار ANSYS از روش ترکِ پخشی در مدل‌سازی ترک استفاده می‌کند که در آن ممکن است ترک‌ها در ۳ جهت متعامد در هر نقطه‌ی انتگرال‌گیری شکل



شکل ۴. جزئیات المان Solid۶۵.

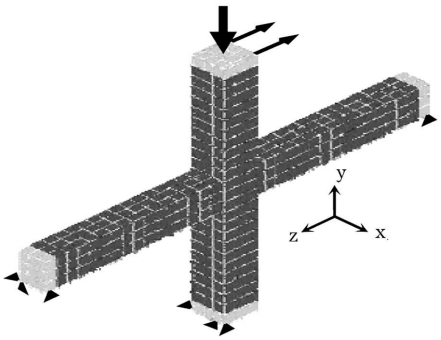
Archive of SID
www.SID.ir

بگیرند. امکان دارد یک ترک در یک صفحه گسترش یابد و اگر تنش‌های مماس در وجه ترکِ بعدی به‌اندازه‌ی کافی بزرگ باشند، ترک‌های دوم یا سوم پدید خواهند آمد. یک ترک مجزاء مانند باندی از ترک‌های پخش‌شده رفتار می‌کند. ترک‌ها، مشابه با آنچه در شکل ۴ دیده می‌شود، تعریف می‌شوند. زاویه‌ی θ در صفحه‌ی xy و زاویه‌ی ϕ در بُعد سوم اندازه‌گیری می‌شوند.

در تعریف نسبت حجمی میلگردها در سه جهت متفاوت نیز، همین زوایا کاربرد دارند. اصلی‌ترین مزایای روش ترک پخشی نسبت به فرمول‌بندی ترک مجزا اولاً عدم نیاز به پیش‌بینی و تعیین محل و جهت ترک در صفحه‌ی ترک، ثانیاً عدم تغییر در توپوگرافی و وضعیت اولیه‌ی مش‌بندی مدل اجزاء محدود در حین ترک‌خوردن است.[۲۱] میزان میلگردهای خمشی می‌تواند به همراه میلگردهای عرضی با توجه به جهت و نسبت حجمی‌شان به کمک زوایای ϕ و θ به‌صورت میلگردهای پخش شده در المان Solid۶۵ تعریف شود. رفتار کششی بتن در این المان به‌صورت دوخطی با شاخه‌ی نزولی پس از تشکیل ترک کششی است که در آن کرنش نهایی در کشش ۶ برابر کرنش ترک‌خوردگی درنظر گرفته می‌شود.

مدل‌سازی

برای سهولت در مدل‌سازی، میلگردهای عرضی به‌صورت نسبت حجمی فولاد به بتن، یعنی به حالت یکنواخت پخش‌شده، به‌منزله‌ی مشخصه‌یی از المان Solid۶۵ به نرم‌افزار معرفی شده است، اما میلگردهای طولی به‌صورت مجزا و نه به‌صورت پخش‌شده مدل شده‌اند. به جای مدل‌کردن میلگردهای طولی به‌صورت استوانه‌های باریک و یا استفاده از المان‌های رابط، در مدل‌سازی از یک لایه‌ی نازک فولادی، در محل قرارگیری هر دسته از میلگردهای طولی استفاده شده است. قاعده‌ی این لایه به گونه‌یی است که مساحتش با مساحت مقطع میلگردهای طولی برابر است. میلگردهای طولی در تیرها با یک لایه‌ی نازک فولادی در بالای مقطع و لایه‌یی دیگر در پایین آن و در ستون‌ها به‌صورت یک باکس نازک پیوسته در درون ستون مدل شده‌اند (شکل ۵). مزیت این نوع مدل‌سازی صرفه‌جویی در وقت برای ساخت مدل، دقت بالا، زمان کم برای تحلیل و حجم بسیار کمتر نتایج است، همچنین در این روش با اصلاح منحنی تنش -کرنش فولادهای طولی، می‌توان اثر افزایش تغییرشکل به‌سبب پدیده‌ی لغزش را مدل کرد و کالیبراسیون مدل‌ها و تطبیق آن‌ها با نمونه‌های تجربی آسان‌تر انجام می‌شود. در مدل‌سازی برای هسته‌ی اعضاء بتنی، از مدل بتن محصور استفاده شده است. بارگذاری نمونه‌ها استاتیکی و به‌صورت تغییرمکان افزایشی به سر آزاد ستون اعمال شده است. عکس‌العمل افقی به‌وجودآمده در تکیه‌گاه پایین، معادل نیروی H در شکل ۳ است که از این پس به آن برش طبقه یا برش ستون گفته می‌شود. منظور از تغییرمکان جانبی طبقه، تغییرمکان سر آزاد ستون در شکل ۳ است.



شکل ۵. یکی از نمونه‌های مدل اجزاء محدود.

رفتار مصالح

منحنی رفتاری فولاد به‌صورت منحنی دو خطی کشسان خمیری کامل در نظر گرفته شده است. شاخه‌ی صعودی منحنی تنش -کرنش فشاری تک‌محوری بتن، بر اساس رابطه‌ی پیشنهادی سینز[۲۲] درنظر گرفته می‌شود:

$$f_c = \frac{E_1 \varepsilon_c}{1 + \left(\frac{E_1}{E_s} - 2\right)\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^2} \qquad (4)$$

در رابطه‌ی ۴، ε'_c کرنش در تنش بیشینه‌ی f'_c، E_1 سختی مماسی اولیه برابر با $\frac{2f'_c}{\varepsilon'_c}$ و E_s مدول سکانت در تنش بیشینه برابر با $\frac{f'_c}{\varepsilon'_c}$ است.

با تبدیل رابطه‌ی ۴ به یک منحنی ۳ خطی، که با هدف کاهش خطاها و حجم عملیات مورد نیاز در هرگام افزایشی کرنش در فرایند حل معادلات دیفرانسیل صورت می‌پذیرد، شاخه‌ی صعودی منحنی با استفاده از رابطه‌های ۵ تا ۷ تعریف می‌شود که در آن‌ها $E_2 = 0.3E_1$ و $E_3 = 0$ است.

$$\left.\begin{array}{l} 0 < \varepsilon_c < 0.375\,\varepsilon'_c \\ f_c = E_1\varepsilon_c < 0.75 f' \end{array}\right\} \quad \text{شاخه‌ی اول} \qquad (5)$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.375\varepsilon'_c < \varepsilon_c < 0.80\,\varepsilon'_c \\ f_c = 0.75\, f'_c + E_2(\varepsilon_c - 0.375\varepsilon'_c) \le f'_c \end{array}\right\} \quad \text{شاخه‌ی دوم} \qquad (6)$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.80\,\varepsilon'_c < \varepsilon_c < \varepsilon'_c \\ f_c = f'_c \end{array}\right\} \quad \text{شاخه‌ی سوم} \qquad (7)$$

در اغلب موارد برای جلوگیری از بروز مشکلات عددی در نرم‌افزارهای اجزاء محدود، مدول سختی مماسی در قسمت نزولی صفر فرض می‌شود.

لغزش

تحقیقات نشان داده است که وقتی طول مهاری از ۲۸ برابر قطر میلگرد بزرگ‌تر باشد، زوال و کاهش چسبندگی نسبت به سطوح تنش برشی متغیر، بسیار اندک و ناچیز است.[۱۵] به‌عبارت‌دیگر برای پیشگیری از زوال در چسبندگی، عمق ستون باید دست‌کم از ۲۸ برابر قطر میلگرد بیشتر باشد. در این تحقیق، سعی بر آن بوده است که در طراحی‌ها نسبت بالا برقرار باشد و در مواردی که امکان استفاده از میلگردهای با قطر کوچک‌تر وجود ندارد با اصلاح منحنی تنش-کرنش میلگردها به کمک رابطه‌های ۸ و ۹، آثار لغزش در مدل‌ها ملحوظ شده است.[۲۳]

$$\varepsilon_s \le \varepsilon_n$$

$$\sigma_s = E_s . \varepsilon_s \qquad (8)$$

$$\varepsilon_s \ge \varepsilon_n$$

$$\sigma_s = f_n + (0.02 + 0.25B)\, E_s\, (\varepsilon_s - \varepsilon_n) \qquad (9)$$

در رابطه‌های ۸ و ۹، ε_s و σ_s به ترتیب کرنش و تنش معادل میلگرد برای درنظرگرفتن آثار لغزش است. مطابق آنچه در رابطه‌ی ۹ آمده است، تنش میانگین σ_s تابعی خطی از پارامتر B است و این رابطه‌ی خطی با حد مرزی ε_n محدود می‌شود. ε_n و B در رابطه‌های ۱۰ و ۱۱ تعریف می‌شوند:

$$B = \left(f'_t / f_y\right)^{1.5} / \rho \qquad (10)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_y\,(0.93 - 2B) \qquad (11)$$

Archive of SID
www.SID.ir

در رابطه‌های ۱۰ و ۱۱، ε_y، σ_y و E_s به‌ترتیب کرنش تسلیم، تنش تسلیم و مدول ارتجاعی میلگرد آزاد (بدون حضور بتن) هستند. به‌بیان‌دیگر ε_n و تنش معادلش f_n، حدود تسلیم جدید در رابطه‌ی تنش -کرنش فولاد هستند. f'_t تنش ترک‌خوردگی بتن و ρ نسبت سطحی میلگرد در مقطع است و باید از مقدار کمینه‌ی ۰٫۰۰۵ بیشتر باشد. تجربه نشان داده است که مقدار f_n نسبت به f_y، در سازه‌های معمولی حدود ۱۵٪ کاهش می‌یابد. در شکل ۶ وضعیت ترک‌خوردگی یکی از نمونه‌ها نشان داده شده است.

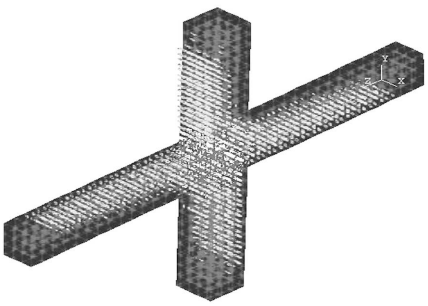
مقایسه‌ی نتایج تحلیل عددی با نتایج آزمایش

برای اطمینان از درستی نحوه‌ی مدل‌سازی و فرضیات به‌کارگرفته‌شده در نرم‌افزار ANSYS، در شکل ۷ نتایج حاصل از مدل اجزاء محدود، با نتایج یک آزمایش عملی‌مقایسه شده است.[۲۴]

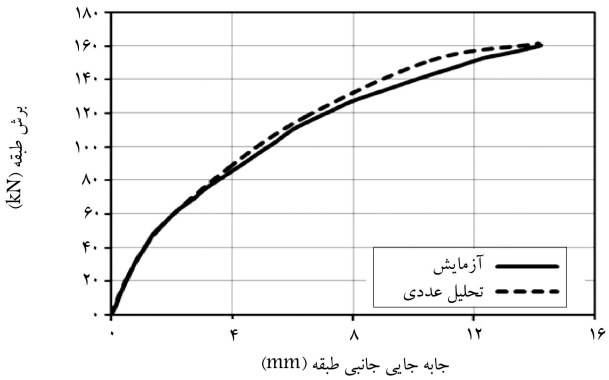
نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود

در شکل ۸الف، منحنی‌های نیرو -تغییرمکان جانبی نمونه‌های موردمطالعه که شرح آنها در بند ۴ آمده، ارائه شده است. در این نمودارها برش پایه در هر مرحله به بیشترین مقدار تقسیم شده است.

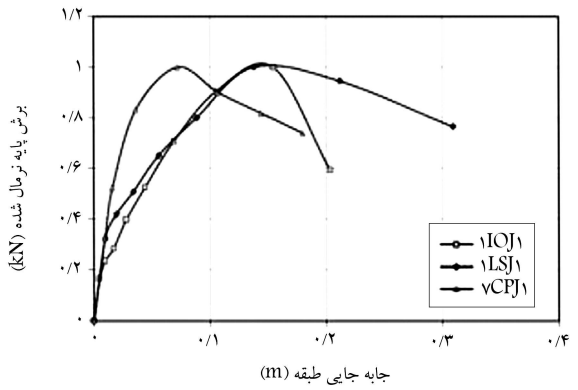
حداکثر نیروی برشی در اتصال‌های ۷CPJ۱، ۱LSJ۱ و ۱IOJ۱ به‌ترتیب ۱۶۵، ۳۷۵ و ۵۶۰ کیلو نیوتن است. نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن است که در اتصال قاب با سطح عملکرد IO، در برشی کمتر از برش متناظر با نقطه‌ی عملکرد، تیرهای اطراف اتصال بحرانی جاری می‌شوند، اما در برشی دقیقاً برابر با برش متناظر با نقطه‌ی عملکرد است که جاری‌شدگی در ستون‌های اطراف اتصال



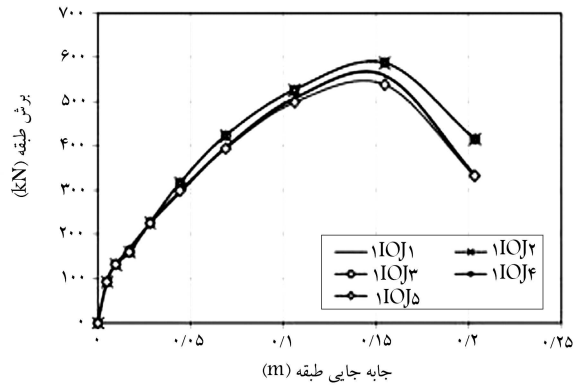
شکل ۶. تصویر ترک‌خورده‌ی یکی از نمونه‌ها.



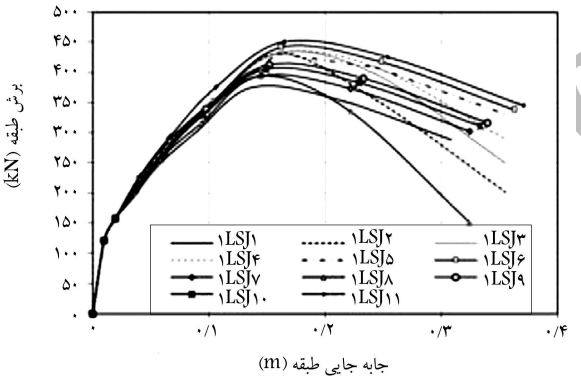
شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج مدل اجزاء محدود با نمونه‌ی آزمایشگاهی.



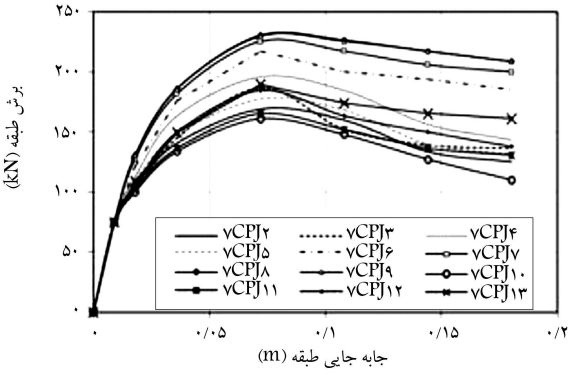
الف) نمونه های مطابق با ضوابط آبا و استاندارد ۲۸۰۰؛



ب) نمونه های IO؛



ج) نمونه های LS؛



د) نمونه های CP.

شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی نیروی جانبی -تغییر مکان جانبی، برای مدل های اجزاء محدود.

Archive of SID
www.SID.ir

به‌وجود می‌آید. در اتصال بحرانی قاب با سطح عملکرد LS، در برشی کمتر از برش متناظر با نقطه‌ی عملکرد، ابتدا تیرهای اطراف اتصال و سپس ستون‌ها جاری شدند؛ اما در اتصال میانی واقع در طبقه‌ی هفتم از قاب با سطح عملکرد CP، در برشی کوچک‌تر از برش متناظر با نقطه‌ی عملکرد سازه، ستون زودتر از تیر جاری می‌شود. با توجه به ویژه‌بودن قاب‌ها و اینکه «آبا» تمهیدات خاصی را برای این قاب‌ها درنظر می‌گیرد، مشاهده می‌شود که در این موارد جاری‌شدن میلگردها قبل از خردشدن بتن اتفاق می‌افتد. جدول‌های ۳ تا ۵ و شکل‌های ۸ب، ۸ج و ۸د خلاصه‌ی تغییرهای ایجادشده در نمونه‌ها، محاسبه‌های مربوط به آن‌ها و نتایج به‌دست آمده از تحلیل اجزاء محدود را ارائه کرده‌اند. مثلاً جدول ۳ که نام نمونه‌های IO بر آن نهاده‌شده است در حقیقت مشخصات و نتایج مدل‌هایی را در خود لیست کرده است که از ایجاد تغییر در بعضی پارامترهای موجود در اتصال میانی قاب با سطح عملکرد IO از جدول ۲ به‌وجود آمده‌اند. علت ایجاد این تغییرات، رسیدن به اتصالاتی با مقادیر متفاوت $\Sigma M_{rc}/\Sigma M_{rb}$ و نقد رابطه‌ی ۳ است. شایان ذکر است که ردیف عمودی آخر از جداول ۳ تا ۵ محل تشکیل اولین مفصل خمیری را نشان می‌دهد.

در جدول‌های ۳ تا ۵، f_c مقاومت فشاری بتن، f_y تنش تسلیم فولادهای طولی،

جدول ۳. مشخصات نمونه‌ها و خلاصه‌ی نتایج تحلیل نمونه‌های IO.

نمونه	ρ_{top}	ρ_{bot}	ρ_{joint}	M_1(kN-m)	M_2(kN-m)	P (kN)	M_c(k-m)	$\sum M_c/\sum M_b$	مود شکست
۱IOJ۱	۰٫۸۸	۰٫۴۱	۱٫۵۴	۲۰۷٫۶۴	۱۰۳٫۶۳	۲۰۰۰	۹۰۴٫۷۰	۵٫۸۱	BJ
۱IOJ۲	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۱٫۵۴	۲۰۷٫۶۴	۲۰۷٫۶۴	۲۰۰۰	۹۰۴٫۷۰	۴٫۳۶	BJ
۱IOJ۳	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۰٫۶۷	۲۰۷٫۶۴	۲۰۷٫۶۴	۲۰۰۰	۹۰۴٫۷۰	۴٫۳۶	BJ
۱IOJ۴	۰٫۸۸	۰٫۸۸	۲٫۳۱	۲۰۷٫۶۴	۲۰۷٫۶۴	۲۰۰۰	۹۰۴٫۷۰	۴٫۳۶	BJ
۱IOJ۵	۰٫۵۹	۰٫۵۹	۱٫۵۴	۱۴۴٫۴۹	۱۴۴٫۴۹	۲۰۰۰	۹۰۴٫۷۰	۶٫۲۶	BJ

جدول ۴. مشخصات نمونه‌ها و خلاصه‌ی نتایج تحلیل نمونه‌های LS.

نمونه	ρ_{top}	ρ_{bot}	ρ_{joint}	M_1(kN-m)	M_2(kN-m)	P(kN)	M_c(k-m)	$\sum M_c/\sum M_b$	مود شکست
۱LSJ۱	۱٫۱۰	۰٫۵۰	۱٫۸۰	۲۵۱٫۷۰	۱۲۳٫۸۱	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۶۴	BJ
۱LSJ۲	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۰٫۰۰	۲۵۱٫۷۰	۲۵۱٫۷۰	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۲۳	J
۱LSJ۳	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۰٫۵۰	۲۵۱٫۷۰	۲۵۱٫۷۰	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۲۳	J
۱LSJ۴	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۱٫۰	۲۵۱٫۷۰	۲۵۱٫۷۰	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۲۳	J
۱LSJ۵	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۱٫۸۰	۲۵۱٫۷۰	۲۵۱٫۷۰	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۲۳	J
۱LSJ۶	۱٫۱۰	۱٫۱۰	۳٫۶۰	۲۵۱٫۷۰	۲۵۱٫۷۰	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۲۳	BJ
۱LSJ۷	۰٫۹۰	۰٫۹۰	۱٫۸۰	۲۱۱٫۵۸	۲۱۱٫۵۸	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۴۶	BJ
۱LSJ۸	۰٫۹۰	۰٫۹۰	۰٫۰۰	۲۱۱٫۵۸	۲۱۱٫۵۸	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۴۶	J
۱LSJ۹	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۸۰	۲۳۱٫۹۵	۲۳۱٫۹۵	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۳۳	J
۱LSJ۱۰	۰٫۹۵	۰٫۹۵	۲٫۸۰	۲۲۱٫۸۴	۲۲۱٫۸۴	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۳۹	BJ
۱LSJ۱۱	۱٫۴۰	۱٫۰	۱٫۸۰	۳۰۷٫۱۸	۲۳۱٫۹۵	۲۰۰۰	۳۰۸٫۷۰	۱٫۱۵	J

جدول ۵. مشخصات نمونه‌ها و خلاصه‌ی نتایج تحلیل نمونه‌های CP.

نمونه	F_c (Mpa)	F_y(Mpa)	ρ	ρ_{joint}	M_b (kN-m)	ρ_{col}	P(kN)	M_c (kN-m)	$\sum M_c/\sum M_b$	مود شکست
۷CPJ۲	۲۸	۴۰۰	۲٫۵	۱٫۳۵	۱۳۴٫۳۳	۲٫۰	۵۶۰	۱۳۵٫۴	۱٫۰۱	J
۷CPJ۳	۳۳	۴۱۰	۲٫۱	۱٫۸	۱۲۸٫۸۶	۲٫۴	۵۶۰	۱۵۱٫۵	۱٫۱۸	J
۷CPJ۴	۳۳	۴۱۰	۲٫۱	۱٫۲	۱۲۸٫۸۶	۲٫۷	۵۶۰	۱۶۴٫۲	۱٫۲۷	J
۷CPJ۵	۳۶	۴۱۰	۲٫۵	۱٫۲	۱۴۹٫۵۲	۱٫۶	۵۶۰	۱۳۱٫۹	۰٫۸۸	J
۷CPJ۶	۳۶	۴۱۰	۲٫۵	۱٫۸	۱۴۹٫۵۲	۳٫۱	۵۶۰	۱۸۳٫۲	۱٫۲۳	J
۷CPJ۷	۴۰	۴۱۰	۲٫۵	۱٫۲	۱۵۴٫۱۷	۳٫۵	۵۶۰	۲۱۵٫۵	۱٫۳۷	BJ
۷CPJ۸	۴۷	۴۱۰	۲٫۵	۱٫۲	۱۶۰٫۴۱	۳٫۸	۵۶۰	۲۲۹٫۱	۱٫۴۳	BJ
۷CPJ۹	۴۷	۴۱۰	۲٫۵	۱٫۸	۱۶۰٫۴۱	۳٫۸	۵۶۰	۲۲۹٫۱	۱٫۴۳	BJ
۷CPJ۱۰	۳۰	۴۱۰	۲٫۱	۰٫۶	۱۲۵٫۲۸	۲٫۰	۵۶۰	۱۴۰٫۶	۱٫۱۲	J
۷CPJ۱۱	۳۰	۳۷۰	۲٫۱	۱٫۲	۱۱۶٫۵۳	۱٫۸	۵۶۰	۱۳۰٫۷	۱٫۱۲	J
۷CPJ۱۲	۳۲	۴۰۰	۲٫۵	۰٫۶	۱۴۱٫۴۵	۱٫۹	۵۶۰	۱۴۴٫۳	۱٫۰۲	J
۷CPJ۱۳	۳۲	۴۰۰	۲٫۵	۱٫۲	۱۴۱٫۴۵	۲٫۷	۵۶۰	۱۷۳٫۱	۱٫۲۲	J

Archive of SID

www.SID.ir

ρ_{top} نسبت سطحی فولاد طولی در قسمت بالایی مقطع تیر، ρ_{bot} نسبت سطحی فولاد طولی در پایین مقطع تیر، ρ_{joint} نسبت حجمی فولاد عرضی در اتصال، ρ_{col} نسبت سطحی فولاد طولی در مقطع ستون (همگی به درصد)، M_1 لنگر مقاوم تیر در حرکت قاب به سمت چپ، M_2 لنگر مقاوم تیر در حرکت قاب به سمت راست، M_c لنگر مقاوم ستون و P بار محوری ستون است. حالت شکست J بیانگر تشکیل مفصل خمیری ابتدا در درون اتصال، و حالت شکست BJ بیانگر تشکیل مفصل خمیری ابتدا در تیر و سپس در اتصال است. در نمونه‌های CP به‌دلیل برابری میلگردهای بالا و پایین مقطع تیر، فقط از یک ρ و یک M به‌نام‌های ρ_{beam} و M_b استفاده شده است. اطلاعات این جدول‌ها نشان می‌دهد، در صورت استفاده از خاموت‌هایی با مقادیر متعارف، وقتی $\sum M_c/\sum M_b$ از ۱/۳۷ بزرگتر باشد اولین مفصل خمیری در تیر تشکیل می‌شود. در نمونه‌هایی که حالت شکست در آن‌ها BJ است ابتدا ترک‌های کششی در وجوه کششی اتصال تشکیل می‌شود، سپس با افزایش بار پس از جاری‌شدگی میلگردهای تیر، وجوه فشاری اتصال با خردشدگی مواجه می‌شوند. با بررسی دقیق‌تر اتصالاتی که در این تحقیق مدل شده‌اند، مشاهده می‌شود هر چند وجود نیروی محوریِ بیشتر در طبقات تحتانی، سعی در نامطلوب‌کردن رفتار اتصال دارد اما اتصالات طبقات تحتانی رفتارهای بهتری را از خود نشان می‌دهند. یکی از علت‌های این مسئله می‌تواند ظرفیت خمشی بیشتر ستون‌ها در طبقات پایین که اتصال هم جزئی از آن‌هاست باشد. در طبقات تحتانی یک سازه نسبت ظرفیت خمشی ستون‌ها به ظرفیت خمشی تیرها بزرگ‌تر است و به همین علت لولای خمیری ابتدا در تیرها تشکیل می‌شود.

نتیجه گیری

۱. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که نسبت مندرج در رابطه‌ی ۳ که «آبا» برای اطمینان از تشکیل اولین لولای خمیری در تیرها کنترل آن را لازم می‌داند، برای اینکه با سایر سطوح عملکردی تطبیق داشته باشد، از مقدار ۱/۲ به مقدار ۱/۴ تغییر یابد. این تذکر لازم است که با توجه به تغییر ابعاد تیرها و ستون‌ها، این پیشنهاد لزوماً باعث افزایش هزینه‌های اقتصادی طرح نخواهد شد؛

۲. تغییرشکل برشی اتصال تیر-ستون اساساً با انبساط قطرکششی افزایش می‌یابد و سهم انقباض قطر فشاری در آن اندک است؛

۳. تنش‌برشی‌در اتصال در موقع شکست، می‌تواند کمتر از مقاومت نهایی برشی اتصال باشد؛

۴. کاهش ظرفیت مهار و چسبندگی میلگردهای طولی تیر (گذرنده از اتصال) موجب کاهش ظرفیت برشی اتصال می‌شود؛

۵. رعایت ضوابط «آبا» برای اتصالات طبقات تحتانی (از نظر محل تشکیل لولای خمیری) نسبت به طبقات فوقانی رفتار مناسب‌تری را ارائه می‌دهد؛

۶. کنترل تغییرمکان جانبی نسبی اثر بسیار زیادی در بهبود رفتار اتصال دارد. مثلاً در قاب با سطح عملکرد IO که در آن تغییرمکان جانبی نسبی از دیگر قاب‌ها کمتر است، در تمام حالت‌ها لولای خمیری ابتدا در درون تیرها تشکیل می‌شود؛

۷. تعبیه‌ی خاموت محصورکننده‌ی بتن در چشمه‌ی اتصال، شیب شاخه‌ی نزولی منحنی نیرو ـ جابجایی را کاهش می‌دهد و باعث افزایش شکل‌پذیری می‌شود.

منابع

1. Karasan, I.D. and Jirsa, J.D. "Behavior of concrete under compressive loadings", *Journal of struct. Div. ASCE*, **95**, pp.2543-63 (1969).
2. Filippou, F.C.; Popov, E.P. and Bertero, V.V. "Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints", EERC Report 53- 19, *Earthquake Engineering Research Centre,* University of California, Berkeley (1983a).
3. Paulay, T. "Equilibrium criteria for reinforced concrete beam column joints", *ACI structural Joumal*, **86**(6), pp. 635-643 (1989).
4. Shiohara, H. "New model for shear failure of RC interior beam-column connection", *Journal of the School of Engineering*, Univ. of Tokyo (1998).
5. Maslak Leon, R.T. "Shear strength and hysteretic behavior of beam-column joints", *ACI Structural Journal*, **87**(1), pp. 3-11 (Jan-Feb 1990).
6. Cheung, P.C.; Paulay, T. and Park, R. "Behavior of beam column joints in seismically loaded reinforced concrete frames", *The structural Engineer Journal,* **71**(8), pp.129-138 (1993).
7. Uma, S.R. "Seismic behavior of beam column joints in reinforced concrete moment resisting frames", *Department of Civil Engineering, Indian Institute of technology Madras,* Chennai (1996).
8. Xiao, R.Y. and O'.Flaherty, T. "Finite-element analysis of tested concrete connections", *Department of Civil and Environmental Engineering,* University of Southampton (1999).
9. Ghobarah, A. and Said, A. "Shear strengthening of beam-column joints", *Department of Civil Engineering, McMaster University*, Hamilton, Ontario L8S 4L7, Canada, (2001).
10. Shin, M. and Lafave, J.M. "Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in RC beam-column connections", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 0301 (2004).
11. Bakir, P.G. and Boduroglu, H.M. "Nonlinear analysis of beam–column joints using softened truss model", *Civil Engineering Department,* Istanbul Technical University (2005).
12. ACI-ASCE Committee 352 "Recommendations for design of beam column joints in monolithic reinforced concrete structures", (.\CI-352R), *American Concrete Institute*, Detroit, MI. (1976).

Archive of SID

www.SID.ir

۱۳. «راهنمای آیین‌نامه‌ی بتن ایران آبا»، نشریه‌ی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، **۱۲۶** (۱۳۸۴).

۱۴. «ساختمان های بتنی»، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۵).

۱۵. «استاندارد ۲۸۰۰ ایران»، وزارت مسکن و شهرسازی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم (۱۳۸۴).

16. SAS ANSYS 7.1 Finite Element Analysis System, SAS IP, Inc. (2003).

17. Bazant, Z.P. and Planas, J. "Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials", CRC Press, Florida, USA (1997).

18. Sukumar, N.; Moes, N.; Moran, B. and Belytschko, T. "Extended finite element method for three-dimensional crack modeling", *Int. J. Numer. Meth. Engng*, **48**, pp. 1549-1570 (2000).

19. Chopp, D.L. and Sukumar, N. "Fatigue crack propagation of multiple coplanar cracks with the coupled extended finite element/fast marching method", *International Journal of Engineering Science*, **41**, pp. 845-869 (2003).

20. Moes, N. and Belytschko, T. "Extended finite element method for cohesive crack growth", *Engineering Fracture Mechanicks*, **69**, pp. 85-833 (2002).

21. Cewenka, V. "Constitutive model for cracked reinforced concrete", *Journal of the American Concrete Institute*, **82**(6), pp. 877-882 (1985).

22. Saens, L.P. "Equation for the stress-strain curve of concrete (discussion)", *Journal of the American Concrete Institute*, **61**(9), pp. 1229- 1235 (1964).

23. Belarbi, A. and Hsu, TT. "Constitutive laws of reinforced concrete in biaxial tension compression", *Journal of the American Concrete Institute*, **92**, pp. 562- 573 (1995).

24. Kwak, H.G. and Filippou, F.C. "Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads", Report No. UCB/SEMM-90/14, *Structural Engineering, Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering*, University of California, Berkeley (November 1990).

Archive of SID

www.SID.ir