

# رفتار وصله در ستونهای بتنی تحت بارگذاری رفت و برگشتی

سعید تاروردیلو\* و آرش فرجادی\*\*  
گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه

(دریافت مقاله: ۱۳۸۶/۱۱/۲۵ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۸۸/۶/۲۱)

چکیده -

واژگان کلیدی:

## Cyclic Response of Lap Spliced Reinforced Concrete Columns

S. Tariverdilo and A. Farjadi

Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Urmia University

**Abstract:** *Placing column lap splice at possible nonlinear deformation locations may adversely affect the structure's response to strong ground motions. Localization of damage in the splice zone may change the structural response and prevent the load redistribution and development of a uniform pattern of nonlinear excursions among various members. Using laboratory.*

\*\* - کارشناس ارشد

\* - استادیار

experiments, this study aims to present a model that can be used for predicting the behavior of lap spliced columns. The model is able to include the effects of longitudinal bar arrangement, bar yield stress, and the amount and spacing of transverse bars. It is shown that there is a good correlation between model and experimental results. Also, it is shown that the method of FEMA 356 to evaluate the effect of lap splice on column behavior is conservative. Finally, the results of nonlinear static and dynamic analyses of an ordinary moment resisting frame are presented. This case study indicates large damage localization due to deterioration of lap splice in column sections with nonlinear deformation

**Keywords:** Lap splice, Slip, Shear-friction, Localization.

تعداد آرماتورهای طولی موجود در مقطع	$n$	ضریب مربوط به خرابی تغییر مکان	$a_1$
تعداد آرماتورهای طولی وصله شده در صفحه ترک	$N$	ضریب مربوط به خرابی انرژی	$a_2$
تعداد ساقهای خاموت عمود بر صفحه ترک	$n_l$	سطح مقطع آرماتورهای طولی وصله شده	$A_b$
تعداد خاموتها در طول وصله	$n_t$	سطح مقطع خاموت	$A_h$
محیط مقطع بلوک بتنی حول آرماتور وصله	$p$	پوشش	$c$
فاصله میانگین بین آرماتورهای وصله شده در وجه بحرانی ستون	$s$	قطر هسته d بتنی مقطع دایره ای	$D'$
سختی یا مقاومت اولیه	$s_0$	قطر آرماتور طولی وصله شده	$d_b$
سختی یا مقاومت مربوط به چرخه dام	$s_d$	تغییر مکان متناظر انهدام	$d_f$
نیروی توسعه یافته در آرماتور وصله	$T_b$	قطر خاموت	$d_h$
مقدار لغزش	$u$	تغییر مکان ماکزیمم	$d_{max}$
کرنش اصطکاکی که برابر با کرنش حاصل از لغزشی به اندازه فاصله بین دو آج متوالی است. با فرض آنکه فاصله دو آج متوالی ۱۰ میلیمتر باشد، مقدار این کرنش مساوی $10 / I_s$ بر حسب میلیمتر خواهد بود	$\epsilon_r$	انرژی جذب شده در بارگذاری رفت و برگشتی	$E_{hys}$
کرنشهای الاستیک	$\epsilon_{se}$	انرژی جذب شده در بارگذاری یکنوا	$E_{mon}$
کرنشهای لغزشی	$\epsilon_{ss}$	مدول الاستیسیته آرماتور	$E_s$
کرنش متناظر با تنش پیوستگی ماکزیمم	$\epsilon_s$	تنش اصطکاکی (تنش پیوستگی حداقل نظیر مقاومت باقیمانده)	$f_r$
میزان کاهش سختی و یا مقاومت	$\delta_s$	تنش توسعه یافته در آرماتور وصله	$f_s$
		ماکزیمم تنش توسعه یافته در وصله	$f_{s,max}$
		مقاومت کششی بتن	$f_t$
		مقاومت تسلیم خاموت که برابر با $0.015E_s$ گرفته شده است	$f_{yh}$
		طول وصله	$l_s$

## ۱- مقدمه

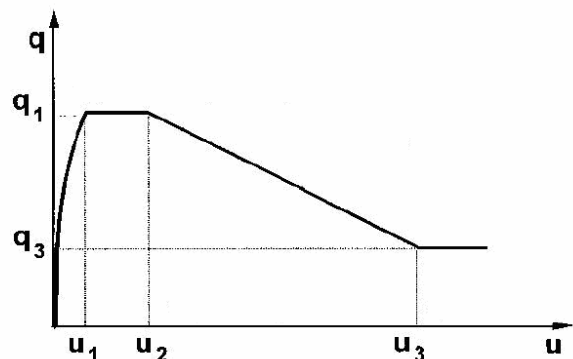
عرضی - که منجر به عدم محصورشدگی هسته بتنی، رفتار نامناسب وصله، کماتش آرماتورهای طولی و یا شکست برشی می شود - و طول کوتاه یا محل نامناسب وصله بوده است [۱]. رفتار نامناسب وصله می تواند ناشی از طول کوتاه آن، قرارگیری

بررسی شکستهای ترد اعضای بتنی در زلزله های گذشته نشانگر آن است که در اکثر موارد علت وقوع شکست ترد، آرایش نامناسب آرماتورهای طولی و فاصله زیاد آرماتورهای

غیرخطی در این محل منجر به وقوع لغزش در وصله شده، می‌تواند رفتار ستون را به شدت تحت تأثیر قرار دهد.

اکثر تحقیقات انجام شده روی وصله بر محاسبه ماکزیمم نیروی قابل انتقال توسط آن متمرکز بوده است، به‌عنوان مثال [۴ و ۵]. در این مطالعات که مبنای ضوابط آیین‌نامه بتن آمریکا را نیز تشکیل می‌دهند، ظرفیت مقاومتی اتصال توسط دو جمله موازی ارایه می‌شود که جمله اول ظرفیت وصله در حالت محصورنشده و جمله دوم اثر محصورشدگی ناشی از آرماتورهای عرضی در افزایش مقاومت وصله را نشان می‌دهد. الیگهاوسن و همکاران برای منحنی تنش پیوستگی-لغزش، روابطی تجربی بر پایه یک‌سری مطالعات آزمایشگاهی وسیع ارایه دادند [۶]. مطالعات انجام شده که مبنای برخی از تحقیقات بعدی نیز قرار گرفته است بر روی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش در اتصال تیر-ستون است که وضعیت منحنی تنش پیوستگی-لغزش آن معمولاً به دلیل محصورشدگی هندسی به مراتب از وضعیت در وصله بهتر است. به‌همین خاطر تعمیم این نتایج برای بررسی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش باید با احتیاط صورت گیرد. شکل (۱) منحنی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادی توسط الیگهاوسن و همکاران را نشان می‌دهد [۶]. کمیته اروپایی بتن با استفاده از این نتایج نموداری مشابه شکل (۱) با پارامترهای ارایه شده در جدول (۱)، برای تعریف منحنی تنش پیوستگی-لغزش ارایه کرده است [۷]. همچنان‌که در این جدول مشاهده می‌شود برای حالت بتن محصورشده مقدار تنش محصورکننده باید در حدود ۷/۵ مگاپاسکال باشد که این مقدار معمولاً توسط آرماتور عرضی و یا مواد کامپوزیت قابل تأمین نیست. به‌عبارتی براساس این مدل افزایش تنش محصورکنندگی در حدود معمول، منجر به افزایش تنش پیوستگی ماکزیمم نمی‌شود و تنها قادر به بهبود رفتار پس از بار حداکثر خواهد بود.

در همین راستا اکثر مطالعات انجام‌شده روی لغزش بر مدلسازی تغییرشکل اضافی ناشی از آن در اتصالات متمرکز بوده است. سزن و موهلی با فرض توزیع تنش پیوستگی ثابت ولی متفاوت، برای آرماتور در قسمت تسلیم‌شده و نشده، دوران



شکل ۱- منحنی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادی الیگهاوسن و همکاران

آن در محل تمرکز تغییرشکل‌های غیرخطی همزمان با فقدان محصورشدگی مناسب توسط آرماتورهای عرضی باشد. در سازه‌های موجود طراحی شده براساس ضوابط آیین‌نامه‌های قدیمی، طراحی وصله صرفاً برای انتقال فشار بوده که منجر به طول وصله در حدود ۲۰ برابر قطر آرماتور طولی می‌شود. در مقایسه با مقادیری که آیین‌نامه‌های فعلی مقرر می‌دارند، طول کم وصله، منجر به کاهش شدید در انرژی قابل جذب در وصله، تحت بارگذاری رفت و برگشتی می‌شود. در ضمن در ساختمانهای قدیمی مقدار آرماتور عرضی محصورکننده تابعی از ابعاد مقطع و مشخصات میلگردهای طولی نبوده و فاصله آرماتورهای عرضی نیز زیاد است. عدم وجود محصورشدگی مناسب توسط آرماتورهای عرضی، کاهش مقاومت و سختی را تحت بارهای رفت و برگشتی نیز تشدید می‌کند. از طرفی با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ها که در آنها برای سطوح شکل‌پذیری متوسط و معمولی، قرارگیری وصله در پای ستون مجاز دانسته شده است، به‌عنوان مثال [۲ و ۳]، و به دلیل سهولت در اجرا، در اغلب موارد برای این سطوح شکل‌پذیری طراحی، وصله آرماتورهای طولی در پای ستون اجرا می‌شود. این محل نامناسبترین محل برای وصله در ستون است، چراکه دقیقاً منطبق بر محل ماکزیمم لنگر در ستون بوده و احتمال وقوع تغییرشکل‌های غیرخطی (تشکیل مفاصل پلاستیک) در آن بسیار زیاد است. بارهای رفت و برگشتی زلزله و تمرکز تغییرشکل‌های

جدول ۱ - مقادیر پیشنهادی کمیته اروپایی بتن برای روابط تنش پیوستگی [۷]

بتن محصورنشده	بتن محصورشده	
$c > 5d_b$ پوشش $10d_b >$ فاصله خالص بین آرماتورهای طولی $A_{st} > nA_s$ یا $f_{con} > 7.5\text{MPa}$ فشار محصور کننده	$c > d_b$ پوشش آرماتور عرضی $A_{st} > 0.25nA_s$	تعریف محصور شدگی
$d_b$ : قطر آرماتور طولی $nA_s$ : مساحت آرماتورهای عرضی در برگرفته $nA_s$ $A_s$ : مساحت یک آرماتور طولی $n$ : تعداد آرماتورهای طولی در برگرفته شده توسط $A_{st}$		
$2.5\sqrt{f'_c}$ Mpa	$2.0\sqrt{f'_c}$ Mpa	$\tau_{max}$
$0.40\tau_{max}$	$0.15\tau_{max}$	$2.0\sqrt{f'_c}$ Mpa
1.0 mm	0.6 mm	$u_1$
3.0 mm	0.6 mm	$u_2$
فاصله بین آجها	1.0 mm	$u_3$

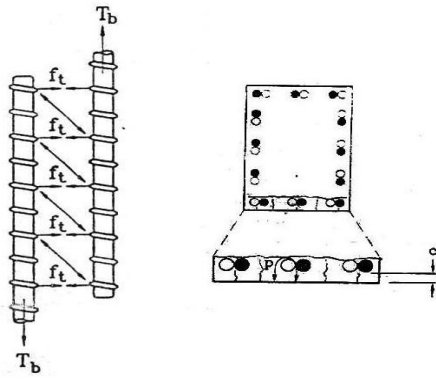
غیرخطی ناشی از تغییرشکل خمشی و وقوع لغزش در وصله استفاده کردند و برای به دست آوردن رفتار یکنوای فنر غیرخطی مدل کننده اثر لغزش، مدل تنش پیوستگی - لغزش هرجلی و مرسوم را به کار گرفتند [۱۲]، آن گاه با روشی مبتنی بر سعی و خطا و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، پارامترهای لازم برای تعریف منحنی هیستریزس (پارامترهای لازم برای مدل کردن کاهندگی سختی، مقاومت و لهیدگی) را تعیین کردند. اشکال اساسی این روش لزوم و سختی محاسبه رفتار فنرها برای هر مقطع و المان متفاوت است.

گوبارا و همکاران با استفاده از مدلی ساده از رفتار وصله، اثر آن را در پاسخ لرزه‌ای سازه بررسی کردند [۱۳]. آنها با صرف نظر از اثر لغزش وصله در افزایش تغییرشکل جانبی سازه، تنها اثر آن را در کاهش مقدار ظرفیت خمشی ستون مد نظر قرار دادند. آنها بدین منظور در حالت طول وصله کافی با فرض تسلیم آرماتور، مقاومت خمشی را متناظر رسیدن بتن به کرنش فشاری  $0.0035$  فرض کردند و در حالت طول ناکافی وصله نیز با کاهش مقدار تنش ماکزیمم قابل حصول در آرماتور، مقدار مقاومت خمشی مقطع را محاسبه کردند. نتایج تحلیلهای

صلب ستون ناشی از تنیدگی آرماتور در اتصال را مورد ارزیابی قرار دادند [۸]. مازونی و همکاران به روشی مشابه و با فرض اینکه دوران حول وسط مقطع رخ می دهد و با استفاده از منحنی تنش-کرنش سه خطی برای آرماتور، مقدار دوران ناشی از گسترش تسلیم<sup>۲</sup> در اتصال را محاسبه کردند [۹].

ژائو و ما ضمن انجام مطالعات آزمایشگاهی، مدلی برای محصورشدگی ناشی از مواد کامپوزیت روی منحنی تنش پیوستگی - لغزش تحت بارگذاری یکنوا ارائه کردند [۱۰]. آنها با فرض یک منحنی نرم شونده برای منحنی تنش پیوستگی - لغزش، مقدار تنش ماکزیمم قابل حصول را تابعی از مقدار تنش محصورکننده حاصل از مواد کامپوزیت فرض کردند. افزایش تنش پیوستگی ماکزیمم با افزایش تنش محصورکنندگی در این مدل با نتایج الیگهاوسن و همکاران و همچنین مدل پیشنهادی کمیته اروپایی بتن در تضاد است.

چو و پینچرا رفتار رفت و برگشتی ستون با وصله را با استفاده از فنرهای پیچشی غیرخطی که در رفتار آنها اثرات کاهندگی سختی، مقاومت و لهیدگی<sup>۳</sup> لحاظ شده، مدل کردند [۱۱]. آنها از دو فنر پیچشی سری برای مدل کردن دوران

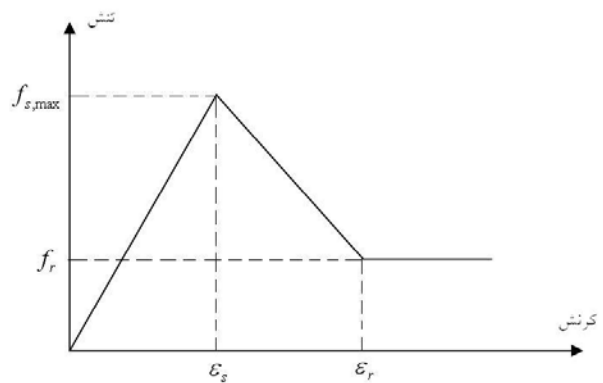


شکل ۳- شکست وصله آرماتورهای طولی در ستون با مقطع مربع مستطیل

قرار می‌گیرد.

## ۲- مدل پیشنهادی برای روابط تنش- کرنش در وصله با توجه به لغزش

شکل (۲) منحنی تنش-کرنش لغزشی پیشنهادی برای آرماتورهای وصله شده را نشان می‌دهد. در این شکل  $f_{s,max}$  ماکزیمم تنش توسعه یافته در وصله،  $f_r$  تنش اصطکاکی (نظیر مقاومت باقیمانده)،  $\epsilon_s$  کرنش متناظر با بیشترین تنش توسعه یافته در وصله، و  $\epsilon_r$  کرنش متناظر با تنش اصطکاکی اند. برای تعیین مقادیر تنشهای فوق از روش پیشنهادی پرستلی و همکاران استفاده شده است که در آن ماکزیمم تنش توسعه یافته در وصله، تابعی از مقاومت کششی بتن فرض می‌شود [۱۵]. به این ترتیب که پیرامون هر آرماتور وصله شده، یک سطح شکست با محیط  $p$  و طول  $l_s$  در نظر گرفته شده و حداکثر نیروی قابل حصول در وصله از حاصل ضرب مساحت این سطح شکست در مقاومت کششی بتن به دست می‌آید. اگر فرض کنیم که مقاومت در مقابل لغزش، توسط مکانیزم خرابایی با زاویه ۴۵ درجه بین آجهای آرماتورهای مجاور، یا بین آرماتورها و بتن هسته، به دست آید، آنگاه نیروی کششی عرضی با نیروی مقاوم به وجود آمده در آرماتور، شکل (۳) برابر خواهد بود. بنابراین برای بیشترین تنش توسعه یافته در آرماتور وصله،  $f_{s,max}$  خواهیم داشت



شکل ۲- شکل کلی منحنی تنش-کرنش پیشنهادی برای وصله

آنها نشان داد که وقوع لغزش در وصله می‌تواند منجر به افزایش قابل ملاحظه در تغییر شکل جانبی سازه شود.

پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها روشی مبتنی بر فرض توزیع یکنواخت تنش پیوستگی در طول مهار برای ارزیابی رفتار وصله ارائه می‌کند [۱۴]. در این روش ماکزیمم تنش قابل حصول در آرماتور متناسب با نسبت طول وصله موجود به طول مهار آیین‌نامه‌ای فرض می‌شود. در صورت وجود آرماتور محصورشدگی مناسب (که فاصله آنها از یک سوم عمق مؤثر عضو تجاوز نکند) فرض می‌شود که وصله پس از رسیدن به تنش ماکزیمم، رفتار شکل‌پذیری داشته و قادر به حفظ تنش ماکزیمم با افزایش لغزش باشد. در غیر این صورت، پس از حصول تنش ماکزیمم، تنش آرماتور در یک شاخه نزولی باید در ضریب شکل‌پذیری دو به بیست درصد تنش ماکزیمم کاهش یابد.

این مطالعه درصدد بررسی تحلیلی اثر طول وصله، آرایش آرماتورهای طولی و عرضی در رفتار وصله و در رفتار کلی ستون و مقایسه نتایج این بررسی تحلیلی با روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها و نتایج آزمایشگاهی موجود است. بدین منظور ابتدا روشی برای بررسی عددی رفتار ستون با تأکید بر مدل کردن مناسب وصله ارائه شده، آنگاه نتایج حاصله از مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشات و روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مقایسه می‌شوند. در انتها نیز اثر وصله روی رفتار یک سازه یک طبقه یک دهنه طراحی شده با شکل‌پذیری معمولی، مورد بررسی

$$T_b = A_b f_s = f_t p l_s \quad (1)$$

برای ستون مستطیلی، شکل (۳)، داریم

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \quad (2)$$

حد بالا در رابطه (۲) زمانی کنترل کننده است که فاصله عرضی بین آرماتورهای طولی زیاد باشد. همچنان که از روابط فوق بر می آید از تأثیر فشار محصورکننده ناشی از آرماتورهای عرضی در ماکزیمم تنش پیوستگی قابل انتقال صرف نظر شده است. این مسئله به خصوص تحت بارهای رفت و برگشتی با مشاهدات لوکاس و همکاران، یواتاناتیپا و همکاران، و ماکای و همکاران انطباق دارد [۱۶ - ۱۸].

بعد از رسیدن به ماکزیمم تنش پیوستگی، یک شاخه نزولی در منحنی تنش آرماتور- لغزش مشاهده می شود، شکل (۲)، که تا رسیدن به تنش اصطکاکی،  $f_r$  ادامه می یابد. از این به بعد تنش موجود در آرماتور وصله دیگر کاهش نمی یابد و ثابت می ماند. برای محاسبه تنش اصطکاکی از روش برش- اصطکاک استفاده شده است. آرماتورهای عرضی گذرنده از صفحه ترک، اصطکاک لازم برای انتقال نیرو را در وصله تأمین می کند. برای فعال شدن این مکانیزم انتقال، وقوع ترک لازم است. با فرض آنکه ضریب اصطکاک سطح شکست  $\mu$  باشد و نظر به اینکه ماکزیمم نیروی کششی (نیروی عمود بر سطح شکست) مساوی  $A_h f_{yh}$  است، مقدار تنش آرماتور متناظر تنش اصطکاکی به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود

$$n_l \cdot n_t \cdot \mu \cdot A_h f_{yh} = N \cdot A_b f_r \quad (3)$$

این رابطه را می توان به شکل زیر نیز نوشت

$$\frac{f_r}{f_{yh}} = \mu \frac{n_l \cdot n_t}{N} \left( \frac{d_h}{d_b} \right)^2 \quad (4)$$

در این محاسبات فرض شده است که تنش توسعه یافته در تمام آرماتورهای طولی مجاور سطح ترک مساوی است و مقدار ضریب اصطکاک سطح شکست نیز  $1/4$  گرفته شده است.

در این مطالعه برای بررسی اثر لغزش فرض می شود (همچنانکه در قسمت بعد راجع به آن بحث شده است) که تغییرشکل ناشی از لغزش در طولی مساوی  $l_s$  از المان متمرکز

شده باشد. تغییرشکل در انتهای آرماتور، ناشی از کرنش در آرماتور و لغزش آرماتور نسبت به بتن مجاور است. در این صورت کرنش در هر لحظه برابر خواهد بود با حاصل جمع کرنشهای الاستیک،  $\epsilon_{se}$  و کرنش لغزشی،  $\epsilon_{ss}$ ؛ در نتیجه  $\epsilon_{st}$ ، کرنش کل، به صورت زیر محاسبه می شود

$$\epsilon_{st} = \epsilon_{se} + \epsilon_{ss} = f_{s,max} / E_s + u / l_s \quad (5)$$

مقدار لغزش متناظر تنش ماکزیمم یک میلیمتر فرض می شود که از روی آن و با داشتن طول وصله می توان مقدار کرنش  $\epsilon_s$  را تعیین کرد. کرنش اصطکاکی،  $\epsilon_r$ ، نیز برابر با کرنش حاصل از لغزشی به اندازه فاصله بین دو آج متوالی، در نظر گرفته می شود. با فرض آنکه فاصله دو آج متوالی  $10$  میلیمتر باشد، مقدار این کرنش مساوی  $10$  تقسیم بر  $l_s$  (میلیمتر) خواهد بود.

از طرفی به علت مشاهده رفتار نرم شونده که در آن با افزایش لغزش، تنش قابل انتقال در وصله کاهش می یابد، انتظار می رود که نتایج آزمایشها تابعی از ابعاد نمونه ها باشد (اثر بعدی<sup>۴</sup>). نتایج شنر و همکاران، همچنین نتایج ایچینوز و همکاران نیز مؤید همین امر است [۱۹ و ۲۰]. علی رغم این مسئله مدل پیشنهادی نظیر اغلب مدل های موجود، فاقد اثر بعد نمونه است. این امر تا حدی به کمی نتایج آزمایشات موجود برای نمونه هایی با ابعاد متفاوت برمی گردد. از طرف دیگر این مسئله نشانگر آن است که باید از مقایسه نتایج آزمایشات انجام شده با ابعاد واقعی و ابعاد کاهش یافته، بدون لحاظ کردن اثر بعدی خودداری کرد.

### ۳- مدل سازی ستون با وصله

در این مطالعه برای تحلیل اجزای محدود از نرم افزار OPENSEES استفاده شده است [۲۱]. این نرم افزار علاوه بر داشتن قابلیت پلاستیسته گسترده، کتابخانه مصالح بسیار کاملی نیز دارد. برای مدل کردن ستون از دو المان سری استفاده می شود. یکی از این المانها (المان وصله) تغییر شکل در وصله (برای مدل کردن تغییرشکل خمشی و تغییرشکل ناشی از

لغزش) و دومی (المان خمشی) تغییر شکل خمشی در بقیه طول ستون را مدل می‌کنند. در نمونه‌های آزمایشگاهی مورد مطالعه نمونه‌ها به صورت طره بوده و محل تغییر شکل غیرخطی در انتهای گیردار آن است، ولی در سازه احتمال غیرخطی شدن رفتار در دو انتهای المان نیز وجود دارد، که تغییر شکل غیرخطی انتهای فوقانی فقط ناشی از خمش است. با توجه به این امر در مدلسازی از یک المان وصله تحتانی و یک المان خمشی فوقانی استفاده می‌شود. المان مورد استفاده المان تیرستون غیرخطی با فرمولبندی مبتنی بر روش نرمی است که قادر به در نظر گرفتن اثر باربرداری در طول ستون، در صورت وقوع رفتار نرم‌شونده در محل تغییر شکل پلاستیک (یا وصله) است. رفتار مقطع به روش مقطع فیبری مدل شده است که قادر به محاسبه منحنی ممان-انحنای غیرخطی مقطع بوده و برای انتگرال‌گیری عددی در طول المان از روش گوس-لوباتو با دو نقطه در المان وصله و سه نقطه در المان الاستیک و برای حل معادلات تکرار از روش نیوتن-رافسون با شیب اصلاح‌شده یا اولیه استفاده می‌شود. در ضمن تحلیلها با روش کنترل جابه‌جایی انجام شده است. برای مدل کردن رفتار بتن از ماده concrete01 استفاده شده است. اثر محصورشدگی در بهبود رفتار بتن را می‌توان با اصلاح منحنی این ماده در فشار اعمال کرد. برای مدل کردن رفتار آرماتور در مقطع از دو ماده هیستیریتیک و فولاد 01 به ترتیب برای المان وصله و المان الاستیک استفاده شده است. در تحلیلها برای ماده فولاد 01 یک سخت‌شوندگی کرنشی معادل ۰/۰۳ منظور شده است. در المان وصله رفتار آرماتور به دلیل وقوع لغزش نسبت به بتن مجاور، کاهندگی سختی و مقاومت و لهیدگی را از خود نمایش می‌دهد که با توجه به این امر برای مدل کردن رفتار آرماتور در محل وصله از ماده هیستیریتیک استفاده شده است. فرمولبندی این ماده مبتنی بر معیار آسیب پارک-انگ است [۲۲]. در این فرمولبندی میزان آسیب به صورت ترکیبی خطی از جابه‌جایی و انرژی در نظر گرفته می‌شود. در فرمولاسیون مورد استفاده در برنامه OPENSEES کاهندگی سختی و مقاومت به صورت زیر تعیین

می‌شود

$$s_d = (1 - \delta s) s_0$$

$$\delta s = a_1 \left( \frac{d_{\max}}{d_f} \right) + a_2 \left( \frac{E_{\text{hys}}}{E_{\text{mon}}} \right) \quad (6)$$

ضرایب  $a_i$  در مدل فوق چنان انتخاب شده‌اند که بهترین انطباق با نتایج آزمایشگاهی به دست آید. این ماده در ضمن قادر به در نظر گرفتن اثر لهیدگی در منحنی هیستریزاس است. برای به دست آوردن پارامترهای مناسب، پس از تعریف منحنی پوش سه‌خطی برای لغزش و انجام تحلیل‌های متعدد و مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی، بهترین انطباق بین نتایج تحلیلی و آزمایشها، برای مقادیر اندیس آسیب انرژی و جابه‌جایی برابر با 0.02 و 0.0 و پارامتر لهیدگی برای محورهای کرنش و تنش 0.8 و 0.3 به دست آمد.

با توجه به وقوع رفتار نرم‌شونده نتایج تحلیل اجزای محدود تابع مش (ابعاد المانه‌ای) مورد استفاده در تحلیل خواهد بود [۲۳]. در این مطالعه برای حل این مشکل از روشی مبتنی بر محدود کردن حداقل بعد المان وصله (المان تحتانی ستون) به ارتفاع مقطع استفاده شده است که در اصل مبتنی بر روشی موسوم به باند ترک<sup>۵</sup> است [۲۴ و ۲۵].

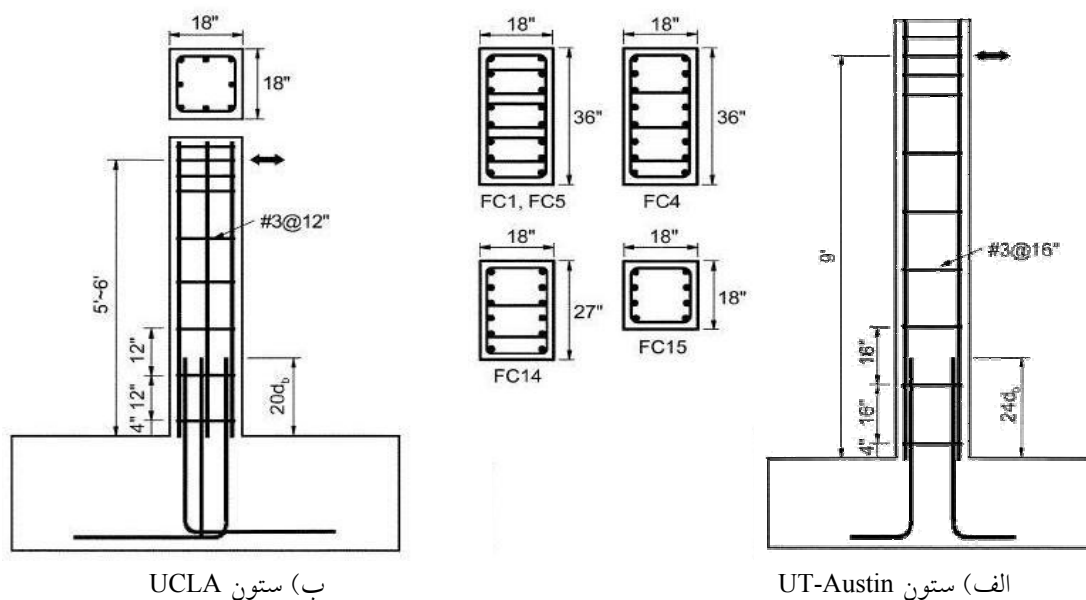
#### ۴- مقایسه نتایج تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی

در این مطالعه نتایج تحلیلی با استفاده از مدل پیشنهادی، با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده از کارهای ملک و والاس، و ابوتاه و همکاران مقایسه می‌شود [۲۶ و ۲۷]. به این منظور پنج ستون از کارهای ملک و والاس و سه ستون از کارهای ابوتاه و همکاران انتخاب شده است. جدول (۲) و شکل (۴) مشخصات و جزئیات مربوط به این ستونها را نمایش می‌دهند. همچنانکه در شکل مشاهده می‌شود، در مقایسه با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌های جدید، این نمونه‌ها دارای طول وصله کوتاهی - بین ۲۰ تا ۲۴ برابر قطر آرماتور- در پای ستون‌اند. این ستونها در واقع امکان بررسی عملکرد وصله را در ستونهای ساختمانهای قدیمی که بر اساس ضوابط لرزه‌ای طراحی

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

بار محوری	بتن		آرماتورهای عرضی			آرماتورهای طولی			ابعاد ستون			ستون	محقق
	$f'_c, Ksi$	$f_{yh}, Ksi$	مقدار	$f_y, Ksi$	$l_y, in$	مقدار	$l, in$	$h, in$	$b, in$				
۰	۴,۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۱	Aboutaha		
۰	۲,۸۵	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۴			
۰	۲,۹۸	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۶ No.۸	۱۰۸	۱۸	۳۶	FC۵			
۰	۴,۱۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۱۲ No.۸	۱۰۸	۱۸	۲۷	FC۱۴			
۰	۴,۱۷	۵۸	#۳@۱۶	۶۳	۲۴	۸ No.۸	۱۰۸	۱۸	۱۸	FC۱۵			
$0.1f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۱۰MI	Melek		
$0.2f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۲۰MI			
$0.3f'_c A_g$	۵,۲۶	۶۹	#۳@۱۲	۷۴	۲۰	۸ No.۸	۷۲	۱۸	۱۸	S۳۰MI			

$b$ : عرض مقطع ستون؛  $h$ : ارتفاع مقطع ستون؛  $l$ : طول ستون؛  $l_s$ : طول وصله؛  $f_y$ : تنش تسلیم آرماتورهای طولی؛  $f_{yh}$ : تنش تسلیم آرماتورهای عرضی؛  $f'_c$ : مقاومت فشاری بتن؛  $A_g$ : سطح مقطع ناخالص ستون؛  $1ksi = 6.89MPa$ ؛  $1in = 25.4mm$



شکل ۴- ستونهای آزمایشگاهی Aboutaha (ب) ستون آزمایشگاهی Melek (الف)

شده است.

کلیه ستونها تحت بارگذاری رفت و برگشتی با استفاده از تاریخچه تغییرمکانی مشابهی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند؛ به این صورت که ابتدا، بارگذاری تا ورود به رفتار غیرالاستیک انجام شده، آنگاه با گامهای متناظر با دریافت نیم درصد، بارگذاری افزایش می‌یابد. باید به این نکته اشاره شود که جابه‌جایی و دوران پی و اثرات P-Δ در مدلها در نظر گرفته

نشده‌اند، فراهم می‌کنند. بررسی نتایج آزمایشها نشان می‌دهد که در تمام نمونه‌های مورد بررسی، شکست در اثر از بین رفتن پیوستگی بتن و آرماتور در طول وصله رخ داده است و در ضمن ترک‌خوردگی بسیار اندکی در قسمت فونداسیون مشاهده می‌شود. این امر نشان می‌دهد که نفوذ تسلیم ناشی از تیدگی آرماتورها در فونداسیون که منجر به دوران صلب پای ستون می‌شود، عمده نبوده و از این رو در این مطالعه از آن صرف‌نظر



جدول ۳- پارامترهای مدل پیشنهادی برای نمونه‌های آزمایشگاهی

محقق	ستون	$f_{s,max} / f_y$	$f_r / f_{yh}$	$\varepsilon_s$	$\varepsilon_r$
Aboutaha	FC۱	۱/۰۰	۰/۳۹	۰/۰۰۳	۰/۰۲۲
	FC۴	۰/۷۹	۰/۲۵	۰/۰۰۲۶۵	۰/۰۲۲
	FC۵	۰/۸۱	۰/۳۹	۰/۰۰۲۷	۰/۰۲۲
	FC۱۴	۰/۹۵	۰/۲۶	۰/۰۰۳	۰/۰۲۲
	FC۱۵	۰/۹۵	۰/۲۰	۰/۰۰۳	۰/۰۲۲
Melek	S۱۰MI	۰/۷۸	۰/۲۶	۰/۰۰۳۲۵	۰/۰۲۲
	S۲۰MI	۰/۷۸	۰/۲۶	۰/۰۰۳۲۵	۰/۰۲۲
	S۳۰MI	۰/۷۸	۰/۲۶	۰/۰۰۳۲۵	۰/۰۲۲

### ارزیابی اثر وصله روی رفتار یک سازه نمونه

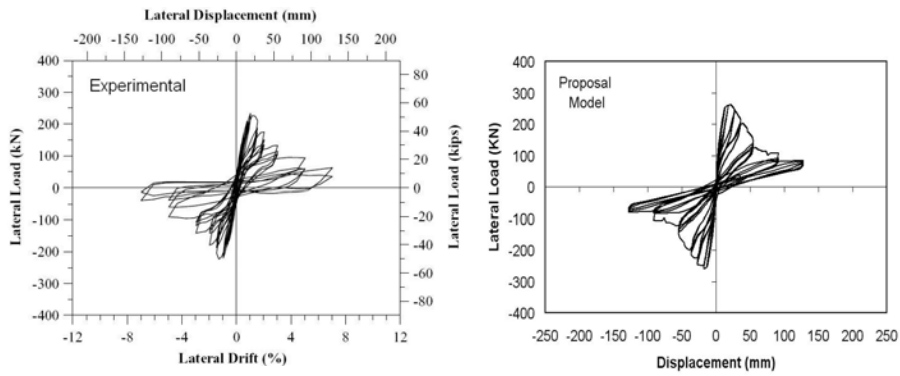
سازه مورد مطالعه یک سازه طبقه-ادنه بتنی با مشخصات ارایه شده در جدول (۴) است که با ضریب زلزله ۰/۲۴ و با سطح شکل‌پذیری معمولی براساس آیین‌نامه ACI طراحی شده است. اثر دال سقف نیز در سختی تیرها در نظر گرفته شده است. برای بررسی رفتار سازه مورد مطالعه از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تاریخیچه پاسخ استفاده شده است. در تحلیل تاریخیچه پاسخ از شتاب‌نگاشت زلزله السنترو در جهت شمالی-جنوبی<sup>۶</sup> با ضریب مقیاس ۱/۳ و برای مدل‌سازی رفتار دینامیکی سازه، از میرایی رایلی<sup>۷</sup> با نسبت میرایی ۵ درصد در حدود پریود نوسان طبیعی سازه استفاده شده و برای انتگرال‌گیری عددی روی زمان از روش نیومارک<sup>۸</sup> با ضرایب گاما و بتای ۰/۵ و ۰/۲۵ بهره‌گیری شده است.

شکل (۷) منحنی برش پایه-تغییر مکان جانبی و ممان-انحنای پای ستون و همچنین تیر را برای حالات با و بدون در نظر گرفتن لغزش حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد. نرم‌شوندگی مشاهده شده در منحنی برش پایه - تغییر مکان جانبی، در حالت بدون لغزش به علت اثرات P- $\Delta$  است، اما نرم‌شوندگی در حالت با لغزش که شدیدتر هم هست، عمدتاً به دلیل لغزش در وصله‌های پای ستون است. همچنان که مشاهده می‌شود و منحنیهای ممان انحنا نیز بر آن دلالت دارد، در تغییر مکان مشابه طبقه برای حالت با لغزش،

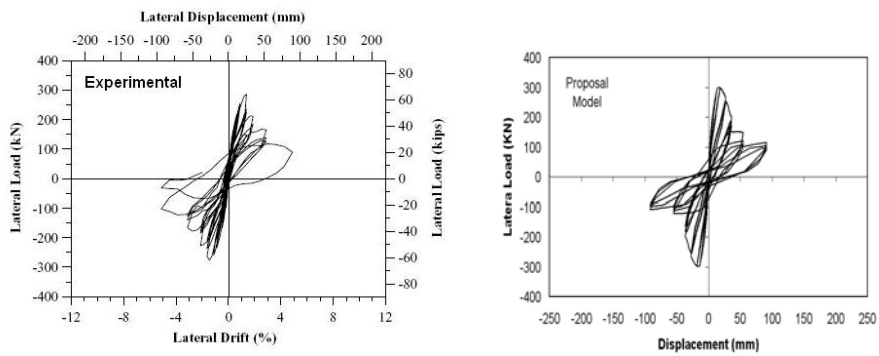
نشده است، زیرا نتایج آزمایشگاهی ستونهای حاضر، برای در نظر گرفتن این اثرات اصلاح شده‌اند.

پارامترهای روابط تنش-کرنش برای وصله مدل پیشنهادی در جدول (۳) ارایه شده است. شکل (۵) نتایج بررسیهای تحلیلی و مقایسه آن را با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد، که بیانگر تطابق خوب بین مدل پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی است. همچنان که مشاهده می‌شود روش پیشنهادی قادر به مدل کردن مقاومت، شیب نرم‌شوندگی و همچنین کاهندگی سختی، با دقت بالا در سیکلهای متوالی بارگذاری است.

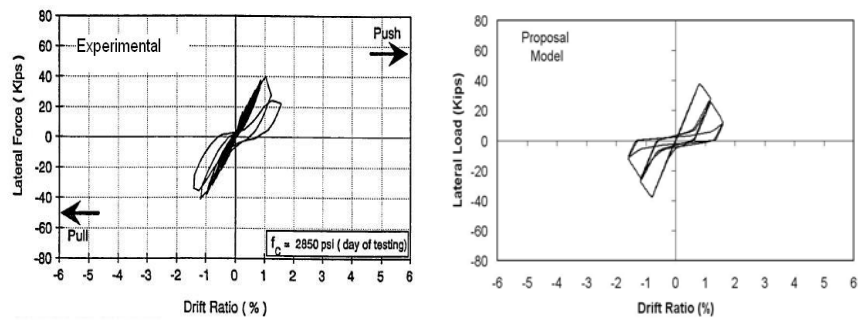
شکل (۶) مقایسه عملکرد روش پیشنهادی و روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها برای ارزیابی اثر وصله روی رفتار است. با توجه به اینکه روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها برای بارگذاری یکنوا قابل استفاده است، نتایج دو روش در شکل (۶) با استفاده از بارگذاری یکنوا با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، شیب نرم‌شوندگی و مقاومت حاصل از روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها محافظه کارانه بوده اما در اکثر موارد، مقاومت باقیمانده تعیین شده با این روش دقت مناسبی دارد. این نتایج با نتایج ارایه شده در چو و پینچرا نیز مطابقت دارد [۱۱].



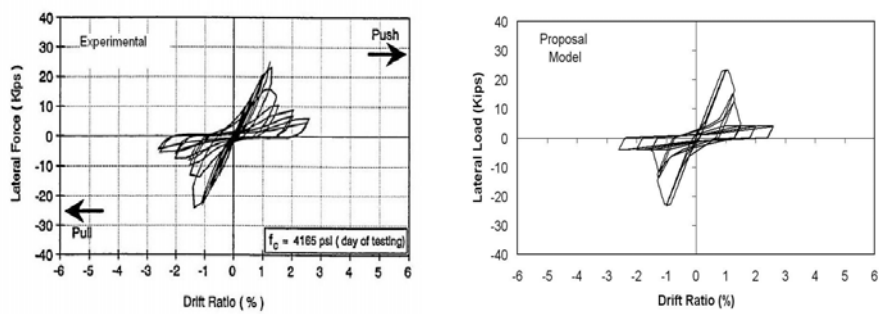
الف ( S20MI )



ب ( S30MI )



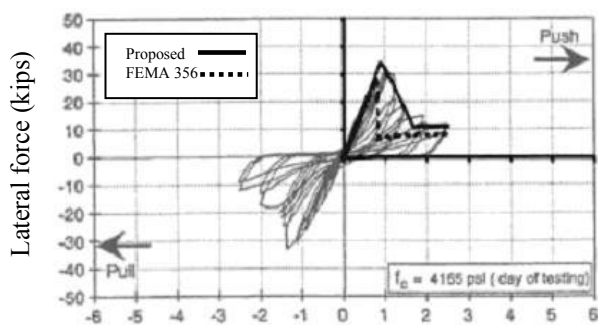
ج ( FC4 )



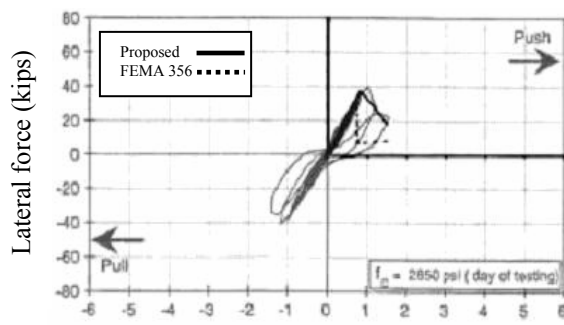
د ( FC15 )

شکل ۵- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل پیشنهادی؛

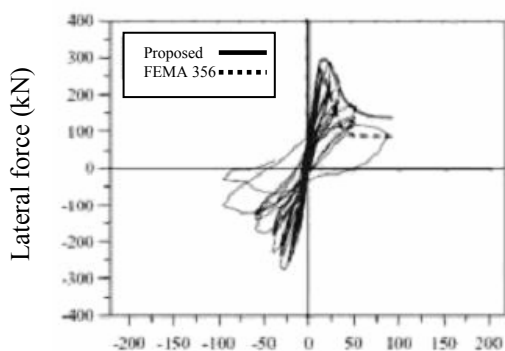
الف) نمونه S20MI [۲۵]؛ ب) نمونه S30MI [۲۵]؛ ج) نمونه FC4 [۲۶]؛ د) نمونه FC15 [۲۶]



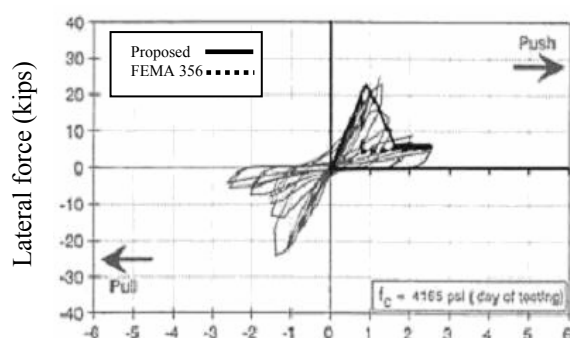
drift ratio(%)  
FC14 (ب)



drift ratio(%)  
FC4 (الف)



lateral displacement (mm)  
S30MI (د)



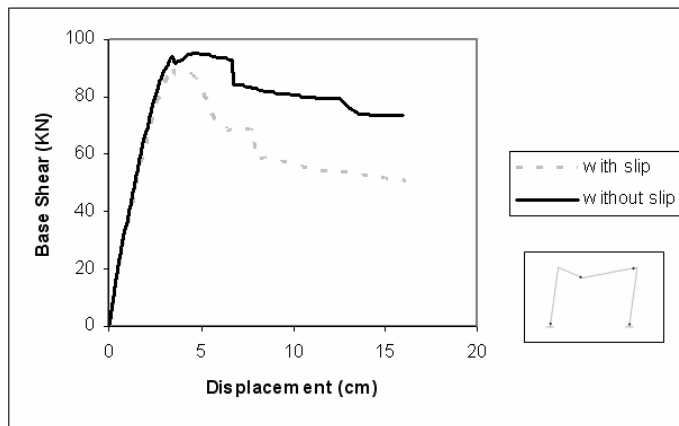
drift ratio(%)  
FC15 (ج)

شکل ۶- مقایسه روش پیشنهادی و روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای؛  
[الف] ستون FC4 [۲۶]؛ [ب] ستون FC14 [۲۶]؛ [ج] ستون FC15 [۲۶]؛ [د] ستون S30MI [۲۵]

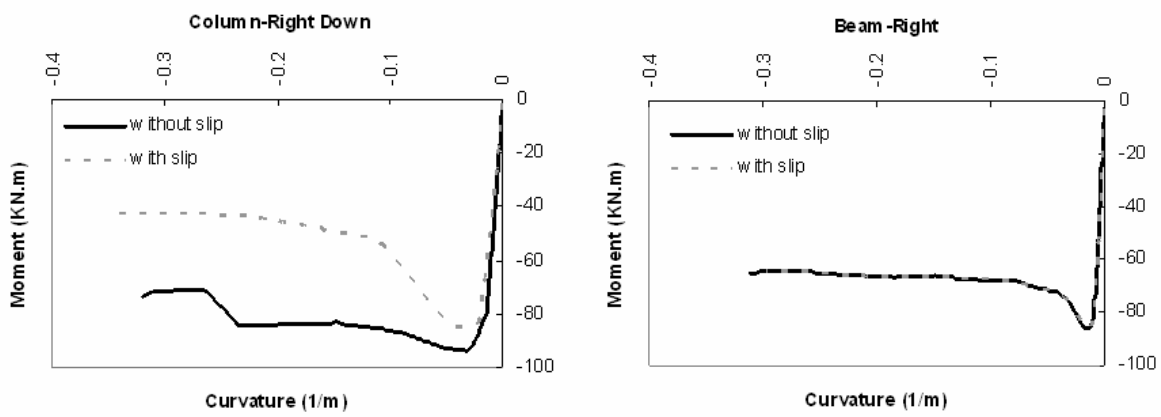
جدول ۴- مشخصات سازه مورد مطالعه

Columns (length ۳/۲m)								
Dim (mm)	Long Bars	Trans Bars	Splice Length (mm)	$f'_c$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)	$f_{yh}$ (Mpa)	$f_{s,max} / f_y$	$f_r / f_{yh}$
۳۰۰×۳۰۰	۸Φ۱۸	۲Φ۱۰ at ۲۸۰	۵۴۰	۲۵	۴۰۰	۳۰۰	>۱	۰/۵۸

Beam (span ۴m)						
Dim (mm)	Mid span Bars		Support Bars		DL (KN/m)	LL (KN/m)
	Top	Bot	Top	Bot		
۳۰۰×۳۰۰	۲Φ۱۶	۲Φ۱۶+Φ۱۸	۲Φ۱۶+Φ۲۰	۲Φ۱۶	۲۸	۸



(الف)



(ب)

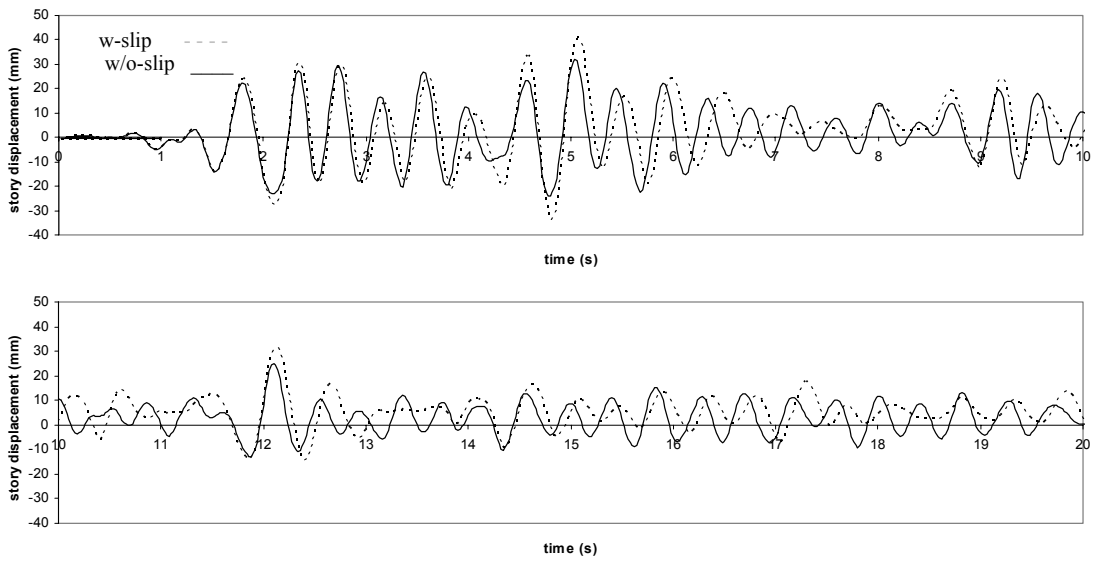
شکل ۷- الف) منحنی برش پایه-تغییر مکان جانبی و  
ب) منحنی ممان-انحنای پای ستونها حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی

تغییر مکان متمایل شده‌اند که این نشانگر تمرکز نامتقارن تغییرشکلها در سازه و ایجاد تغییرشکل ماندگار در سازه و انحراف سازه است.

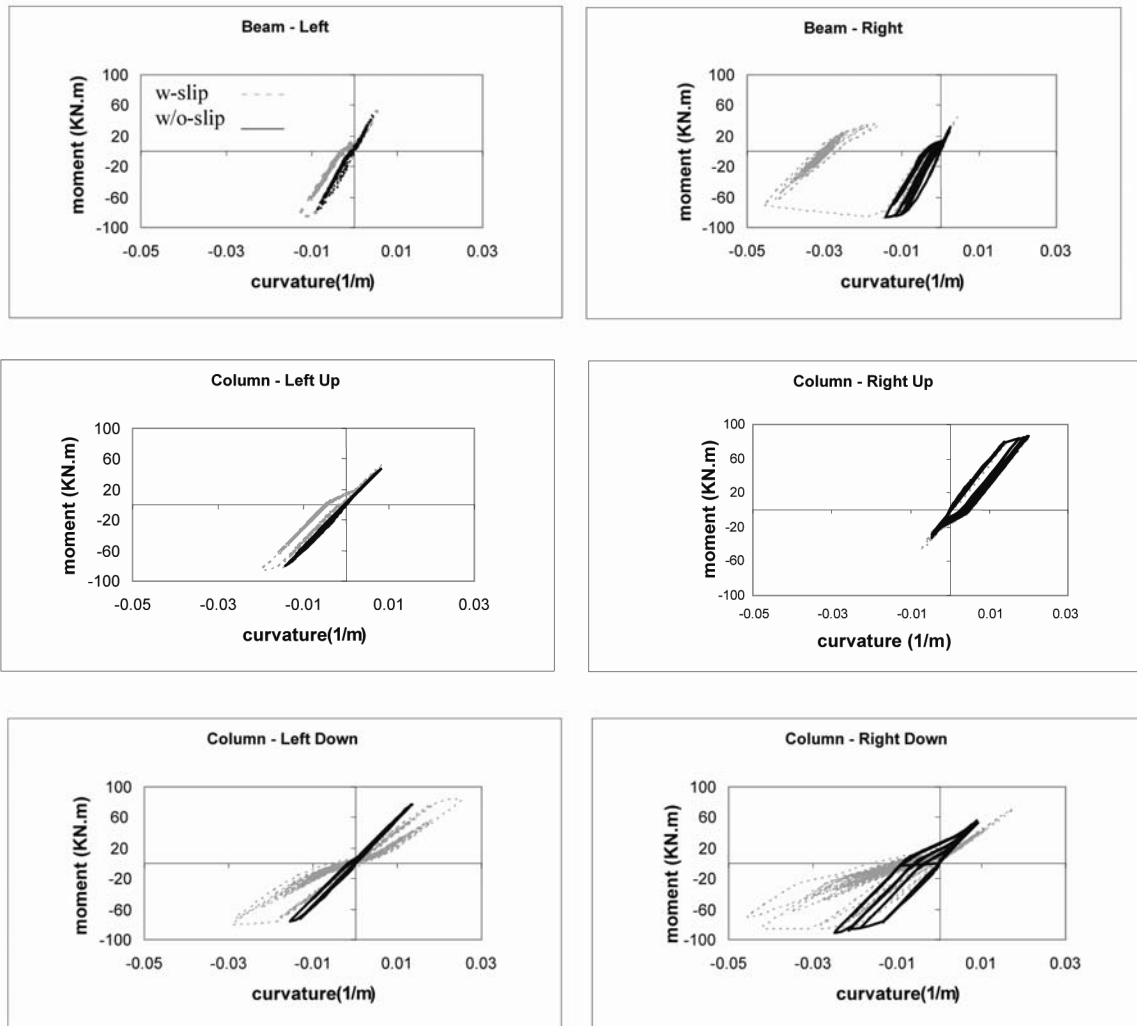
در شکل (۹) منحنیهای ممان-انحنای مقاطع مختلف را برای حالت با و بدون لغزش نشان می‌دهد. در این حالت تغییرشکلها در پای ستونها و انتهای راست تیر در حالتی که لغزش اتفاق افتاده است (حالت با وصله)، متمرکز شده، که علت رفتار نامتقارن نشان داده شده در شکل (۸) است. همین شکل نشان می‌دهد که برخلاف نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی تمرکز شدیدی در میزان آسیب در انتهای راست تیر در حالت با لغزش در مقایسه با حالت بدون لغزش رخ می‌دهد.

انحنای پای ستون بسیار بزرگتر بوده و مقدار بار جانبی قابل تحمل توسط سازه کمتر است. در این حالت تفاوت عمده‌ای بین مقدار دوران پلاستیک انتهای راست تیر بین دو حالت با و بدون لغزش دیده نمی‌شود، این امر با نتایج تحلیل تاریخچه پاسخ همخوانی ندارد.

شکل (۸) تغییر مکان جانبی را در قسمت حرکت قوی زمین در مقابل زمان برای حالات با و بدون در نظر گرفتن لغزش ارایه می‌دهد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود تغییر مکانهای ماکزیمم برای حالت با لغزش نسبت به حالت بدون لغزش بیشتر بوده و در برخی از بازه‌های زمانی اختلاف فاز نیز در پاسخ به چشم می‌خورد. همچنین در این شکل مشاهده می‌شود که تغییر مکانها در انتها به سمت مثبت محور



شکل ۸- منحنی تغییر مکان طبقه در مقابل زمان. (خط پیوسته بیانگر حالت بدون لغزش و خط ناپیوسته بیانگر حالت با لغزش اند).



شکل ۹- منحنیهای ممان-انحنایمان برای حالت با و بدون لغزش

## ۵- نتیجه گیری

روش پیشنهادی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی، مقاومت ماکزیمم، تغییر مکان متناظر آن و همچنین رفتار پس از پیک نمونه‌ها را به خوبی پیش‌بینی می‌کند؛ همچنین ارزیابی روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها از رفتار نمونه‌ها بسیار دست پایین و محافظه کارانه بوده و لزوم بازبینی در روش مذکور را برای مدل کردن اثر وصله روی رفتار را نشان می‌دهد. در انتها نیز عملکرد یک سازه طراحی شده با ضوابط شکل‌پذیری معمولی مورد بررسی قرار گرفته است. این بررسی نشان می‌دهد که قرارگیری وصله در پای ستون می‌تواند منجر به موضعی شدن شدیدتر آسیب و افزایش تغییر شکل ماندگار در انتهای تحلیل شود.

در این مطالعه روشی برای تحلیل وصله پای ستونها تحت بارهای رفت و برگشتی ارائه شده است. این روش بر پایه بهره‌گیری از مقاومت کششی بتن، روابط تنش پیوستگی- لغزش و همچنین روش برش-اصطکاکی استوار بوده و می‌تواند اثرات آرایش آرماتورهای طولی و عرضی، سطح مقطع آنها، مقاومت تسلیم آنها و همچنین خرابی ناشی از حرکت رفت و برگشتی و لهیدگی منحنی نیرو-تغییر مکان را مدل کند. نتایج حاصل از مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی و همچنین با روش پیش‌استاندارد ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مقایسه شده است. نتایج نشانگر آن است که

## واژه نامه

1. shear friction
2. yield penetration
3. pinching
4. size effect

5. crack bond
6. Elcentro-NS
7. Rayleigh damping
8. Newmark method

## مراجع

1. Sause, R., Harries, K. A., Walkup, S. L., Pessiki, S., and Ricles, J. M. "Flexural Behavior of Concrete Columns with Carbon Fiber Composite Jackets," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, Sept.-Oct., pp. 708-716, 2004.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02)," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Mich., p. 443, 2002.
3. Eurocode 8, "Design Provision for Earthquake Resistance of Structures, Part 1-3: General rules: Specific Rules for Various Materials and Elements," *European committee for standarzition*, p. 131, 1995.
4. Orangun, C. O.; and Breen, J. E., "Revaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal*, Vol. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122, 1977.
5. Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. L., and Idun, E. K., "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359, 1996.
6. Eligehausen, R., Popov, E.P., and Bertero, V.V., "Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars, Under Generalized Excitation," *Report UCB/EERC-83/23*, Berkeley, EERC, University of California, 1983.
7. CEB, "CEB/FIP Model Code 1990," *Comité European de Béton*, Thomas Telford, p. 437, 1990.
8. Sezen, H., and Moehle, J.P., "Bond-Slip Behavior of Reinforced Concrete Members," *Proceedings of Fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, Greece, 2003.
9. Mazzoni, S., Fenves, G.L., and Smith, J.B., "Effect of Local Deformations on Lateral Response of Bridge Frames," Report to California Department of Transportation, 2004.
10. Xiao, Y., and Ma, R., "Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 123, No. 10, pp.1357-1364, 1997.
11. Cho, J-Y. and Pincheira, J.A., "Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns With Short Lap Splices Subjected to Reversed Cyclic Loads," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, pp. 280-290, 2006.
12. Harajli, M. H., and Mabsout, M. E., "Evaluation of Bond Strength of Steel Reinforcing Bars in Plain and Fiber-Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, pp. 509-517, 2002.
13. Ghojarah, T. Aziz, and Abou-Elfath, H., "Softening Effects on the Seismic Response of Non-Ductile Concrete Frames," *Journal of Earthquake*, Vol. 3, No. 1, pp. 59-81, 1999.
14. FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C, 2000.

15. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Reinforced Concrete Bridges*, John Wiley, New York, p. 686, 1996.
16. Lukose, K.; Gergely, P., and White, R. N., "Behavior of Reinforced Concrete Lapped Splices for Inelastic Cyclic Loading," *ACI JOURNAL*, Vol. 79, No. 5, pp. 355-365, 1982.
17. Viathanatepa, S.; Popov, E. P., and Bertero, V. V., "Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks," *UCB/EERC-79/22*, Earthquake Engineering Research Center, University of California-Berkeley, Berkeley, Calif, 304, 1979.
18. MacKay, B.; Schmidt, D., and Rezanoff, T., "Effectiveness of Concrete Confinement on Lap-Splice Performance in Concrete Beams Under Reversed Inelastic Loading," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 16, No. 1, pp. 36-44, 1988.
19. Sener, S., Bazant, Z., and Beeq-Giraudon, E., "Size Effect on Failure of Bond Splices of Steel Bars in Concrete Beams," *Structural Engineering Journal ASCE*, Vol. 125, No. 6, pp. 653-660, 1999.
20. Ichinose, T., Kanayama, Y., Inoue, Y., and Bolander, J.E., "Size Effect on Bond Strength of Deformed Bars," *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 549-558, 2004.
21. OPENSEES, "OPENSEES: Open System for Earthquake Engineering Simulation," Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2006.
22. Park, Y.J., Ang, A.H-S., and Wen, Y.K., "Seismic Damage Analysis and Damage-limiting Design of RC Buildings," *Civil Engineering Studies, SRS* No. 516, University of Illinois, Urbana, 1984.
23. Bazant, Z.P., and Jirasek, M., "Softening-induced Dynamic Localization Instability: Seismic damage in frames," *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 122, No. 8, pp. 1149-1158, 1996.
24. Bazant, Z.P., and Pijaudier-Cabot, G., "Measurement of Characteristic Length of Nonlocal Continuum," *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 115, No. 4, pp. 755-767, 1989.
25. Bazant, Z., and Planas, J., "Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials," CRC, p. 616, 1998.
26. Melek, M., and Wallace, J. W., "Cyclic Behavior of Columns with Short Lap Splices," *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 6, pp. 802-811, 2004.
27. Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., and Kerger, M. E., "Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets," *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 4, pp. 693-714, 1996.