

تعیین طول مفصل خمیری ستون‌های بتن‌آرمه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل حاوی اثر پرتابی

علیرضا مورتضایی* (استادیار)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان

غلامرضا قدرتی امیری (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۲)
دوری ۲-۲۹، شماره ۳، ص. ۳۰-۱۹

در زلزله‌های قوی، اعضای بتن‌آرمه دچار تغییرشکل‌های خمیری در نواحی معروف به نواحی مفصل خمیری می‌شوند. مفصل‌های خمیری اساساً عاملی جهت اتلاف انرژی هستند که انرژی ناشی از زلزله را از طریق دوران خمیری تلف می‌کنند. از این رو دوران و طول مفصل خمیری یک عضو بتن‌آرمه، پارامتری مهم در ارزیابی پاسخ و خسارت سازه‌ی تحت زلزله محسوب می‌شود. این موضوع خصوصاً برای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در پژوهش‌های پیشین کمتر مورد توجه قرار گرفته است. بدین منظور، در این نوشتار به کمک تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تأثیر متغیرهای مختلف اعم از مشخصات زلزله، سطح بار محوری، نسبت ارتفاع به پهنای مقطع و درصد فولاد طولی بر رفتار غیرخطی ستون‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان داده‌اند که بار محوری ستون نقش مهمی در تعیین طول مفصل خمیری دارد. بر اساس نتایج به دست آمده، رابطه‌ی ساده جهت تعیین طول مفصل خمیری ستون‌های بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی: طول مفصل خمیری، زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل، اثر پرتابی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

a.mortezaei@semnaniau.ac.ir
ghodrati@iust.ac.ir

۱. مقدمه

شروع به تسلیم می‌کند (M_y و ϕ_y)، که به دنبال آن بتن نیز خرد می‌شود (ϕ_u و M_u در نقطه‌ی C).

دوران عضو را می‌توان از توزیع انحنا در راستای طول عضو تعیین کرد. براساس تئوری گشتاور اول سطح، دوران (تغییر شیب) بین هر دو نقطه از عضو برابر سطح زیر دیاگرام انحنا بین این دو نقطه است (رابطه‌ی ۱):

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx \quad (1)$$

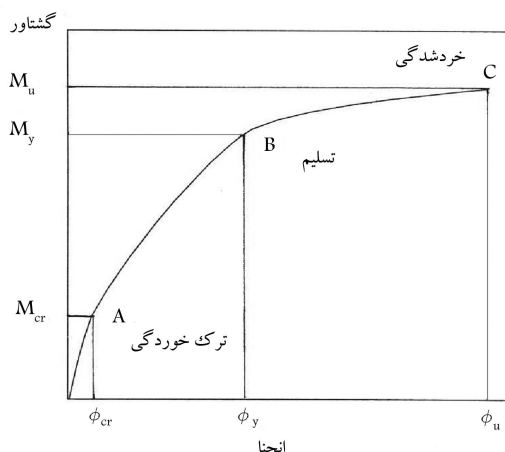
که در این رابطه، x فاصله‌ی المان dx از نقطه‌ی A (حد تحتانی انتگرال) است. این معادله را می‌توان برای انحناهای کشسان یا غیرکشسان به کار برد. در شکل ۲، یک ستون طره تحت بارگذاری یکنواخت در مرحله‌ی بار نهایی نشان داده شده است. برای مقادیر بارهای کوچک‌تر از گشتاور تسلیم (M_y)، انحنا به‌طور تدریجی از انتهای آزاد ستون طره‌ی (نقطه‌ی A) به سمت تکیه‌گاه ستون (نقطه‌ی B) افزایش می‌یابد. در مرحله‌ی بار نهایی، مقدار انحنا در تکیه‌گاه به‌طور ناگهانی افزایش می‌یابد، به‌گونه‌ی که این امر سبب یک تغییر شکل غیرکشسان بزرگ می‌شود. از آنجایی که بتن موجود بین ترک‌ها می‌تواند مقداری کشش تحمل کند (پدیده‌ی سخت‌شدگی کششی^(۱))، مقدار انحنا در راستای ستون دارای تغییراتی است. هر نقطه‌ی بیشینه از دیاگرام انحنا متناظر با موقعیت یک ترک است. توزیع واقعی انحنا در مرحله‌ی

رفتار غیرکشسان مقاطع بتن‌آرمه منجر به بازتوزیع گشتاور می‌شود که این امر سبب افزایش ظرفیت باربری سازه‌های نامعین می‌شود. میزان بازتوزیع گشتاور بستگی به ظرفیت دوران نواحی مفصل خمیری دارد که در آن فولاد جاری شده یا عضو رفتاری غیرکشسان دارد. در صورتی که یک عضو به درستی طراحی شود، ظرفیت دورانی مناسبی خواهد داشت و به تبع آن بازتوزیع گشتاور با موفقیت صورت می‌گیرد. رفتار غیرکشسان سازه‌های بتن‌آرمه نقش مهمی در روش‌های طراحی حدی بازی می‌کند. هر روش طراحی حدی مستلزم داشتن اطلاعاتی درخصوص طول مفصل خمیری (l_p) و دوران مفصل خمیری جهت نیل به بازتوزیع کامل گشتاورهای خمشی است.^(۱)

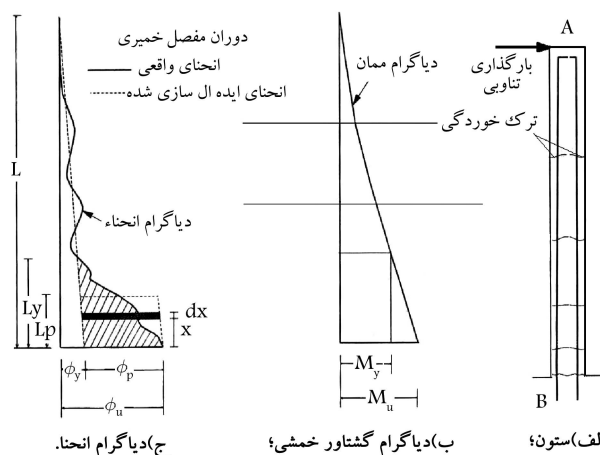
مشخصه‌های لنگر-انحنا یک مقطع بتن‌آرمه نماینده‌ی خصوصیات تغییرشکل آن مقطع است. همان‌طور که در شکل ۱ دیده می‌شود، منحنی نمایشی لنگر-انحنا برای یک عضو بتن‌آرمه شامل ۳ مرحله است: نقطه‌ی A ، نشان‌دهنده‌ی نقطه‌ی ترک‌خوردگی است که در آن بتن شروع به ترک‌خوردن می‌کند (M_{cr} و ϕ_{cr}). در مراحل اولیه ($M < M_{cr}$)، پاسخ سازه کشسان و خطی است. با افزایش گشتاور وارده، ترک‌خوردگی بتن سبب کاهش صلبیت خمشی مقطع می‌شود که این کاهش بستگی به مقدار فولاد دارد. در سطوح بالاتر بارگذاری، (نقطه‌ی B) فولاد کششی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۲/۱۸، اصلاحیه ۱۳۹۰/۶/۲۲، پذیرش ۱۳۹۰/۹/۵



شکل ۱. منحنی نمایشی لنگر-انحنا.



شکل ۲. توزیع نمایشی انحنا در راستای ستون در مرحله‌ی بار نهایی.

بار نهایی را می‌توان به صورت نواحی کشسان و غیرکشسان (خمیری) ایده‌آل‌سازی کرد (شکل ۲ ج). بنابراین دوران کل (θ_e) در راستای ستون را می‌توان به دوران‌های کشسان (θ_e) و خمیری (θ_p) تقسیم کرد. دوران کشسان (θ_e) (تا زمان تسلیم فولاد) را می‌توان با استفاده از مقدار انحنا در هنگام تسلیم به دست آورد (معادله‌ی ۱). طبق معادله‌ی ۱، دوران خمیری در هر طرف از مقطع بحرانی را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۲ به دست آورد:^[۱]

$$\theta_p = \int_0^{l_y} [\phi(x) - \phi_y] dx \quad (2)$$

در این رابطه، $\phi(x)$ مقدار انحنا در فاصله‌ی x از مقطع بحرانی در مرحله‌ی بار نهایی است. طول تسلیم (l_y)، طولی از ستون است که در آن گشتاور بیشینه از گشتاور تسلیم (M_y) تجاوز می‌کند و یا فاصله‌ی بین مقطع بحرانی و موقعیتی است که اولین فولاد کششی جاری می‌شود (شکل ۲). ناحیه‌ی هاشورخورده در شکل ۲ ج، دوران خمیری (θ_p) است که علاوه بر دوران کشسان در ناحیه‌ی مفصل خمیری و در مرحله‌ی بار نهایی رخ می‌دهد. دوران مفصل خمیری را می‌توان با محاسبه‌ی ناحیه‌ی هاشورخورده به دست آورد و یا با محاسبه‌ی حاصل ضرب ارتفاع ($\phi_u - \phi_y$) در عرض (l_p) یک مستطیل معادل. با استفاده از معادله‌ی ۲، طول مفصل خمیری

معادل (l_p) را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۳ تعریف کرد:^[۲]

$$l_p = \frac{1}{(\phi_u - \phi_y)} \int_0^{l_y} [\phi(x) - \phi_y] dx \quad (3)$$

بنابراین مقدار دوران مفصل خمیری (θ_p) در مرحله‌ی نهایی را می‌توان به راحتی با استفاده از معادله‌ی ۴ به دست آورد:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p = \phi_p \cdot l_p = \beta' l_p l_y \quad (4)$$

که در آن، ϕ_u و ϕ_y به ترتیب انحنا در بار نهایی و تسلیم هستند و l_p طول معادل مفصل خمیری در فاصله‌ی بین است که فرض می‌شود انحنا خمیری ($\phi_p = \phi_u - \phi_y$) ثابت باشد. معادله‌ی ۴ منجر به مساحتی مشابه با توزیع انحنا خمیری واقعی (ناحیه‌ی هاشورخورده در شکل ۲ ج) می‌شود. پارامتر بدون بعد (β')، ضریب شکل^۲ یا ضریب توزیع انحنا برای دیاگرام انحنا نزدیک تکیه‌گاه با مقدار کمتر از ۱ است. همچنین این ضریب را می‌توان به نام ضریب کاهش طول تسلیم در طولی که فولاد جاری می‌شود، نامید؛ بنابراین: $\beta' l_y = l_p$.

۲. تاریخچه‌ی تحقیقات

هنگامی که یک ستون حامل بارهای ثقلی تحت اثر تغییرمکان‌های جانبی حاصل از زلزله قرار می‌گیرد، خسارت‌های شدیدی در نواحی تحت اثر گشتاورهای بیشینه مشاهده می‌شود. این نواحی معمولاً به نام مفصل خمیری خوانده می‌شوند که انحناهای غیرکشسان بزرگی را تجربه می‌کنند. طول یک مفصل خمیری به پارامترهای زیادی بستگی دارد. سطح بار محوری، گزاردان گشتاور، سطح تنش برشی در ناحیه‌ی مفصل خمیری، خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی، مقاومت بتن و میزان محصورشدگی از جمله پارامترهای مهمی‌اند که طول مفصل خمیری را تحت تأثیر قرار می‌دهند.

به سبب تفاوت‌های اساسی در تعریف حالت حدی نهایی، روش‌های مختلف آزمایش، ابعاد نمونه و صفحه‌ی بارگذاری و روش اعمال بار بر روی عضو بتنی، نتایج آزمایش‌ها برای l_p دارای پراکندگی قابل ملاحظه‌ی هستند. اگرچه استفاده از عبارت‌های «مفصل خمیری» و «مقطع بحرانی» در مقاطع بحرانی تقریباً رایج است و به راحتی به کار می‌روند، اما خصوصیات مفصل خمیری به طور واقعی خصوصیات مقاطع بحرانی نیست.^[۳] مقایسه‌ی بین معادله‌های پیشنهادی پژوهشگران مختلف در خصوص طول مفصل خمیری در شکل‌های ۳ و ۴ و جدول ۱ نشان داده شده است. این شکل‌ها نشان می‌دهند که تغییرات و پراکندگی زیادی در بین معادله‌های پیشنهادی وجود دارد. لازم به یادآوری است که به جز معادله‌های پیشنهادی برخی پژوهشگران،^[۴] بیشتر معادله‌ها بار محوری را به منزله‌ی یک پارامتر در نظر نمی‌گیرند. زیرا در تحقیقات اولیه بر روی مفصل خمیری، تمرکز اصلی بر روی رفتار تیرهای بتنی و اما در سال‌های اخیر تمرکز اصلی پژوهشگران بر روی رفتار ستون‌های بتنی بوده است.

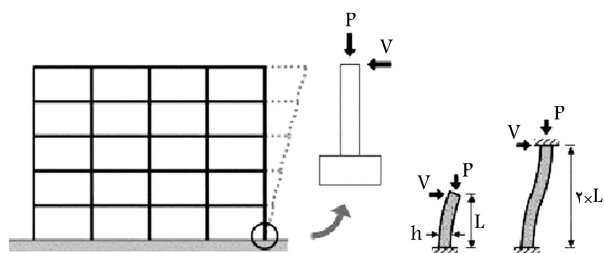
اگرچه تأثیر بار محوری بر روی طول مفصل خمیری ستون‌های بتنی توسط پژوهشگران زیادی گزارش شده است، اما گزارش‌های ارائه شده دارای تناقض هستند. همان‌طور که قبلاً بحث شد، براساس آزمایش‌های برخی پژوهشگران این نتیجه به دست آمد که طول مفصل خمیری به سطح بار محوری حساس نیست.^[۱۷، ۹] برخلاف آنچه گفته شد، پژوهشگرانی نیز گزارش کرده‌اند که گسترش حالت خمیری یا طول ناحیه‌ی خسارت دیده، همراه با افزایش سطح بار محوری افزایش می‌یابد.^[۱۸]

همچنین شکل ۴ نشان می‌دهد که مقدار تحلیلی l_p برای مقادیر مختلف شاخص فولاد کششی (q) ثابت نیست. بیکر نیز در روش قبلی خود برای مقادیر مختلف q مقدار ثابتی از l_p برابر با ۱۹۴/۵ میلی‌متر را تخمین زده است؛ [۲] در صورتی‌که در معادله‌ی پیشنهادی بعدی او، [۵] l_p به‌طور خطی با نسبت c/d افزایش یافته است. در تئوری‌های برخی دیگر از پژوهشگران بدون توجه به شاخص فولاد کششی، مقادیر ثابتی به ترتیب برابر ۲۱۵/۴ میلی‌متر (۰/۸۵d) و ۱۹۶/۹ میلی‌متر (۰/۷۸d) برای طول مفصل خمیری ارائه شده است. [۸۷]

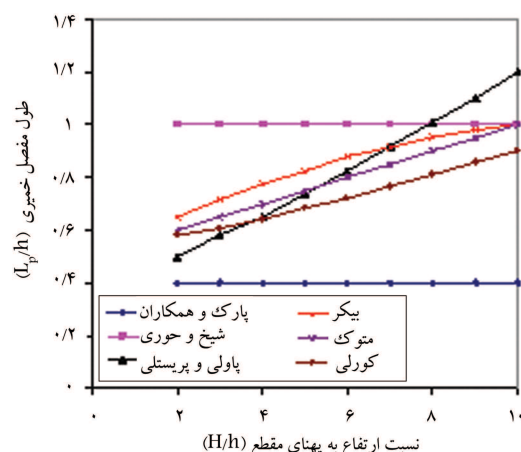
اگرچه روش‌های مختلفی جهت محاسبه‌ی طول مفصل خمیری پیشنهاد شده است، اما هیچ سازگاری و انطباق کلی بر روی مشخصه‌های رفتار غیرکشسان ستون‌های بتن‌آرمه وجود ندارد. از سویی دیگر در بیشتر پژوهش‌های پیشین، از آنجایی‌که رفتار تیرهای بتنی در تعیین طول مفصل خمیری مورد بررسی قرار گرفته است؛ از تأثیر مقدار بار محوری در مقدار l_p غفلت شده است. طبیعت و پیچیدگی‌های مسائل مورد بحث در این خصوص به اندازه‌ی است که به‌منظور روشن شدن تأثیر متغیرهای مختلف مانند مشخصات زلزله، مشخصات فیزیکی عضو، سطح بار محوری، و نسبت فولاد نیاز به تحقیقات بیشتر است. لذا در این راستا و برای بررسی تأثیرات متغیرهای ارتفاع به پهنای مقطع ستون (H/h)، بار محوری (p/p_0)، درصد فولاد مصرفی ($\rho = A_s/A_g$) و مشخصات زلزله بر طول مفصل خمیری، ستون‌های بتن‌آرمه تحت اثر بار محوری متوسط تا زیاد و زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی با استفاده از برنامه‌ی تحلیل اجزای محدود غیرخطی (ANSYS)، برای تعیین طول تسلیم و طول مفصل خمیری تحلیل شده‌اند. تأثیر این متغیرها در تغییرشکل‌های نهایی ستون‌های بتن‌آرمه بررسی و معادله‌ی جدیدی به‌منظور در نظر گرفتن تأثیر متغیرهای مختلف در محاسبه‌ی طول مفصل خمیری تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی توسعه داده شده است.

۳. بررسی دقت و صحت مدل‌های تحلیلی

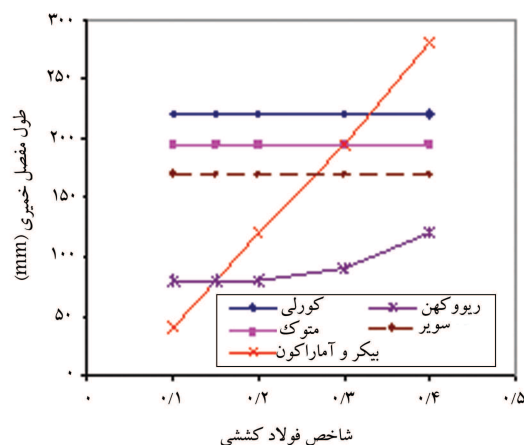
پژوهشگرانی برای بررسی صحت روش اجزای محدود شامل مدل‌سازی نمونه‌ی آزمایش‌شده در دانشگاه تگزاس با ابعاد و خصوصیات مشخص، ۵ نمونه‌ی ستون بتن‌آرمه را در مقیاس واقعی در دانشگاه تگزاس مورد آزمایش قرار داده‌اند. [۱۹] این ستون‌ها در حالی‌که بارهای محوری ثابت را تحمل می‌کردند، تحت اثر بارهای تناوبی قرار گرفتند. همان‌طور که در شکل ۵ مشخص است، نمونه‌های مورد آزمایش ستون به‌منزله‌ی نیمه‌ی از ستونی که در خمش دوانحنایی قرار دارد در نظر گرفته شده‌اند. یک عدد از این ستون‌ها به‌منزله‌ی ستون کنترلی است که برای بررسی صحت مدل اجزاء محدود می‌توان آن را مورد استفاده قرار داد. ارتفاع این ستون برابر ۳۰۰



شکل ۵. مدل‌سازی ستون‌های آزمایشی.



شکل ۳. مقایسه‌ی معادله‌های پیشنهادی پژوهشگران مختلف برای طول مفصل خمیری.



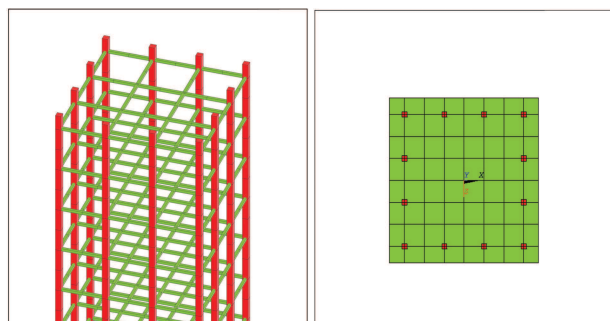
شکل ۴. مقایسه‌ی فرمول‌های پژوهشگران مختلف برای طول مفصل خمیری.

جدول ۱. مقایسه‌ی روابط موجود برای طول مفصل خمیری.

مرجع	فرمول‌بندی
[۲]	$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d}\right)^{0.75} d$
[۵]	$l_p = 0.18 k_1 k_2 \left(\frac{z}{d}\right) c$
[۶]	$l_p = \frac{d}{2} \left[1 + \left(1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left\{ 1 - \left(\frac{q-q'}{q-b} \right) \sqrt{\frac{d}{16.2}} \right\} \right]$
[۷]	$l_p = 0.5 d + 0.2 \sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right)$
[۸]	$l_p = 0.5 d + 0.5 z$
[۹]	$l_p = 0.42 h$
[۱۰]	$l_p = 0.1 \lambda L + \epsilon d_b$
[۱۱]	$l_p = 0.1 \lambda L + 0.15 d_b f_y \quad (f_y \text{ in ksi})$ $l_p = 0.1 \lambda L + 0.12 d_b f_y \quad (f_y \text{ in MPa})$
[۱۲]	$l_p = h$
[۱۳]	$l_p = h$
[۱۴]	$l_p = h$
[۱۵]	$l_p = D$
[۱۶]	$\frac{l_p}{h} = 0.19 \left[1 + 0.5 \frac{P}{P_c} \right] k_1 \left(\frac{L}{h} \right)^{0.25}$

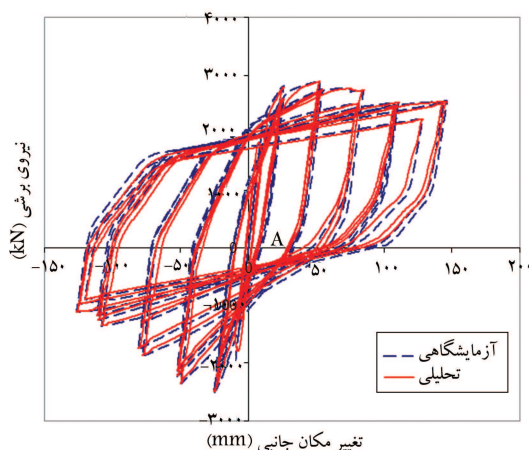
جدول ۲. جزئیات ستون کنترلی.

$\frac{P}{P_c}$	آرماتورهای عرضی				آرماتورهای طولی			f'_c (MPa)	ابعاد مقطع (mm × mm)	نمونه
	f_{ys} (MPa)	ρ (%)	گام خاموت (mm)	قطر (mm)	f_y (MPa)	ρ (%)	قطر (mm)			
۰/۵	۴۴۰	۱/۲۸	۱۰۰	۱۰	۵۸۰	۱/۲۵	۲۲	۳۰	۶۰۰ × ۶۰۰	S۲۴-۸UT



الف) سطح مقطع ستون در برنامه ANSYS؛ ب) فولادهای طولی و عرضی نمونه تحلیلی در برنامه ANSYS.

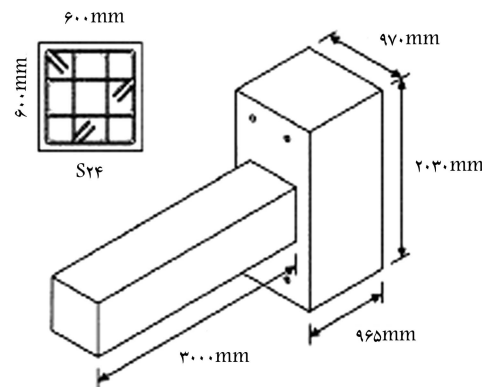
شکل ۷. نحوه مدلسازی ستون در برنامه تحلیل اجزای محدود



شکل ۸. منحنی پسماند نیروی برشی - تغییرشکل جانبی ستون.

تغییر مکان‌های ماندگار، سختی ترک‌خوردگی، و میزان اتلاف انرژی را به خوبی تخمین زد. یک مورد اختلاف بین رفتار آزمایشگاهی و تحلیلی، میزان باریک‌شدگی و تا حدی تخمین حد پایین سختی در بارگذاری مجدد سطوح مختلف بارگذاری در تحلیل اجزاء محدود است. با وجود این، تحلیل اجزاء محدود، مقاومت جانبی را مشابه مقادیر آزمایشگاهی محاسبه می‌کند. برای کارهای آزمایشگاهی، بیشینه بار ۱۹۳/۱۲ کیلو نیوتن در تغییر مکان ۱۴/۱۴ میلی‌متر گزارش شد، در حالی که برای تحلیل اجزاء محدود بیشینه بار ۱۸۵/۴۲ کیلو نیوتن در تغییر مکان جانبی ۱۴/۰۵ میلی‌متر به دست آمد. همان‌طوری که در این شکل مشخص است، انطباق خوبی بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی وجود دارد. این تطابق نشان می‌دهد که برنامه ANSYS را می‌توان با اطمینان در تحلیل سازه‌های بتن آرمه به کار برد.^[۲۱]

در ارزیابی دیگر و به منظور اطمینان از دقت و صحت مدل‌سازی عددی، قاب آزمایش‌شده دیگری مورد بحث و بررسی قرار گرفت،^[۲۲] که نتایج آن نیز حاکی از انطباق منطقی نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی بود.^[۱]



شکل ۶. ابعاد و فولادگذاری نمونه‌ی مورد آزمایش.

سانتی‌متر، فولادهای طولی مورد استفاده ۱۲ عدد آرماتور نمره ۲۲، و فولادهای برشی نیز آرماتورهای با قطر ۱۰ میلی‌متر هستند؛ که جزئیات آن‌ها در شکل ۶ نشان داده شده است (جدول ۲).

در شروع آزمایش، بار محوری ثابت به ستون وارد شد و به دنبال آن، نمونه تحت اثر سیکل‌های تغییر مکان جانبی افزایشده قرار گرفت. ستون و صفحات بارگذاری به صورت یک حجم مدل شدند. عنصر SOLID۶۵ جهت مدل‌کردن سه بعدی بتن با یا بدون آرماتورهای فولادی به کار رفت. مهم‌ترین مشخصه این عنصر خصوصیات غیرخطی مادی آن است. این عنصر قادر به ترک‌خوردگی (در ۳ جهت عمود بر هم)، خردشدگی، تغییر شکل‌های خمیری، و خزش است. آرماتورها قادر به تحمل فشار و کشش هستند، اما نمی‌توانند هیچ برشی را تحمل کنند. این المان دارای ۸ گره با ۳ درجه‌ی آزادی در هر گره، و تغییر مکان در جهت‌های x ، y ، z است. عنصر SOLID۴۵ برای صفحات فولادی در انتهای ستون جهت بارگذاری محوری شامل ۸ گره با ۳ درجه‌ی آزادی در هر گره و تغییر مکان در جهت‌های x ، y ، z ؛ و المان سه‌بعدی LINK۸ که قادر به تغییر شکل‌های خمیری است، جهت مدل‌کردن آرماتورهای فولادی شامل ۲ گره و ۳ درجه‌ی آزادی در هر گره مورد استفاده قرار گرفتند. لغزش - پیوستگی^۳ بین آرماتورهای فولادی و بتن به کمک عنصر فنری غیرخطی COMBIN۳۹ مدل شد. این عنصر دارای ابعاد بسیار کوچکی است که گره‌های عنصر LINK۸ را به عناصر SOLID۶۵ جهت مدل‌کردن اثر لغزش - پیوستگی متصل می‌کند. ترکیب احجام صفحه و آرماتورهای فولادی در شکل ۷ نمایش داده شده است. مش‌بندی آرماتورها در مقایسه با احجام دیگر حالتی خاص محسوب می‌شود. هیچ نوع مش‌بندی برای آرماتورها انجام نشد؛ زیرا عناصر مجزا در مدل به واسطه‌ی گره‌های تولید شده توسط مش‌بندی حجم بتن تولید می‌شوند.^[۲۰]

هدف از مقایسه‌ی مدل اجزاء محدود و آزمون‌های آزمایشگاهی، اطمینان از عملکرد مناسب عناصر، خصوصیات مواد، ثابت‌های حقیقی، و معیارهای هم‌گرایی در مدل‌کردن پاسخ عضو است. منحنی پسماند نیروی برشی - تغییر شکل جانبی ستون در دو حالت تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۸ قابل مشاهده است. روش تحلیل اجزاء محدود در قیاس با پاسخ آزمایشگاهی، می‌تواند مقاومت جانبی نهایی،

جدول ۳. رکوردهای حوزه‌ی نزدیک مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی.

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مؤلفه	بزرگا (Mw)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kocaeli	۱۹۹۹	Sakarya	۹۰	۷٫۴	۳٫۱	۰٫۳۷	۷۹٫۴۹	۷۰٫۵۶
۲	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۰۵۲	N	۷٫۶	۰٫۲۴	۰٫۴۱	۱۱۸٫۵۱	۲۴۶٫۲۷
۳	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۰۵۲	W	۷٫۶	۰٫۲۴	۰٫۳۴	۱۵۹٫۰۴	۱۸۴٫۵۱
۴	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۰۶۸	N	۷٫۶	۱٫۰۹	۰٫۴۶	۲۶۳٫۱	۴۳۰٫۰
۵	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۰۶۸	W	۷٫۶	۱٫۰۹	۰٫۵۶	۱۷۶٫۶۵	۳۲۴٫۲۷
۶	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۰۷۲	W	۷٫۶	۱٫۷۹	۰٫۳	۱۱۲٫۴۷	۸۹٫۲۳
۷	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU۱۲۸	W	۷٫۶	۹٫۷	۰٫۱۳۹	۷۳٫۰۶	۹۰٫۶۶

ناحیه‌ی هاشورخورده به دست آورد و یا با حاصل ضرب ارتفاع $(\phi_u - \phi_e)$ در عرض (l_p) یک مستطیل معادل آن. در تحلیل ستون‌ها، مقاومت فشاری بتن، ۲۵ مگاپاسگال و تنش تسلیم فولاد، ۴۰۰ مگاپاسگال فرض شده است.

۱.۵. تأثیر بار محوری

به منظور بررسی تأثیر بار محوری بر روی طول مفصل خمیری ستون‌های بتن‌آرمه تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی، ۴۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است که نام مدل‌ها و مشخصات آن‌ها در جدول ۴ آورده شده است. در این تحلیل‌ها، یک ستون مربع‌شکل با سطوح مختلف بار محوری تحت ۷ رکورد انتخابی مورد مطالعه قرار گرفته است. درصد فولاد طولی و نسبت ارتفاع به پهنای مقطع ستون ثابت و به ترتیب برابر ۱٪ ($\rho_s = 0.01$) و $\frac{H}{h} = 5$ در نظر گرفته شده است.

برای هر حالت ارائه شده در شکل ۱۰، طول مفصل خمیری به کمک روند بیان شده در قسمت قبل تخمین زده می‌شود.

شکل ۱۰، نتایج حاصل از تحلیل را نشان می‌دهد. مطابق این شکل، طول مفصل خمیری برای بارهای محوری کم ($P \leq 0.2P_u$) تقریباً ثابت است. برای بارهای محوری کم، طول مفصل خمیری در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی برابر $0.5h$ است. از بار محوری $0.2P_u$ ، با افزایش بار محوری، طول مفصل خمیری افزایش می‌یابد. لازم به یادآوری است، در پژوهشی گزارش شده است که طول مفصل خمیری ستون‌های آزمایش شده در آن پژوهش، حساس به سطح بار

جدول ۴. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی با بار محوری متغیر.

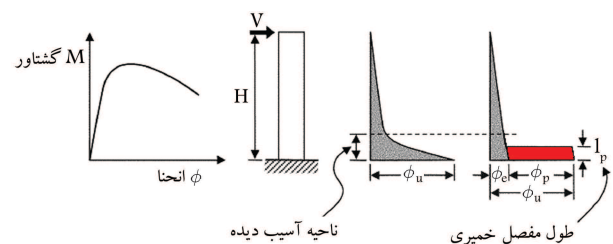
نام مدل	سطح بار محوری ($\frac{P}{P_u}$)	نسبت ارتفاع به پهنای مقطع ($\frac{H}{h}$)	درصد فولاد مصرفی ($\frac{A_s}{A_g}$)	رکورد زلزله
NFL-P...	۰٫۱	۵	۱	Kocaeli-Sakarya
	۰٫۲			Chi-Chi, TCU۰۵۲-N
	۰٫۳			Chi-Chi, TCU۰۵۲-W
	۰٫۴			Chi-Chi, TCU۰۶۸-N
	۰٫۵			Chi-Chi, TCU۰۶۸-W
	۰٫۶			Chi-Chi, TCU۰۷۲
	۰٫۷			Chi-Chi, TCU۰۱۲۸
	۰٫۸			

۴. شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل

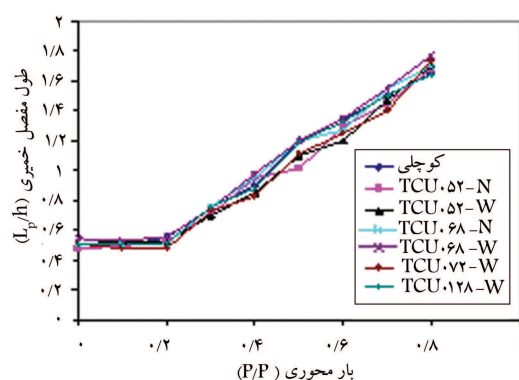
به منظور در نظر گرفتن حرکات زمین با مشخصات متفاوت، رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی زمین مورد استفاده قرار گرفتند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، پس از بررسی‌های مختلف، ۷ رکورد به منظور پوشش محدوده‌ی از محتوای بسامدی، مدت زمان، و دامنه انتخاب شدند که جزئیات آن‌ها در جدول ۳ نشان داده شده است. انتخاب رکوردهای حوزه‌ی نزدیک براساس ۲ خصوصیت اصلی است: ۱. حرکات PGV قابل ملاحظه‌ی در مقایسه با رکوردهای حوزه‌ی دور معمولی دارند؛ ۲. رکوردهای حوزه‌ی نزدیک، به واسطه‌ی اثرات پرتابی، حاوی پالس‌های سرعت با زمان تناوب بالا هستند. برخلاف رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده که پالس‌های سرعت دو طرفه تولید می‌کنند، رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی زمین معمولاً با پالس‌های سرعت یک‌طرفه شناسایی می‌شوند. این پالس‌های سرعت یک‌طرفه، جهش‌های استاتیکی بزرگی در انتهای تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان تولید می‌کنند. این جهش‌های استاتیکی نماینده‌ی تغییر شکل نکتونیک در صفحه‌ی گسیختگی هستند.

۵. تعیین طول مفصل خمیری

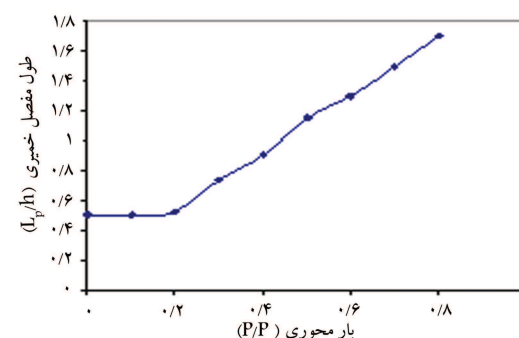
به منظور ساده‌سازی تخمین تغییرمکان یک ستون، انحناهای غیرکشیان در مفصل خمیری معمولاً در طول ناحیه‌ی مفصل خمیری ثابت فرض می‌شوند. بنابراین اگر طول مفصل خمیری شناخته شود، تغییرمکان انتهای یک ستون را می‌توان به راحتی با انتگرال‌گیری انحناها و برعکس به دست آورد.^[۱] شکل ۹، مفصل خمیری را به طور نمایشی در یک ستون بتنی نشان می‌دهد؛ که ناحیه‌ی هاشورخورده در آن، نشانگر دوران خمیری است که علاوه بر دوران کشسان در ناحیه‌ی مفصل خمیری و در مرحله‌ی بار نهایی رخ می‌دهد. دوران مفصل خمیری را می‌توان با محاسبه‌ی



شکل ۹. تعریف طول مفصل خمیری.



الف) رکوردهای حوزه نزدیک؛



ب) مقدار متوسط داده ها.

شکل ۱۰. تأثیر بار محوری در l_p تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.

محوری نبوده است.^[۱۷] از آنجایی که تمامی ستون‌های مطالعه‌شده در آن پژوهش تحت اثر بار محوری کم ($P \leq 0.2P_0$) قرار داشته‌اند و با توجه به نتایج حاصل از این نوشتار (شکل ۱۰)، می‌توان به دلیل نتیجه‌گیری پژوهش مذکور در گزارش‌های ارائه‌شده پی برد. مقدار تخمینی l_p برابر $0.5h$ را می‌توان با مقدار پیشنهادی $0.4h$ در یک پژوهش،^[۹] و مقدار $0.5h$ در پژوهشی دیگر،^[۱۱] مقایسه کرد.

فصل بیستم از میبحث نهم مقررات ملی ساختمان،^[۲۳] طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه (آیین‌نامه‌ی بتن ایران) الزام می‌کند که به دلیل تسلیم خمشی حاصل از تغییرشکل‌های جانبی غیرکشسان زیاد که در دو انتهای ستون رخ می‌دهد، در طول l_0 از دو انتهای ستون باید آرماتورهای عرضی فشرده به‌کار برده شود. طول l_0 (ناحیه‌ی بحرانی) که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از این

مقادیر در نظر گرفته شود: الف) یک ششم ارتفاع آزاد ستون؛ ب) ضلع بزرگ‌تر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون؛ ج) 45° میلی‌متر. براساس میبحث نهم مقررات ملی ساختمان، بیشینه‌ی بار محوری در حدود $0.54P_0$ را می‌توان به ستون وارد کرد (روابط ۵).

$$N_{rmax} = 0.8[0.85f_c(A_g - A_s) + f_y A_s] \Rightarrow N_{rmax} = 0.8P_0$$

$$N = \phi N_{rmax} = \phi \times 0.8P_0 = 0.67 \times 0.8P_0 = 0.54P_0 \quad (5)$$

با توجه به شکل ۱۰، طول مفصل خمیری معادل بار محوری $0.54P_0$ برابر $1.25h$ برای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی است که نزدیک به مقدار میبحث نهم مقررات ملی ساختمان یعنی $1.0h$ است. اما بنا بر آنچه که درخصوص مفصل خمیری توضیح داده شد، طول ناحیه‌ی که انحناهای غیرکشسان در آن توسعه می‌یابد، بزرگ‌تر از طول معادل مفصل خمیری است. بنابراین، طول مورد نیاز که در آن آرماتورهای عرضی به‌صورت فشرده قرار می‌گیرند، باید بزرگ‌تر از ناحیه‌ی مفصل خمیری پیش‌بینی‌شده توسط آیین‌نامه ($1.0h$) از هر طرف تکیه‌گاه باشد. به‌طور خلاصه می‌توان گفت: طول مفصل خمیری پیشنهادی توسط میبحث نهم مقررات ملی ساختمان، برای ستون‌هایی که بار محوری زیادی را تحمل می‌کنند، غیرمحافظه‌کارانه است.

۲.۵. نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h)

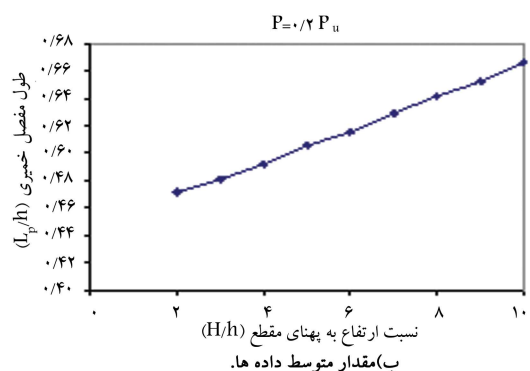
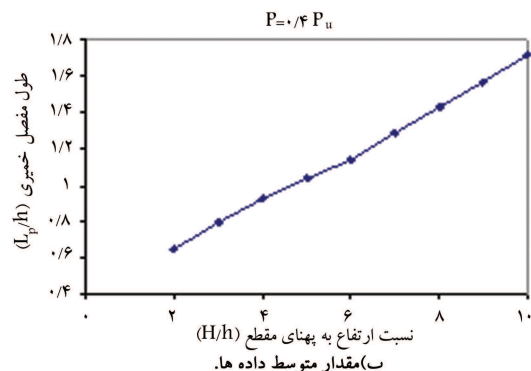
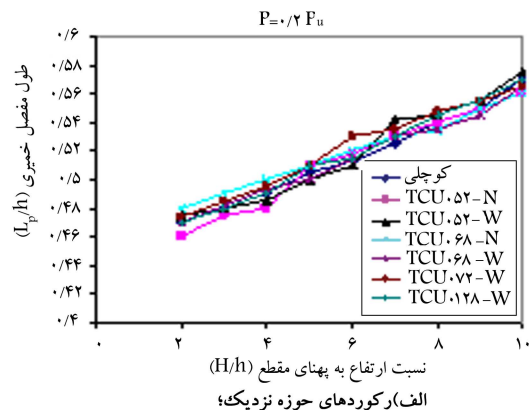
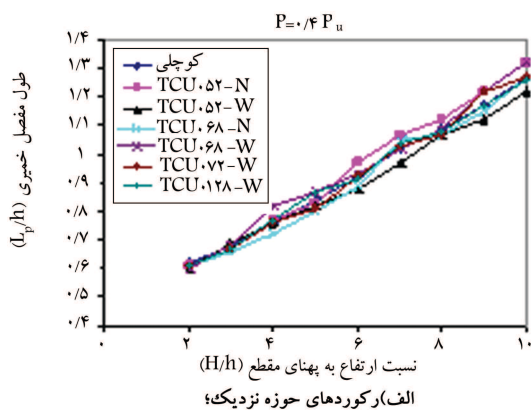
پژوهشگران دریافته‌اند که طول یک مفصل خمیری متأثر از نسبت H/h است، لذا به منظور بررسی تأثیر نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) بر طول مفصل خمیری (l_p)،^[۲۱] تحلیل دینامیکی غیرخطی، که مشخصات آن‌ها در جدول ۵ آورده شده، انجام شده است. ستون‌های بتن‌آرمه با سطوح مختلف بار محوری و نسبت‌های مختلف ارتفاع به پهنای مقطع تحت رکوردهای حوزه‌ی نزدیک تحلیل می‌شوند. در این گروه از تحلیل‌ها مقدار فولاد طولی ثابت و برابر 0.1 فرض شده است.

نتایج حاصل از تحلیل در شکل‌های ۱۱ الی ۱۵ نمایش داده شده‌اند. همان‌طور که از نتایج مشخص است، برای یک سطح بار محوری مشخص، با افزایش نسبت H/h ، طول مفصل خمیری افزایش می‌یابد. با وجود این، برای بارهای محوری کم ($0.2P_0 \approx$)، افزایش طول مفصل خمیری به همراه افزایش نسبت H/h محسوس نیست.

برای یک مقدار مشخص H/h ، l_p هم‌زمان با افزایش بار محوری افزایش می‌یابد. افزایش l_p در نسبت‌های کوچک H/h ($2 < H/h < 3$) نسبت به نسبت‌های

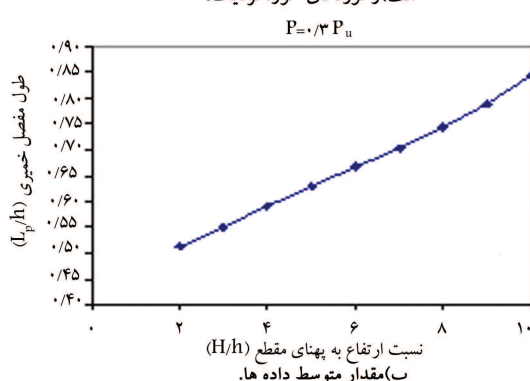
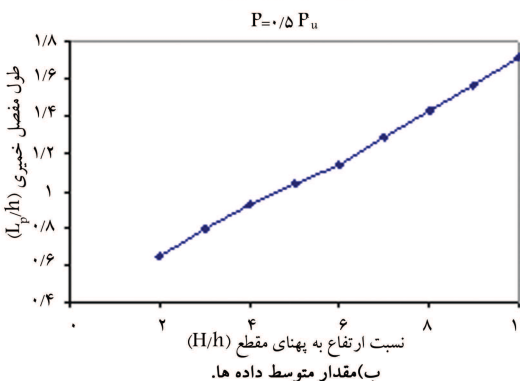
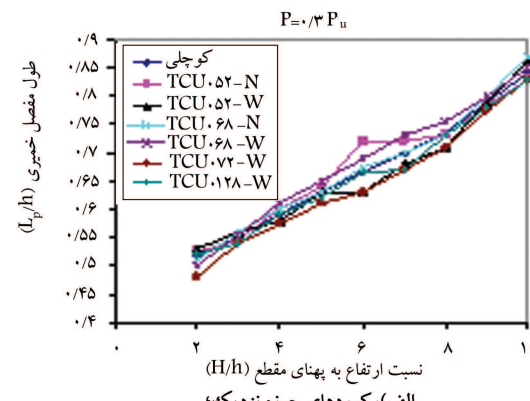
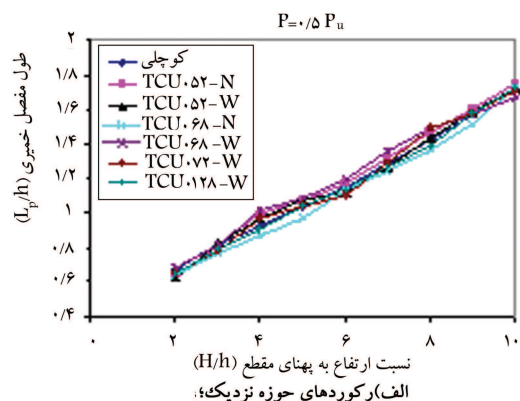
جدول ۵. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی با نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) متغیر.

نام مدل	سطح بار محوری ($\frac{P}{P_0}$)	نسبت ارتفاع به پهنای مقطع ($\frac{H}{h}$)	درصد فولاد مصرفی ($\frac{A_s}{A_g}$)	رکورد زلزله
NFL-P...-A...-...	0.1 0.2 0.3 0.4 0.5	2	1	Kocaeli-Sakarya
		3		Chi-Chi, TCU-0.52-N
		4		Chi-Chi, TCU-0.52-W
		5		Chi-Chi, TCU-0.68-N
		6		Chi-Chi, TCU-0.68-W
		7		Chi-Chi, TCU-0.72
		8		Chi-Chi, TCU-0.728
		9		
		10		



شکل ۱۳. تأثیر نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.4P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک حادی اثر پرتابی.

شکل ۱۱. تأثیر نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.2P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک حادی اثر پرتابی.



شکل ۱۴. تأثیر نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.5P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک حادی اثر پرتابی.

شکل ۱۲. تأثیر نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.3P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک حادی اثر پرتابی.

۳.۵. مقدار فولاد طولی ($\rho_s = A_s/A_g$)

در پژوهشی گزارش داده شد که با کاهش فولاد کششی خالص، l_p افزایش می‌یابد در حالی که براساس گزارشی دیگر^[۸] با افزایش فولاد کششی، طول مفصل خمیری (l_p) افزایش یافته است.^[۱۷] لازم به یادآوری است که تمامی این نتیجه‌گیری‌ها براساس نتایج حاصل از آزمایش‌ها مربوط به تیرهای بتن‌آرمه بوده است. لذا به دلیل فقدان اجماع کلی در بین پژوهشگران و به منظور بررسی تأثیر فولاد کششی در طول مفصل خمیری (l_p)، ۲۱۰ تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است (جدول ۷). ستون‌های بتن‌آرمه با سطوح مختلف بار محوری و مقادیر مختلف فولاد طولی تحت رکوردهای حوزه‌ی دور و نزدیک تحلیل شده‌اند. در این گروه از تحلیل‌ها نسبت ارتفاع به پهنای مقطع ستون ثابت و برابر ۵ فرض شده است (شکل‌های ۱۶ الی ۲۰). همان‌طور که این نتایج نشان می‌دهند، تحت اثر رکوردهای حوزه‌ی نزدیک با افزایش فولاد کششی طول مفصل خمیری افزایش یافته است.

در پژوهشی درکارهای آزمایشگاهی به سبب اثرات محصورشدگی در محل اتصال ستون به فونداسیون، سطوح خسارت‌دیده به فاصله‌ی تقریباً $0.25h$ از فونداسیون فاصله گرفتند.^[۱۹] لذا پژوهشگران در روابط پیشنهادی خود برای طول مفصل خمیری مقدار $0.25h$ را از مقادیر حاصل از کارهای آزمایشگاهی کم کردند. لکن در تحقیق حاضر با اضافه کردن مقدار $0.25h$ و در نظر گرفتن تغییرشکل‌های برشی و لغزش آرماتورها در تحلیل، مقادیر تحلیلی انطباق خوبی با مقادیر آزمایشگاهی دارند.

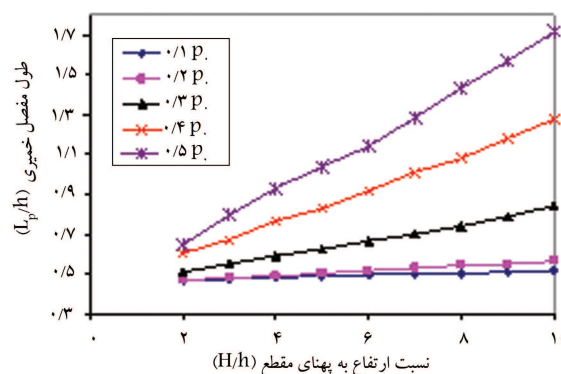
۶. رابطه‌ی پیشنهادی برای تعیین طول مفصل خمیری

طول یک مفصل خمیری به متغیرهای زیادی بستگی دارد، از جمله: ۱. سطح بار محوری، ۲. گرادیان گشتاور، ۳. سطح تنش برشی در ناحیه‌ی مفصل خمیری، ۴. خصوصیات مکانیکی آرماتورهای طولی و عرضی، ۵. مقاومت بتن، ۶. میزان محصورشدگی، و ۷. مشخصه‌های مختلف زلزله‌ها. معادله‌های موجود در پژوهش‌های پیشین، اکثر این متغیرها را در نظر نمی‌گیرند. لذا اختلاف زیادی بین مقادیر مختلف مفصل‌های خمیری محاسبه‌شده به کمک این معادلات تجربی وجود دارد. از سویی، نتایج حاصل از تحلیل‌های گذشته نشان داد: بار محوری، نسبت ارتفاع به پهنای مقطع و مقدار فولاد طولی، پارامترهای اصلی در تخمین طول مفصل خمیری هستند. براساس این مشاهده‌ها و برای سادگی، بین پارامترها ($\frac{A_s}{A_g}$, $\frac{H}{h}$, $\frac{P}{P_c}$) ارتباط خطی فرض می‌شود. لذا با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، رابطه‌ی جدید جهت تعیین طول مفصل خمیری (l_p)، تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی پیشنهاد می‌شود (رابطه‌ی ۶):

$$\frac{l_p}{h} = \left[0.4 \left(\frac{P}{P_c} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] \left(\frac{H}{h} \right) + 0.5 \geq 0.5 \quad (6)$$

در این رابطه، h پهنای مقطع عضو، P بار محوری وارد به ستون، P_c ظرفیت محوری ستون، A_s سطح مقطع فولاد کششی، A_g سطح مقطع بتن، و H ارتفاع عضو است.

به منظور بررسی دقت و صحت معادله‌های پیشنهادی، طول مفصل خمیری ۴ نمونه‌ی مشخص به کمک معادله‌های مختلف محاسبه و با مقادیر آزمایشگاهی پژوهشگران^[۱۹] در جدول ۸ مقایسه شده‌اند. نتایج مقایسه نشان می‌دهند که استفاده از معادله‌ی پیشنهادی منجر به تخمین‌های مناسبی از طول مفصل خمیری می‌شوند.



شکل ۱۵. رابطه‌ی بین طول مفصل خمیری و نسبت ارتفاع به پهنای مقطع (H/h) در بارهای محوری مختلف تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.

جدول ۶. نتایج حاصل از تحلیل دو نمونه‌ی NFL-P5-A5 و NFL-P5-A7.

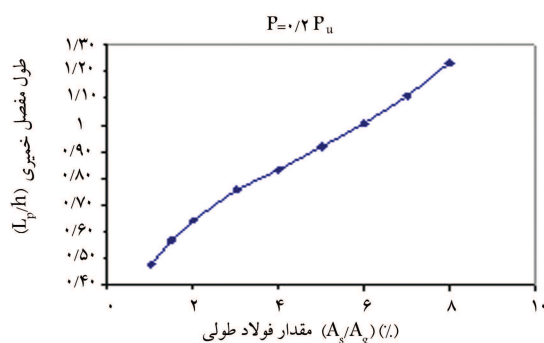
مدل	Δy (mm)	ϕ_y ($\times 10^{-6}$ / mm)	تغییر مکان نسبی (%)	$\mu \phi$	$\mu \Delta$
FF-P5-A5	۱۰/۹	۵/۵	۲/۵	۵/۸	۸/۹
FF-P5-A7	۱۵/۱	۵/۹	۱/۵	۲/۶	۹/۲

بزرگ‌تر H/h قابل ملاحظه نیست. لازم به یادآوری است که پژوهشگران یک گروه از ستون‌های بتنی با نسبت $H/h = 2.2$ را مورد آزمایش قرار دادند،^[۹] و براساس نتایج آزمایش‌هایشان نتیجه گرفتند که l_p متأثر از بارهای محوری نیست و مقدار $0.4h$ را پیشنهاد دادند. شکل ۱۵ دقیقاً نشان می‌دهد که برای نسبت $H/h = 2.2$ ، تأثیر بار محوری بر روی l_p در مقایسه با اثرات مشاهده‌شده در نسبت‌های بالای H/h نسبتاً کم است.

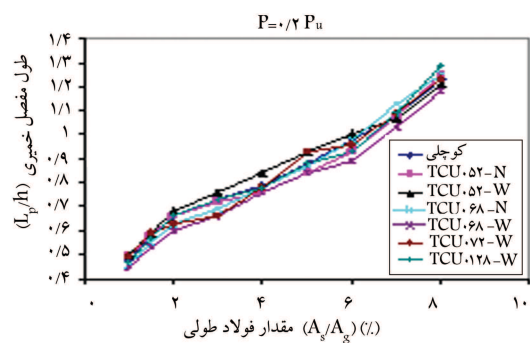
تأثیر $P - \Delta$ بر روی رفتار ستون‌های بتنی با مقایسه‌ی رفتار دو نمونه‌ی FF-P5-A7 و FF-P5-A5 بررسی می‌شود. نمونه‌های NFL-P5-A5 و NFL-P5-A7 به ترتیب دارای ابعاد مقطع 60×42 سانتی‌متر با ارتفاع یکسان 300 سانتی‌متر بوده و تحت اثر بار محوری $P/P_c = 0.5$ قرار دارند. این ۲ نمونه با توجه به مقاومت بتن و مقدار و جزئیات فولادهای طولی و عرضی به گونه‌ی طراحی شدند که خصوصیات مقطعی مشابهی داشته باشند. بنابراین تنها تفاوت بین این ۲ نمونه، نسبت H/h است؛ که این نسبت در ۲ نمونه‌ی NFL-P5-A5 و NFL-P5-A7 به ترتیب ۵ و ۷ است. نتایج حاصل از تحلیل این ۲ نمونه در جدول ۶ آورده شده است. نتایج نشان می‌دهند با افزایش نسبت H/h از ۵ به ۷، کاهش قابل ملاحظه‌ی در شکل‌پذیری تغییرمکانی از ۵/۸ به ۲/۶ به وجود آمده است. همچنین، ظرفیت تغییرمکان نسبی از ۲/۵ به ۱/۵٪ کاهش یافته است. این کاهش در ظرفیت تغییرمکان نسبی به سبب اثر $P - \Delta$ است، زیرا اثر $P - \Delta$ در نسبت‌های H/h بزرگ تقویت می‌شود. براساس این مشاهدات هنگامی که اثر $P - \Delta$ مهم نباشد، افزایش نسبت H/h تأثیر مثبتی در ظرفیت تغییرمکان نسبی دارد. این حالت زمانی برای تیرها و ستون‌های بتنی صحیح است و مصداق دارد که سطوح بار محوری بسیار کم باشد و یا از نسبت H/h بسیار کمی استفاده شود. هنگامی که سطح بار محوری افزایش می‌یابد، ظرفیت تغییرمکان ستون‌های با نسبت H/h بالا توسط اثر $P - \Delta$ محدود می‌شود. بنابراین به منظور بررسی تأثیر نسبت H/h در رفتار ستون‌ها، تأثیرات سطح بار محوری باید در نظر گرفته شود.

جدول ۷. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی با نسبت فولاد طولی ($\rho_s = A_s/A_g$) متغیر.

نام مدل	سطح بار محوری ($\frac{P}{P_u}$)	نسبت ارتفاع به پهنای مقطع ($\frac{H}{h}$)	درصد فولاد مصرفی ($\frac{A_s}{A_g}$)	رکورد زلزله
NFL-P...S...-	۰/۱ ۰/۲ ۰/۳ ۰/۴ ۰/۵	۵	۱	Kocaeli-Sakarya
			۲	Chi-Chi, TCU ۰۵۲-N
			۳	Chi-Chi, TCU ۰۵۲-W
			۴	Chi-Chi, TCU ۰۶۸-N
			۵	Chi-Chi, TCU ۰۶۸-W
			۶	Chi-Chi, TCU ۰۷۲
			۷	Chi-Chi, TCU ۰۷۲
			۸	Chi-Chi, TCU ۰۱۲۸

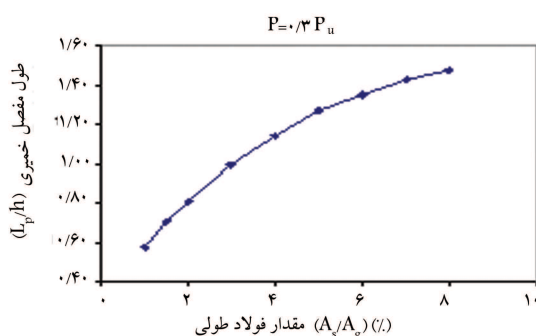


(ب) مقدار متوسط داده ها.

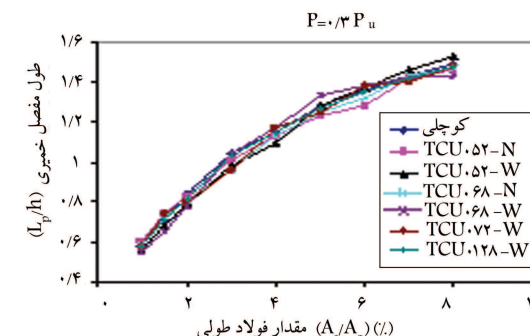


(الف) رکوردهای حوزه نزدیک؛

شکل ۱۶. تأثیر نسبت فولاد طولی (A_s/A_g) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.2P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.

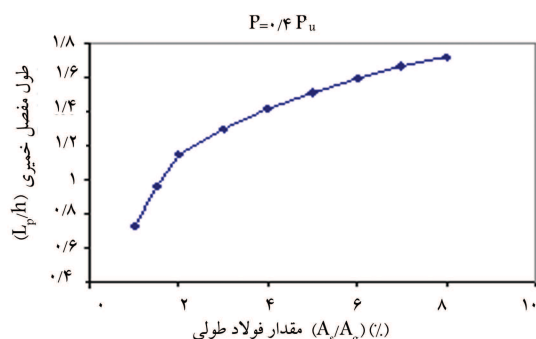


(ب) مقدار متوسط داده ها.

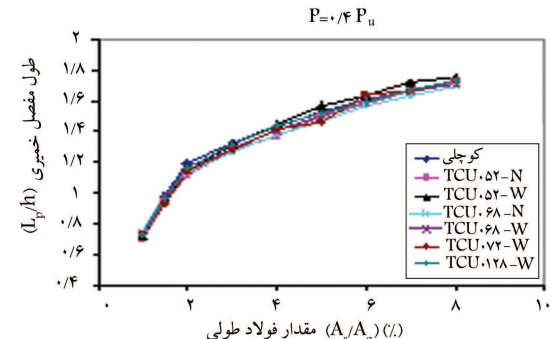


(الف) رکوردهای حوزه نزدیک؛

شکل ۱۷. تأثیر نسبت فولاد طولی (A_s/A_g) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.3P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.



(ب) مقدار متوسط داده ها.



(الف) رکوردهای حوزه نزدیک؛

شکل ۱۸. تأثیر نسبت فولاد طولی (A_s/A_g) بر روی l_p در بار محوری $P = 0.4P_u$ تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.

جدول ۸. طول مفصل خمیری محاسبه شده از معادلات مختلف.

نمونه	بیکر [۴]	کورلی [۷]	متوک [۶]	پارک و همکاران [۹]	پاولی و پریستلی [۱۱]	شیخ و خوری [۱۲]	اندازه‌گیری شده	معادلات پیشنهادی
S۲۴-۲UT	۰/۶h	۰/۴۹h	۰/۷h	۰/۴h	۰/۸h	۱/۰h	۰/۹۷h	۱/۰۴h
S۱۷-۳UT	۰/۶۵h	۰/۵۲h	۰/۸h	۰/۴h	۰/۹۶h	۱/۰h	۱/۱۹h	۱/۲۴h
S۲۴-۴UT	۰/۶۲h	۰/۴۹h	۰/۷h	۰/۴h	۰/۷۲h	۱/۰h	۰/۷۳h	۰/۶۹h
S۲۴-۵UT	۰/۵۶h	۰/۴۹h	۰/۷h	۰/۴h	۰/۷۲h	۱/۰h	۰/۷۲h	۰/۶۹h

همچنین، نتایج مقایسه‌ی معادله‌ی پیشنهادی با معادله‌های پیشین نشان می‌دهد که استفاده از برخی معادله‌ها سبب می‌شود که مقادیر طول مفصل خمیری در بارهای محوری بالا در حد پایینی تخمین زده شوند و بالعکس. اما استفاده از معادله‌ی پیشنهادی سبب می‌شود که چه در بار محوری پایین و چه در بار محوری بالا، تخمین قابل قبولی از طول مفصل خمیری زده شود.

۷. نتیجه‌گیری

مفصل‌های خمیری در نواحی گشتاور بیشینه‌ی ستون‌های بتن‌آرمه شکل می‌گیرند. تعیین طول مفصل خمیری گامی مهم و تعیین‌کننده در پیش‌بینی پاسخ بار جانبی - تغییر شکل نسبی ستون‌هاست. از آنجایی که تعیین طول مفصل خمیری به کمک روش‌های تحلیلی مشکل است، اغلب این مقدار به کمک داده‌های آزمایشگاهی یا معادله‌های تجربی تخمین زده می‌شود.

در این بخش، نتایج یک مطالعه‌ی تحلیلی جامع درخصوص طول مفصل خمیری ستون‌های بتن‌آرمه ارائه شده است. ۴۶۲ تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی به‌منظور ارزیابی طول‌های مفصل‌های خمیری ستون‌های بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی انجام و نتایج حاصل از آن‌ها ارائه شد. در اینجا نتایج خلاصه‌ی از این بررسی‌ها به شرح زیر است:

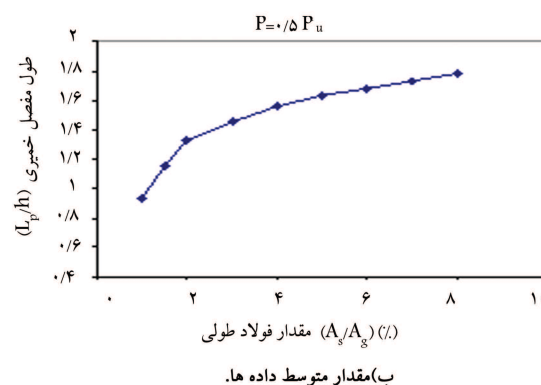
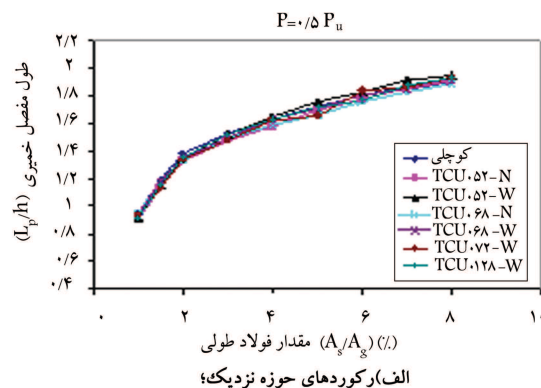
۱. نتایج تحلیلی ارتباط و سازگاری خوبی با داده‌های آزمایشگاهی داشتند. این مطلب مؤید این قضیه است که تحلیل اجزاء محدود غیرخطی، ابزاری قدرتمند در مطالعه‌ی رفتار انواع مختلف اعضای بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است.

۲. مقادیر حاصل از روش پیشنهادی به منظور محاسبه‌ی طول مفصل خمیری ارتباط خوبی با داده‌های آزمایشگاهی داشتند.

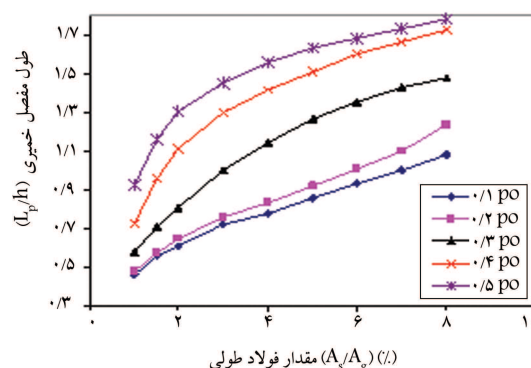
۳. نتایج نشان دادند برای ستون‌هایی که بار محوری زیادی را تحمل می‌کنند، طول مفصل خمیری پیشنهادی توسط آیین‌نامه‌ی بتن ایران رضایت‌بخش نبوده و در برخی موارد غیرمحافظه‌کارانه است. پیشنهاد شد که طول نواحی‌بی که در آن خاموت فشرده مورد استفاده قرار می‌گیرد، از $1/0h$ به $1/5h$ افزایش داده شود.

۴. مدل‌های تحلیلی تحت بارهای محوری بالا، مفصل خمیری طولی‌تری را نسبت به مدل‌های با بار محوری کمتر توسعه دادند.

۵. نمونه‌ی ستون‌های بتن‌آرمه‌ی بی‌ضوابط بخش لرزه‌ی آیین‌نامه‌ی بتن ایران را رعایت کردند، تحت اثر بار محوری زیاد ($P/P_0 = 0/5$) در نسبت $H/h = 5$ رفتار لرزه‌ی (ظرفیت تغییر مکان $2/6\%$) مناسبی از خود نشان دادند. از سوی



شکل ۱۹. تأثیر نسبت فولاد طولی (A_s/A_g) بر روی L_p در بار محوری $P = 0/5P_0$ تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.



شکل ۲۰. رابطه‌ی بین طول مفصل خمیری و نسبت فولاد طولی (A_s/A_g) در بارهای محوری مختلف تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی.

K_2 : $(f'_c - 11.7)(f'_c - 0.3/23.5) \times 0.9$ (به MPa)،
 L : طول عضو،
 H : ارتفاع عضو،
 l_p : طول مفصل خمیری،
 l_y : طول ناحیه تسلیم،
 M_{cr} : گشتاور حد ترک خوردگی،
 M_u : گشتاور حد نهایی،
 M_y : گشتاور حد تسلیم،
 P : بار محوری وارد به عضو،
 P_o : ظرفیت اسمی بار محوری،
 q : شاخص فولاد کششی $(= A_s/bd \times f_y/f'_c)$ ،
 q' : شاخص فولاد فشاری $(= A'_s/bd \times f_y/f'_c)$ ،
 q_b : شاخص فولاد بالانس کششی $(= A_b/bd \times f_y/f'_c)$ ،
 z : فاصله بین مقطع بحرانی عضو و نقطه عطف،
 β' : ضریب توزیع انحنای،
 ϕ_{cr} : انحنای حد ترک خوردگی،
 ϕ_p : انحنای خمیری،
 ϕ_u : انحنای حد نهایی،
 ϕ_y : انحنای حد تسلیم،
 θ_e : دوران کشسان عضو،
 θ_p : دوران خمیری عضو،
 θ_t : دوران کل عضو،
 ρ : نسبت فولاد،
 ρ_s : نسبت فولاد طولی.

دیگر، نمونه‌ی دیگر با رفتار مقطعی مشابه اما نسبت $H/h = 7$ ، کاهش ظرفیت تغییرمکان نسبی $1/6\%$ از خود نشان داد. این کاهش در ظرفیت تغییرمکان نسبی به سبب اثر $P - \Delta$ بود. بنابراین ستون‌هایی که سازگار با ضوابط بخش لرزه‌یی آیین‌نامه‌ی بتن ایران هستند، انتظار می‌رود که تحت اثر محدوده‌ی وسیعی از بارهای محوری ($P/P_o \leq 0.5$) رفتار مناسبی از خود بروز دهند، به شرط آنکه نسبت H/h در این ستون‌ها از ۵ بیشتر نباشد.

۶. معادله‌ی ۶ که در این نوشتار توسعه داده شد، تخمین بهتری از طول مفصل خمیری اعضای بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی ارائه می‌دهد.

فهرست علائم

A_g : سطح مقطع کل بتن،
 A_s : سطح مقطع فولاد کششی،
 c : فاصله بین دورترین تار فشاری تا تار خنثی،
 d : عمق مؤثر مقطع،
 d_b : قطر فولاد طولی،
 f'_c : مقاومت فشاری بتن،
 f_y : تنش تسلیم فولاد طولی،
 f_{ys} : تنش تسلیم فولاد عرضی،
 h : پهنای مقطع،
 K_1 : 0.7 برای فولاد نرم، و 0.9 برای فولاد سرد نوردشده،
 K_2 : $(P/P_o)(0.5 + 1)$

پانویس‌ها

1. tension-stiffening
2. shape factor
3. bond-slip

منابع (References)

1. Mortezaei, A., "Dynamic response of reinforced concrete buildings to near-fault ground motion", PhD Thesis, Faculty of civil Engineering, Semnan University (In Persian)(2010).
2. Kheyroddin, A. and Mortezaei, A. "The effect of element size and plastic hinge characteristics on nonlinear analysis of RC frames", *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, **32**(B5), pp. 451-470 (2008).
3. Yan, Z.H. and Au, F.T.K. "Nonlinear dynamic analysis of frames with plastic hinges at arbitrary locations", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **19**(7), pp. 778-801 (2010).
4. Baker, A.L.L. *Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames*, Concrete Publications Ltd., London, UK, 91 pp. (1956).
5. Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. "Inelastic hyperstatic frames analysis", *Proc. of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 85-142 (1964).
6. Mattock, A.H., "Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams", *Proc. of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ACI SP-12, Miami, pp. 143-181 (1964).
7. Corley, W.G. "Rotational capacity of reinforced concrete beams", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **92**(ST5), pp. 121-146 (1966).
8. Mattock, A.H. (Discussion of) "Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams", *Journal of the Structural Division, ASCE*, **93**(ST2), pp. 519-522 (1967).

9. Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. "Ductility of square-confined concrete columns", *Journal of Structural Division, ASCE*, **108**(ST4), pp. 929-950 (1982).
10. Priestley, M.J.N. and Park, R., "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Structural Journal*, **84**(1), pp. 61-76 (1987).
11. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 767 pp. (1992).
12. Sheikh, S.A. and Khourey, S.S. "Confined concrete columns with stubs", *ACI Structural Journal*, **90**(4), pp. 414-431 (1993).
13. Sheikh, S.A., Shah, D.V. and Khourey, S.S. "Confinement of high-strength concrete columns", *ACI Structural Journal*, **91**(1), pp. 100-111 (1994).
14. Bayrak, O. and Sheikh, S.A. "Confinement reinforcement design considerations for ductile HSC columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **124**(9), pp. 999-1010 (1998).
15. Phan, V., Saiedi, M.S., Anderson, J. and Ghasemi, H. "Near-fault ground motion effects on reinforced concrete bridge columns", *Journal of Structural Engineering*, **133**(7), pp. 982-989 (2007).
16. Subramanian, N. (Discussion of) "Plastic hinge length of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **106**(2), pp. 233-240 (2009).
17. Mendis, P. "Plastic hinge lengths of normal and high-strength concrete in flexure", *Advances in Structural Engineering*, **4**(4), pp. 189-195 (2001).
18. Bae, S. and Bayrak, O. "Plastic hinge length of reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **105**(3), pp. 290-300 (2008).
19. Bae, S. and Bayrak, O. "Seismic performance of full-scale reinforced concrete columns", *ACI Structural Journal*, **105**(2), pp. 123-133 (2008).
20. Mortezaei, A., Kheyroddin, A. and Ghodrati Amiri, G. "Nonlinear finite element analysis of flanged reinforced concrete shear walls based on multi-layer shell element", *The Third International Conference on Concrete and Development*, Tehran, Iran (27-28 April 2009).
21. Mortezaei, A., Ronagh, H.R., Kheyroddin, A. and Ghodrati Amiri, G., *Effectiveness of Modified Pushover Analysis Procedure for the Estimation of Seismic Demands of Buildings Subjected to Near-Fault Earthquakes Having Forward Directivity*, The Structural Design of Tall and Special Buildings, **20**(6), pp.679-699 (2011).
22. Bechtoula, H., Sakashita, M., Kono, S., Watanabe, F. and Eberhard, M. "Simulation of damage progression in lower stories of 11-story building", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, paper No. 3246 (August 2004).
23. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Chapter 9. Building and Housing Research Center (In Persian) (2005).

A PROPOSED EQUATION FOR ESTIMATION OF THE PLASTIC HINGE LENGTH OF RC COLUMNS SUBJECTED TO NEAR-FAULT GROUND MOTIONS, HAVING FLING STEP

A. Mortezaei(corresponding author)

a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

Semnan branch, Islamic Azad University

G. Ghodrati Amiri

ghodrati@iust.ac.ir

School of Civil Engineering

Iran University of Science and Technology

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 3, Page 19-30, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 8 May 2011; received in revised form 13 September 2011; accepted 26 November 2011.

Abstract

In a strong earthquake, a standard reinforced concrete column may develop plastic deformations in regions often termed; plastic hinge regions. The formation of a plastic hinge in an RC column; in regions that experience inelastic action; depends on the characteristics of the earthquake; as well as column details.

Recent earthquakes in Turkey (1999), Taiwan (1999), India (2001), Iran (2003), China (2008) and Japan (2011) have caused considerable loss of life and extensive damage to structures. The damage observed during the recent earthquakes proved the engineer's hypothesis that structures located within the near-fault area suffer more severe damage than structures located outside this zone. The near-fault of an earthquake can be defined as the area in the close vicinity of the fault rupture surface. Besides strong shaking, the characteristics of near-fault ground motion are linked to the fault geometry and the orientation of the travelling seismic. Vertical strike-slip faults can produce a directivity effect, and dip-slip faults can produce directivity effects, as well as hanging wall effects.

Although experimental tests of RC members provide valuable information about their behavior, these are normally expensive, time-consuming and require considerable human and physical resources. By using dynamic nonlinear finite element analysis, it is possible, at comparatively lower cost and effort, to predict the response of RC structures and members: e.g. plastic hinge length. Using the wealth of recent ground motion data, in the

present paper, 462 inelastic time-history analyses have been performed to predict the nonlinear behavior of RC columns under near-fault earthquakes having a fling step. The effects of axial load and height over depth ratio, as well as the different characteristics of earthquakes, are evaluated by finite element methods and results are compared with corresponding experimental data.

Analytical models for columns analyzed under high axial loads exhibit longer plastic hinges than those analyzed under low axial loads. Based on the results, a simple expression is proposed that can be used to estimate the plastic hinge length of RC columns subjected to earthquakes. The results also show that potential l_p specified by ICC is not satisfactory for columns supporting high axial loads, and can even be non-conservative in some cases. It is suggested that the length of the region, in which closely-spaced ties are used, should be increased from 1.0h to 1.5h from the joint face.

Key Words: Plastic hinge length; near-fault ground motions; fling step; nonlinear behaviour; dynamic analysis.