



استفاده از حرکت گهواره‌ای فونداسیون جهت کاهش تغییرشکل طلب در وصله‌ی ستون‌های بتنی

آرش فرجادی^۱، سعید موحدی^۲، سعید تاروردیلو^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه ارومیه، ارومیه

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه ارومیه، ارومیه

۳- استادیار گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ارومیه، ارومیه

s.tariverdilo@urmia.ac.ir

خلاصه

در اکثر ساختمان‌های طراحی شده براساس آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران، با توجه به انتخاب سطح شکل پذیری معمولی و متوسط برای طراحی، محل وصله‌ی ستون‌ها، پای ستون می‌باشد. این مسئله همچنین در مورد ساختمان‌های موجود نیز صدق می‌کند. از طرفی پای ستون محل محتمل تشکیل مفصل پلاستیک است و با توجه به عملکرد معمولاً نامناسب وصله، به دلیل طول کم وصله یا محبوس شدگی نامناسب، در ارزیابی عملکرد این سازه‌ها با فرض پی صلب، معمولاً دوران طلب برای این مقاطع قابل تأمین نیست. انعطاف پذیری پی و شالوده می‌تواند منجر به کاهش شکل پذیری طلب در محل وصله گشته و نیاز به بهسازی را کاهش و در مواردی مرتفع نماید. هدف این مقاله ارزیابی عملکرد سازه‌های بتنی، با و بدون در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای و در حضور وصله در پای ستون با استفاده از آنالیز غیر خطی استاتیکی می‌باشد. نتایج نشانگر است که در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای می‌تواند منجر به تغییر مد شکست گردد.

کلمات کلیدی: وصله، برش اصطکاکی^۴، محبوس شدگی، حرکت گهواره‌ای^۵

مقدمه :

فرض متداول پی صلب که در آن از تغییرشکل در خاک و فونداسیون صرف‌نظر می‌شود می‌تواند نتایج آنالیز را تحت تأثیر قرار دهد. با بررسی دلایل عملکرد خوب برخی سازه‌ها در زلزله‌ی ۱۹۶۰ شیلی، Housner [۱] دریافت که حرکت گهواره‌ای دلیل عملکرد خوب سازه‌های به ظاهر ناپایدار حین وقوع زلزله بوده است. وی اولین بررسی را روی پاسخ یک بلوک صلب در حالت نوسان آزاد با حرکت گهواره‌ای انجام داد. Hayashi and Takahashi [۲] با بررسی رفتار مناسب برخی سازه‌ها در زلزله ۱۹۹۵ Hyogoken-Nanbu [۲] ژاپن، به این نتیجه رسیدند که مدل کردن حرکت گهواره‌ای پی می‌تواند نتایج آنالیز را به نحو محسوسی تحت تأثیر قرار دهد. نتایج این مطالعه در واقع نشانگر آن بود که مدل نمودن اندرکنش خاک و سازه به تنهایی برای حصول به تخمین مناسبی از رفتار سازه کافی نمی‌باشد و حرکت گهواره‌ای تأثیری بسزا در پاسخ می‌تواند داشته باشد. Xu and Spyarakos [۳] با بررسی رفتار مخازن هوایی تحت زلزله به این نتیجه رسیدند که حرکت گهواره‌ای می‌تواند نه تنها منجر به افزایش تغییرشکل‌ها گردد (که با توجه به کاهش سختی سازه قابل پیش‌بینی می‌باشد) بلکه در مواردی نیز می‌تواند منجر به افزایش مقدار برش پایه‌ی طراحی گردد. Mergos and Kawashima [۴] با بررسی عملکرد پل‌ها با پی منفرد به این نتیجه رسیدند که حرکت گهواره‌ای می‌تواند ابزاری مناسب برای کاهش نیروهای طراحی برای چنین سازه‌هایی باشد. پل‌های مورد نظر در این مطالعه در جهت عرضی تک ستونی بوده‌اند. این مطالعه همچنین نشان داد که با افزایش ابعاد فونداسیون و تغییر شکل غیرخطی در خاک زیر فونداسیون، کارایی حرکت گهواره‌ای در بهبود رفتار سازه بهبود می‌یابد. Lobo and Naeim [۵] با بررسی عملکرد همزمان جداسازی پی و حرکت گهواره‌ای به این نتیجه رسیدند که حرکت گهواره‌ای نه تنها منجر به افزایش نیرو در المانها می‌شود بلکه منجر به افزایش تغییر مکان نسبی بین طبقات نیز شده و تنها مقدار شتاب ماکزیمم افقی طبقات را می‌تواند کاهش دهد. از اینرو صرف‌نظر از اثر حرکت گهواره‌ای همیشه از نظر ارزیابی مقاومتی در جهت اطمینان نیست. هدف این مقاله بررسی رفتار وصله‌ی پای ستون و احتمال لغزش در آن با و بدون در نظر گرفتن اثر حرکت گهواره‌ای می‌باشد. بررسی شکست‌های مشاهده شده در سازه‌ها در زلزله‌های گذشته نشانگر آن است که در اکثر موارد، خرابی‌ها به علت طول

^۱ دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

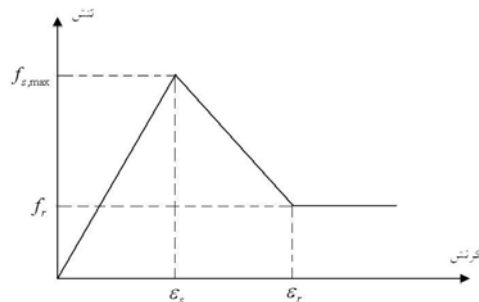
^۲ کارشناس ارشد سازه

^۳ استادیار

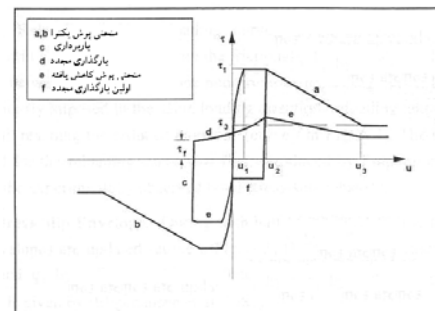
^۴ Shear Friction

^۵ Rocking

کوتاه وصله، شکل پذیری پایین، فاصله زیاد آرماتورهای عرضی و محبوس شدگی نامناسب بوده است [۶]. با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ها که در آنها برای سطوح شکل‌پذیری متوسط و معمولی وصله در پای ستون مجاز دانسته شده است (بعنوان مثال [۷]) و به دلیل سهولت در اجرا، در اغلب موارد برای این سطوح شکل‌پذیری طراحی وصله‌ی ستون‌ها 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. با توجه به این امر تحقیقات در این زمینه در سالهای اخیر بیشتر متمرکز بر ارایه روش‌هایی برای بهبود رفتار وصله بخصوص برای سازه‌های موجود و عمدتاً با تأکید بر استفاده از مواد کامپوزیت متمرکز بوده است. (بعنوان مثال [۸] و [۹]). Eligehausen و همکاران [۱۰] روابط تجربی برای منحنی تنش پیوستگی-لغزش بر پایه‌ی مطالعات آزمایشگاهی وسیعی ارایه دادند. این مطالعات که مبنای برخی از تحقیقات بعدی نیز قرار گرفته است، بر روی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش در اتصال تیر-ستون می‌باشد که وضعیت تنش پیوستگی آن معمولاً به دلیل محبوس شدگی هندسی به مراتب از وضعیت در وصله بهتر می‌باشد. به همین خاطر تعمیم نتایج برای بررسی وضعیت تنش پیوستگی-لغزش وصله باید با احتیاط صورت گیرد. شکل ۱ منحنی تنش پیوستگی-لغزش پیشنهادی توسط Eligehausen و همکاران را نشان می‌دهد. پارامترهای u_1 و u_2 در این شکل، به ترتیب، مساوی 1.0، 3.0 و 10 میلیمتر می‌باشند، که مقدار 10 میلیمتر متناظر با فاصله بین آج‌های آرماتور می‌باشد. Xiao and Ma [۱۱] مطالعاتی را برای بهسازی لرزه‌ای ستون‌های دایره‌ای به انجام رساندند. آنها با اشاره به عملکرد بد وصله‌ی پای ستون ساختمان‌های قدیمی (عمدتاً ناشی از طول کوتاه وصله)، با استفاده از محبوس شدگی ناشی از مواد کامپوزیت، بهبود در رفتار وصله را بررسی نمودند. آنها در ضمن برای بررسی تحلیلی رفتار روابطی را برای تنش پیوستگی-لغزش تحت بارگذاری یکپارچه ارایه کردند. Ghorabeh و همکاران [۱۲] با استفاده از مدلی ساده از رفتار وصله، اثر آن را در پاسخ لرزه‌ای سازه بررسی نمودند. Pincheira and Chao [۱۳] رفتار رفت و برگشتی ستون را با استفاده از فنرهای پیچشی غیرخطی که در رفتار آنها اثرات کاهندگی سختی و مقاومت در ضمن لهیدگی لحاظ شده مدل نمودند. آنها با روشی مبتنی بر سعی و خطا و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی پارامترهای لازم برای تعریف منحنی رفتار این فنرهای پیچشی متمرکز را تعیین کردند.



شکل ۲- شکل کلی روابط تنش-کرنش پیشنهادی در المان وصله



شکل ۱- منحنی روابط تنش پیوستگی-لغزش برای بارگذاری رفت و برگشتی

در این مطالعه ابتدا روش مورد استفاده برای مدل نمودن وصله بیان شده، آنگاه المانها و روش مورد استفاده برای آنالیز در برنامه OPENSEES [۱۴] ارایه می‌شود. در انتها نیز نتایج تحلیلهای انجام شده روی یک سازه فرضی ارایه می‌گردد.

مدل پیشنهادی برای در نظر گرفتن لغزش

شکل ۲ منحنی تنش پیوستگی-کرنش لغزشی مدل پیشنهادی را نشان می‌دهد. در این روابط $f_{s,max}$ ماکزیمم تنش پیوستگی وصله، f_r تنش اصطکاکی (تنش پیوستگی حداقل نظیر مقاومت باقیمانده)، ϵ_s کرنش متناظر با تنش پیوستگی ماکزیمم، و ϵ_r کرنش متناظر با تنش اصطکاکی می‌باشند. برای تعیین مقادیر تنش‌های فوق از روش پیشنهادی Priestley و همکاران [۱۵] استفاده شده است. ماکزیمم تنش پیوستگی وصله، تابعی از مقاومت کششی بتن است؛ به این ترتیب که پیرامون هر آرماتور وصله شده یک سطح شکست با طول p در نظر می‌گیریم. از حاصل ضرب مساحت این سطح شکست در مقاومت کششی بتن، حداکثر تنش پیوستگی توسعه یافته در بتن بدست 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 برابر خواهد بود با نیروی مقاوم به وجود آمده در آرماتور. بنابراین برای بیشترین تنش توسعه یافته در آرماتور وصله $f_{s,max}$ بدون در نظر گرفتن محبوس شدگی خواهیم داشت:

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

که در آن T_b برابر است با نیروی به وجود آمده در آرماتور وصله، A_b سطح مقطع آرماتور وصله، f_s تنش توسعه یافته در آرماتور وصله، f_t مقاومت کششی بتن، p محیط مقطع بلوک بتنی حول آرماتور وصله، و l_s طول وصله می‌باشد.

برای ستون مستطیلی، داریم



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

که S فاصله میانگین بین آرماتورهای وصله شده در وجه بحرانی ستون است. حد بالا در رابطه ۲ زمانی کنترل کننده است که فاصله بین آرماتورهای مجاور زیاد باشد.

بعد از رسیدن به ماکزیمم تنش پیوستگی، یک شاخه نزولی در منحنی تنش پیوستگی-لغزش مشاهده می‌شود (شکل ۲)؛ که تا رسیدن به تنش اصطکاکی، f_r ادامه می‌یابد. از این به بعد تنش موجود در آرماتور وصله دیگر کاهش نمی‌یابد و ثابت می‌ماند. برای محاسبه تنش اصطکاکی از روش برش-اصطکاک استفاده می‌کنیم. همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود، کشش در آرماتورهای عرضی گذرنده از صفحه‌ی ترک، اصطکاک لازم برای انتقال نیرو را در وصله تأمین می‌نماید. برای فعال شدن این مکانیزم انتقال، وقوع ترک لازم می‌باشد. با فرض آنکه ضریب اصطکاک سطح شکست μ باشد و با توجه به آنکه ماکزیمم نیروی کششی (نیروی عمود بر سطح شکست) مساوی $A_{th}f_{yh}$ می‌باشد، با توجه به شکل ۳ مقدار تنش پیوستگی متناظر تنش اصطکاکی به صورت زیر قابل محاسبه خواهد بود

$$n_t \cdot n_l \cdot \mu \cdot A_{th} f_{yh} = N \cdot A_b f_s \quad (3)$$

که در این رابطه n_l برابر است با تعداد ساق‌های خاموت عمود بر صفحه‌ی ترک، n_t تعداد خاموت‌ها در طول وصله، A_{th} سطح مقطع خاموت، f_{yh} مقاومت تسلیم خاموت که در این رابطه برابر با $0.015E_s$ گرفته می‌شود و E_s مدول الاستیسیته فولاد است، N تعداد آرماتورهای طولی وصله شده در صفحه‌ی ترک، A_b سطح مقطع آرماتورهای طولی وصله شده، و f_s تنش آرماتور طولی متناظر تنش اصطکاکی می‌باشند. در این محاسبات فرض شده است که تنش توسعه یافته در تمام آرماتورهای طولی مجاور سطح ترک مساوی می‌باشند.

در این مطالعه برای بررسی اثر لغزش فرض می‌شود که تغییرشکل ناشی از لغزش در طولی مساوی l_s از امان متمرکز شده باشد. تغییرشکل در انتهای آرماتور، ناشی از کرنش در آرماتور و لغزش آرماتور نسبت به بتن مجاور می‌باشد. در این صورت ϵ_s کرنش متناظر با ماکزیمم تنش پیوستگی برابر خواهد بود با حاصل جمع کرنش‌های الاستیک، ϵ_{se} و کرنش لغزشی، ϵ_{ss} .

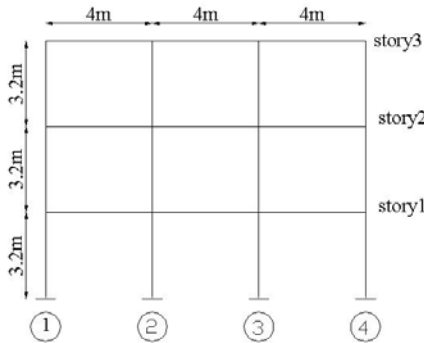
$$\epsilon_s = \epsilon_{se} + \epsilon_{ss} \quad (4 \text{ الف})$$

$$\epsilon_{se} = f_{s,max} / E_s \quad (4 \text{ ب})$$

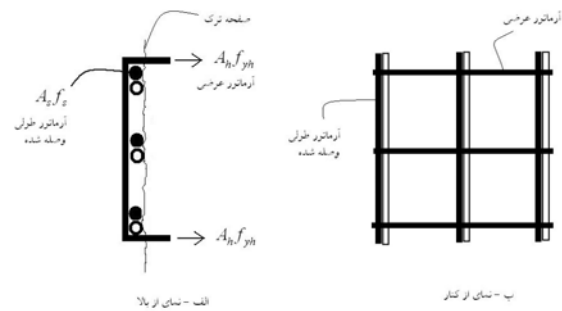
$$\epsilon_{ss} = u / l_s \quad (4 \text{ ج})$$

که در آن u مقدار لغزش متناظر تنش پیوستگی ماکزیمم (که در این مطالعه مقدار آن 1.0 میلیمتر فرض شده است)، E_s مدول الاستیسیته آرماتور، و l_s طول امان وصله می‌باشند.

کرنش اصطکاکی، ϵ_r ، برابر با کرنش حاصل از لغزشی به اندازه‌ی فاصله‌ی بین دو آج متوالی، در نظر گرفته می‌شود. با فرض آنکه فاصله دو آج متوالی ۱۰ میلیمتر باشد، مقدار این کرنش مساوی $10\text{mm}/l_s$ خواهد بود.



شکل ۵- قاب مورد مطالعه

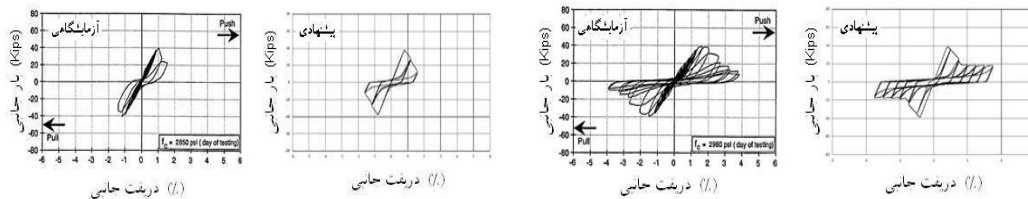


الف - نمای از بالا

ب - نمای از کنار

شکل ۳ - تنش به وجود آمده در آرماتورهای طولی توسط

آرماتورهای عرضی به روش برش-اصطکاک



FC4

FC5

شکل ۴- مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی و مدل پیشنهادی



اعتبارسنجی مدل ارایه شده برای وصله

نتایج به دست آمده از تحلیل به روش مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده از کارهای Melek و همکاران [۱۶] دانشگاه UCLA و Aboutaha و همکاران [۱۷] از دانشگاه UT-Astin مورد مقایسه قرار گرفتند. به این منظور پنج ستون از کارهای Melek و سه ستون از کارهای Aboutaha انتخاب گردید. شکل ۴ مقایسه بین نتایج مدل پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. مشخصات مربوط به هر یک از نمونه‌ها را می‌توانید در مرجع مربوطه پیدا کنید. همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌شود همخوانی خوبی بین نتایج مدل پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد.

روش مدل سازی

در این مطالعه برای مدل سازی از نرم افزار OPENSEES [۱۴] استفاده شده است. این نرم افزار علاوه بر داشتن قابلیت پلاستیسته گسترده، کتابخانه مصالح بسیار کاملی نیز دارد. برای مدل کردن ستون از دو المان سری استفاده می‌شود. یکی از این المان‌ها تغییر شکل در وصله (برای مدل کردن تغییر شکل خمشی و تغییر شکل ناشی از لغزش) و دومی تغییر شکل خمشی در مابقی طول ستون را مدل می‌نمایند. بدین منظور از المان تیر-ستون غیرخطی با فرمولاسیون مبتنی بر روش نرمی استفاده می‌شود. این المان قادر به در نظر گرفتن اثر باربرداری در طول ستون در صورت وقوع رفتار نرم شونده در محل تغییر شکل پلاستیک (یا وصله) می‌باشد. رفتار مقطع به روش مقطع فیبری مدل شده است که قادر به محاسبه منحنی ممان-انحنای غیرخطی مقطع بوده و برای انتگرال گیری در طول المان از روش گوس-لوباتو و برای حل معادلات تکرار از روش نیوتن-رافسون با سختی اولیه استفاده می‌شود. برای مدل کردن رفتار بتن از ماده concrete01 استفاده شده است. اثر محبوس شدگی در بهبود رفتار بتن را می‌توان با اصلاح منحنی این ماده در فشار اعمال نمود. برای مدل کردن رفتار آرماتور در مقطع از دو ماده hysteretic و steel01 به ترتیب برای المان وصله و المان مابقی ستون استفاده شده است. در المان وصله رفتار آرماتور به دلیل وقوع لغزش نسبت به بتن مجاور، رفتار پیچیده‌ای شامل کاهش سختی و مقاومت و لهیدگی نشان می‌دهد. با توجه به این امر برای مدل نمودن آرماتور در محل وصله از ماده hysteretic استفاده شده است. برای تعریف ماده hysteretic نیاز به تعریف پارامترهای آسیب و لهیدگی می‌باشد. برای بدست آوردن این پارامترها، پس از تعریف منحنی پوش سه خطی و انجام تحلیل‌های متعدد و مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی موجود، بهترین انطباق بین نتایج تحلیلی و آزمایشات برای مقدار اندیس آسیب دیدگی انرژی برابر با 0.02 و مقدار پارامتر لهیدگی برای محورهای کرنش و تنش به ترتیب 0.8 و 0.3 بدست آمد. برای ماده steel01 نیز یک سخت شونده کرنشی معادل ۰/۰۳ در نظر گرفته شده است. با توجه به وقوع رفتار نرم شونده نتایج آنالیز اجزا محدود تابع مش (ابعاد المانهای) مورد استفاده در آنالیز خواهد بود [۱۸]. در این مطالعه برای حل این مشکل از روش پیشنهادی توسط Bazant and Pijaudier-Cabot [۱۹] مبتنی بر محدود کردن حداقل بعد المان به ارتفاع مقطع استفاده شده است.

در این مطالعه برای مدل کردن رفتار غیرخطی خاک و بلند شدن فونداسیون در حالت استفاده از پی نواری از مصالح QzSimple1 (Boulanger [۲۰]) استفاده شده است. مصالح QzSimple1 اسکلت بندی غیرمقارنی دارد که مشخصه آن رفتار غیر خطی در فشار و مقاومت ناچیز یا صفر در کشش می‌باشد. برای تعیین سختی این المان‌ها از روش دوم پیشنهادی در FEMA 356 [۲۱] استفاده شده است. در حالت پی تک از فنر متمرکز برای مدل نمودن سختی خاک زیر پی استفاده شده است. سختی این فنرها با استفاده از روش اول پیشنهادی در FEMA 356 محاسبه شده است. برای تعیین مدول الاستیسیته برشی خاک در این روش‌ها در حالت مبنا سرعت موج برشی ۳۶۰ متر بر ثانیه فرض شده و مقدار مدول الاستیسیته برای در نظر گرفتن عملکرد غیرخطی محتمل در خاک به نصف کاهش داده شده است.

سازه‌ی مورد مطالعه

سازه‌ی مورد مطالعه در اینجا یک قاب معمولی بتنی سه دهانه‌ی سه طبقه بوده که مشخصات آن را می‌توانید در شکل ۵ و جدول ۱ مشاهده کنید. دهانه بارگیر عمود بر صفحه ۴ متر بوده و مقدار بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر با ۲۸ و ۸ کیلونیوتن بر متر می‌باشند. نسبت V/W مورد استفاده برای طراحی سازه ۰/۲۴۱ فرض شده است و طراحی سازه با استفاده از ضوابط آیین‌نامه ACI-318 انجام شده است. در این مطالعه قید عدم استفاده از قاب خمشی معمولی در پهنه با خطر زلزله خیزی زیاد و خیلی زیاد که در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۲۲] آمده، منظور نشده است. از اینرو این مطالعه می‌تواند برای ارزیابی رفتار سازه‌های طراحی شده براساس آیین‌نامه‌های قبلی و سازه‌های موجود مورد استفاده قرار گیرد. برای بررسی رفتار وصله همراه با حرکت گهواره‌های تحلیل‌های مختلفی صورت گرفت. شرایط تحلیل‌ها به این گونه بوده است: با فرض پی صلب و عدم در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای، با در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای به همراه پی نواری، با در نظر گرفتن حرکت گهواره‌ای به همراه پی تک و با ضرایب سختی (نشان داده شده با ssc در نمودارها). تحلیل‌های انجام شده آنالیزهای غیرخطی استاتیکی بوده‌اند که در آنها الگوی بار جانبی یک‌بار مثلثی و بار دیگر یکنواخت فرض شده است.

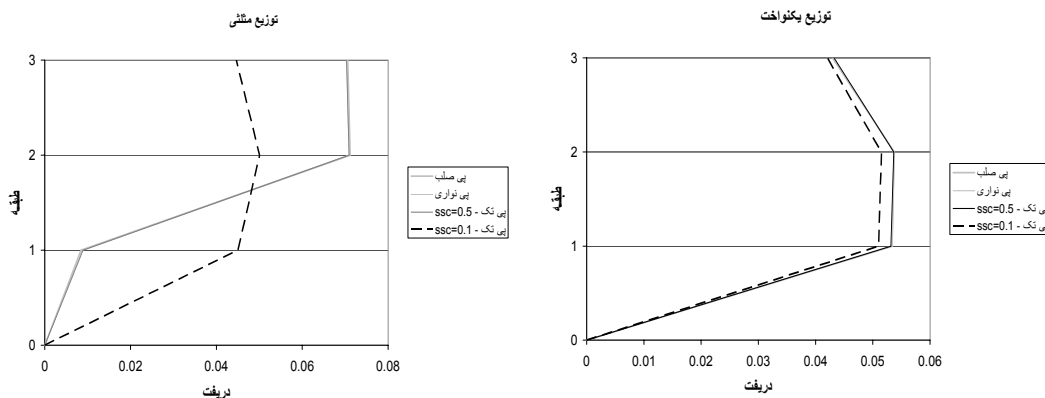
بررسی الگوی تمرکز تغییر شکل‌ها

منحنی دررفت طبقات مختلف تحت توزیع مثلثی و توزیع یکنواخت در شکل ۶ نشان داده شده‌اند. در این نمودار برای محاسبه‌ی دررفت در طبقات مختلف با توجه به دوران محسوس پی (در برخی موارد)، دررفت‌ها برای حذف دوران پی اصلاح شده‌اند.



جدول ۱- مشخصات مربوط به سازه‌ی مورد مطالعه

Location	Dimension (mm)	Longitudinal Reinforcement	Lateral Reinforcement	Splice Length (mm)	$f_{s,max} / f_y$	f_r / f_{yh}
story1-ex	400*400	12 ϕ 26	3 ϕ 10@400	1102	>1	0.47
story1-in	400*400	12 ϕ 26	3 ϕ 10@400	1102	>1	0.47
story2-ex	400*400	8 ϕ 20	2 ϕ 10@320	748	>1	0.70
story2-in	400*400	8 ϕ 25	2 ϕ 10@340	1024	>1	0.60
story3-ex	400*400	8 ϕ 18	2 ϕ 10@280	539	>1	0.58
story3-in	400*400	8 ϕ 18	2 ϕ 10@280	539	>!	0.58



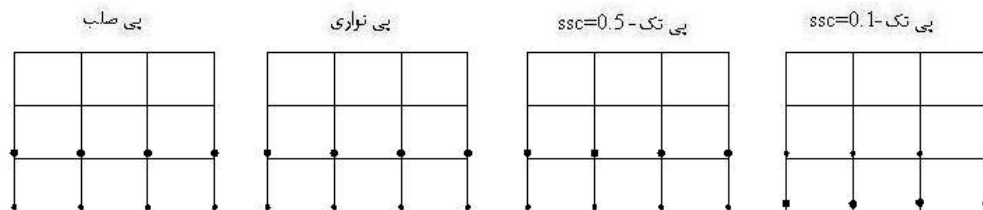
شکل ۶- منحنی های دریفت طبقات برای انواع پی و توزیع های مختلف نیروهای جانبی

همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود برای دو حالت توزیع مثلثی و یکنواخت بار جانبی، توزیع دریفت در ارتفاع برای حالات پی صلب، نواری و تک با ضریب سختی ۰/۵ مشابه می‌باشد. این نتایج به همراه شکل ۷ که موقعیت مکانی تغییرشکل‌های غیرخطی را نشان می‌دهد و شکل ۸ که منحنی نیرو-تغییرمکان را برای سازه‌های مورد بررسی ارائه می‌نماید، نشانگر آنستکه با توجه به سختی دورانی بالای پی، در این حالات نتایج برای پی انعطاف پذیر و صلب مشابه می‌باشند. در حالت توزیع مثلثی بار جانبی، تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقه دوم و در حالت توزیع یکنواخت، تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقه اول و در هر دو حالت با وقوع مکانیزم تغییر شکل ستونی مشاهده می‌شود. در حالت توزیع مثلثی، این امر با توجه به آنکه مقدار برش پایه‌ی طبقه دوم تنها ۱۷ درصد کمتر از طبقه اول می‌باشد، ولی مقاومت آن (براساس مقاطع جدول ۱) در حدود نصف مقاومت طبقه اول است، کاملاً قابل پیش‌بینی است. در حالت توزیع یکنواخت مقدار اختلاف برش طبقه دوم و اول ۳۳ درصد می‌باشد که منجر به تمرکز تغییرشکل‌ها برای این حالت در طبقه اول می‌گردد.

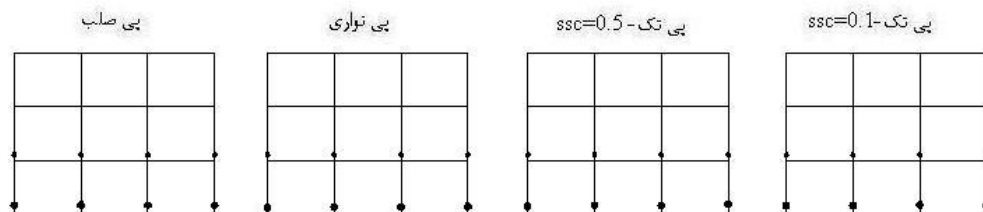
در حالت توزیع مثلثی بار جانبی و پی تک با ضریب کاهش سختی ۰/۱، توزیع دریفت به نحو محسوس تغییر نموده است. در این حالت برخلاف حالات قبل تمرکز تغییرشکل‌ها از طبقه دوم به طبقه اول منتقل شده است. دلیل این امر در انتهای مقاله توضیح داده شده است. شکل ۸ منحنی‌های برش پایه-تغییرمکان را نشان می‌دهد. چنانکه مشاهده می‌شود برای حالات پی صلب، پی نواری و پی تک با ضریب سختی ۰/۵ منحنی‌های برش پایه-تغییرمکان بر هم منطبق می‌باشند ولی منحنی مربوط به پی تک با ضریب سختی ۰/۱ از سایر منحنی‌ها جدا شده است. در این حالت کاهش سختی در قسمت صعودی منحنی در مقایسه با سایر حالات محسوس می‌باشد. در حالت توزیع مثلثی در ضمن شاهد افتادگی دیرتر منحنی حالت اخیر هستیم، که علت آن عوض شدن الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک و انتقال تغییر شکل‌ها از طبقه دوم به طبقه اول می‌باشد. این مورد در توزیع یکنواخت کمتر محسوس است. علت تأخیر در شروع شاخه نزولی را برای حالت مثلثی، در مقاومت بیشتر طبقه اول و وقوع تمرکز تغییرشکل در این طبقه جستجو نمود.



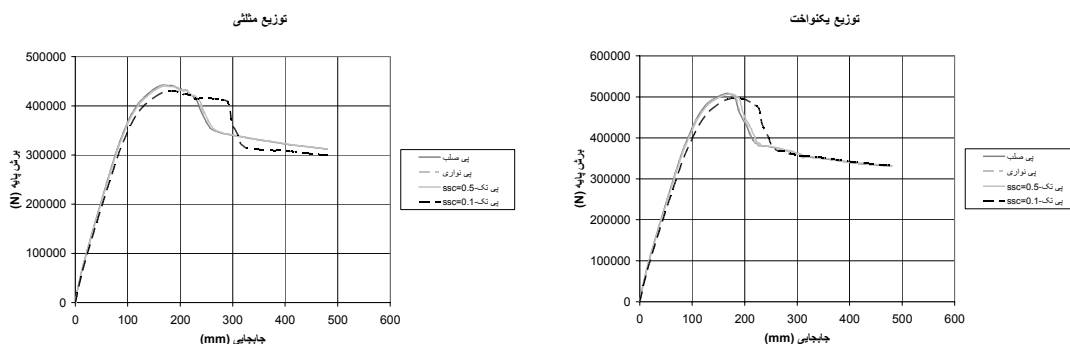
توزیع مثلثی



توزیع یکنواخت

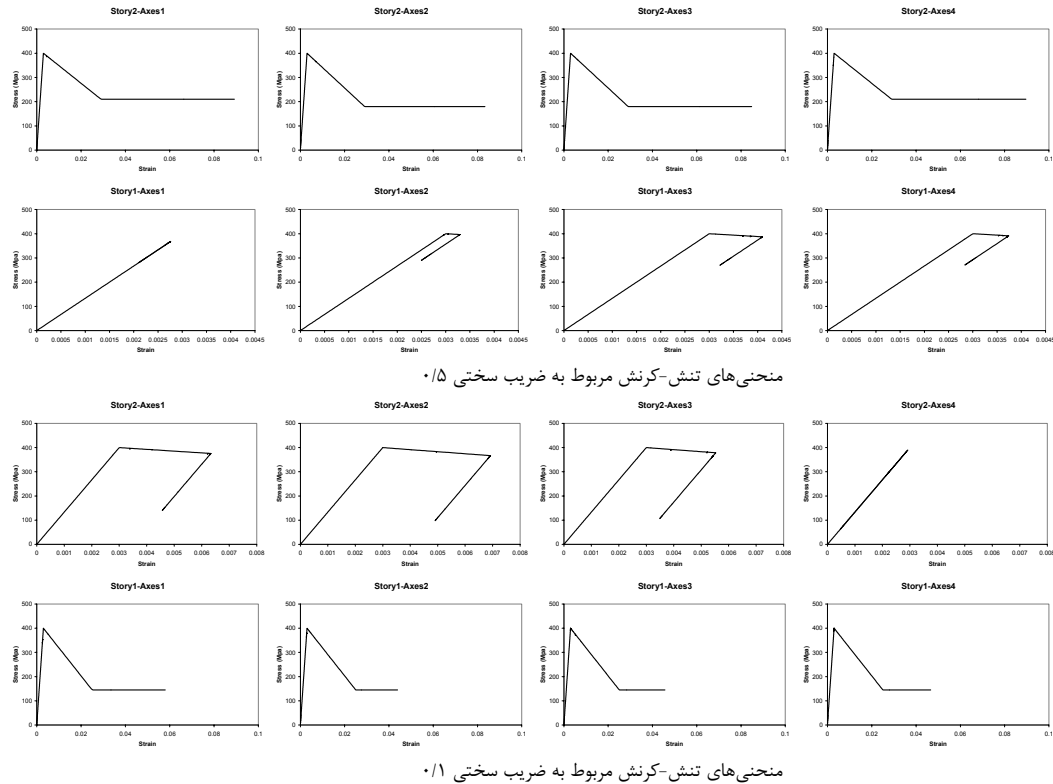


شکل ۷- موقعیت تشکیل مفاصل پلاستیک. (دایره‌های بزرگتر نشانگر تمرکز تغییر شکل‌ها در آن مکان می‌باشند).



شکل ۸- منحنی‌های برش پایه در مقابل تغییر مکان برای انواع پی‌ها و توزیع‌های مختلف بار جانبی

شکل ۹ نمودارهای تنش- کرنش آرماتور را برای وصله‌ی پای ستون‌ها در طبقات اول و دوم، تحت توزیع بار جانبی مثلثی و پی تک با ضرایب سختی ۰/۵ و ۰/۱ ارایه می‌نماید. با توجه به عدم فعال شدن وصله‌ها برای طبقه‌ی سوم منحنی‌ها فقط برای طبقات اول و دوم ارایه شده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، برای حالت ضریب سختی ۰/۵، با رسیدن تنش در آرماتور وصله در طبقه‌ی دوم به تنش اصطکاکی، بار برداری در منحنی تنش-کرنش آرماتورهای وصله طبقه اول رخ می‌دهد. این امر منجر به تمرکز تغییر شکل‌ها در طبقه‌ی دوم می‌گردد. در این حالت وصله‌های طبقه‌ی دوم در تغییر مکان جانبی ۱۶۶ میلی‌متر و وصله‌های طبقه اول در جابجایی ۱۶۸ میلی‌متر به نقطه‌ی پیک منحنی تنش-کرنش خود می‌رسند. عبارتی تغییر شکل‌ها در وصله‌هایی که زودتر به تنش پیک رسیده‌اند متمرکز شده، در وصله‌های طبقه‌ی دیگر بار برداری رخ می‌دهد. در حالت ضریب سختی ۰/۱ وضعیت به گونه‌ی دیگری است. در این حالت با کاهش سختی اولین وصله‌ی تسلیم شده متعلق به طبقه‌ی اول در جابجایی ۱۶۲ میلی‌متر می‌باشد و وصله‌ی طبقه‌ی دوم در جابجایی ۱۷۳ میلی‌متر به تسلیم می‌رسد؛ در نتیجه در وصله‌های طبقه‌ی دوم بعد از رسیدن به تسلیم بار برداری مشاهده می‌شود. این امر دلیل تغییر در الگوی شکست را برای این حالت توضیح می‌دهد. عبارتی اینجا رقابتی برای جذب انرژی در وصله‌ها بین طبقه‌ی اول و دوم رخ می‌دهد که در آن شکست در طبقه‌ای که در آن وصله‌ها زودتر به نقطه پیک منحنی تنش-کرنش می‌رسند، متمرکز می‌شود.



شکل ۹- نمودارهای تنش-کرنش برای وصله های طبقات اول و دوم تحت توزیع مثلثی

نتیجه گیری

لغزش وصله پای ستون های بتنی می تواند تأثیر نامطلوبی بر عملکرد سازه های بتنی حین زلزله داشته باشد. هدف این مقاله بررسی اثر توأم لغزش وصله و حرکت گهواره ای روی پاسخ سازه های بتنی قاب خمشی می باشد. در این راستا ابتدا مدلی برای رفتار وصله با توجه به نتایج آزمایشات توسعه داده شد و آنگاه عملکرد آن در یک سازه ی سه طبقه ی سه دهانه همراه با اثر حرکت گهواره ای بررسی شد. مدل ارائه شده برای وصله قادر به در نظر گرفتن اثرات میزان محبوس شدگی توسط آرماتورهای عرضی و آرایش آرماتورهای طولی می باشد. برای بررسی رفتار سازه حین زلزله از آنالیز استاتیکی غیر خطی با دو نوع توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت استفاده شده است. حالات آنالیز شامل حالت پی صلب، نواری و تک با ضرایب سختی ۰/۵ و ۰/۱ می باشند که در هر طبقه برای پای ستون ها وصله هایی تعریف شده است. نتایج آنالیز نشان می دهد که در تمام موارد لغزش در وصله های طبقات اول و دوم شروع می شود و در موارد مختلف بسته به اینکه در کدام طبقات وصله زودتر به شاخه نزولی وارد شود، تغییر شکل ها در آن طبقه متمرکز گشته، در طبقه دیگر در ستون ها باربرداری رخ می دهد. این نتایج نشانگر ایجاد مکانیزم ستونی بوده و اثر حرکت گهواره ای می تواند طبقه ای را که در آن شکست رخ می دهد، تغییر دهد.

مراجع

- Housner, G. W. (1963) The behavior of inverted pendulum structures during earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 53(2), 403-417.
- Hayashi, Y. and Takahashi, I. (2004) Soil-structure interaction effects on building response in recent earthquakes, *Proceedings of 3rd UJNR workshop on soil-structure interaction*, Melno Park, California.
- Xu, C. and Spyarakos, C.C. (1996) Seismic analysis of towers including foundation uplift, *Engineering Structures*, 18(4), pp. 271-278.
- Mergos, P.E. and Kawashima, K. (2005) Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), pp. 395-414.
- Lobo, R.F. and Naeim, F. (1999) Effects of uplift and superstructure nonlinearity on multistory base isolated buildings, *SEAOC convention*, pp. 331-343.
- Sause, R., Harries, K. A., Walkup, S. L., Pessiki, S., and Ricles, J. M. (2004) Flexural Behavior of Concrete Columns with Carbon Fiber Composite Jackets, *ACI Structural Journal*, 101(5), pp. 708-716.



7. ACI Committee 318 (2002) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (318R-02). American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 443 pp.
8. Harries, K., Ricles, J.R., Pessiki, S. and Sause, R. (2006) Seismic retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets, *ACI Structural Journal*, 103(6), pp. 874-884.
9. Ghosh, K.K. and Sheikh, S.A. (2007) Seismic upgrade with carbon fiber-reinforced polymer of columns containing lap spliced reinforcing bars, *ACI Structural Journal*, 104(2), pp. 227-236.
10. Eligehausen, R., Popov, E.P., and Bertero, V.V. (1983) Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars, Under Generalized Excitation. Report UCB/EERC-83/23. Berkeley: EERC, University of California, 1983.
11. Xiao, Y., and Ma, R. (1997) Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 123(10), pp.1357-1364.
12. Ghobarah, T. Aziz, and Abou-Elfath, H. (1999) Softening Effects on the Seismic Response of Non-Ductile Concrete Frames. *Journal of Earthquake*. 3(1), pp. 59-81.
13. Pincheira, J.A. and Jae-Yeol, C. (2006) Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Columns With Short Lap Splices Subjected to Reversed Cyclic Loads. *ACI Structural Journal*, 103(2), pp. 280-290.
14. OPENSEES, 2006, OPENSEES: Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
15. Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996) Seismic Design and Retrofit of Reinforced Concrete Bridges. J. Wiley, New York, 686 pp.
16. Melek, M., and Wallace, J. W., "Cyclic Behavior of Columns with Short Lap Splices." *ACI Structural Journal*, V. 101, No.6, Nov-Dec, 2004, pp.802-811
17. 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*, V. 12, No. 4, 1996, pp. 693-714
18. Bazant, Z.P. and Jirasek, M. (1996). Softening-induced Dynamic Localization Instability: Seismic damage in frames. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 122(8), pp. 1149-1158.
19. Bazant, Z.P., and Pijaudier-Cabot, G. (1989) Measurement of characteristic length of nonlocal continuum. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 115(4), 755-767.
20. Boulanger, R.W., 2004, The Qzsimple1 Material, Documentation for the Opensees platform, http://peer.berkeley.edu/~silvia/opensees/manual/documents/PyTzQzMats/QzSimple1_documentation.pdf.
21. FEMA 356, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Chapter 6, 6.4.5 Development and Splices of Reinforcement.

۲۲- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ۱۳۸۴، مرکز تحقیقات مسکن و ساختمان، صفحه ۱۳۵.