

دو لولای تغییرپذیر و مدل عناصر محدود دو بعدی برای تحت فشار قرار دادن قطعه های پیش ساخته بتنی قطعه های ستون پل ها

چکیده

یکسری از مطالعات پذیرفته‌اند که بعضاً تحت فشار قرار گرفته (PT) بهم نچسبیده قطعه‌های بتونی ستون‌های پل‌ها قادر به تحت تاثیر قرار گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ جانبی با رانش باقی مانده ناچیز هستند. برای فراهم آوردن یک راهنمای واضح برای مدل‌سازی ستون‌ها برای تمرین‌های مهندسی به عنوان یک پژوهش، این مقاله دو نوع از مدل‌های عددی را نشان می‌دهد: 1) مدل دو لولای تغییرپذیر با استفاده از رویکرد تحلیل منحنی قطعه‌های زمانی در دو بخش واسط و 2) مدل عناصر محدود دو بعدی با استفاده از عناصر خرپا و تیرها در برنامه کامپیوتری PISA. سه PT غیرمتصل از پیش ساخته شده لوله از بتن پر شده قطعه‌ای از ستون پل به صورت دوره‌ای تست شده است. دو نمونه دارای میله فولاد عبوری برای ارتفاع متفاوت ستون‌ها برای مطالعه تاثیرات موقعیت لنگرگاه بر ظرفیت پراکندگی انرژی هیسترتیک (ED) می‌باشند. نتایج تست نشان می‌دهد که 1) تعادل میله فولاد ("ED bar") می‌تواند پراکندگی انرژی هیسترتیک را افزایش دهد، و نمونه 1-3 دارای میرایی ویسکوز معادل 6.5 تا 8.8% است. 2) طول لولای تغییرپذیر در بخش اول یا دوم با موقعیت لنگرگاه میله ED و جابه جایی جانبی تغییر می‌کند، و 3) طول بدون پیوند معادل در امتدادی که کرنش در میله ED به صورت توزیع یکنواخت در هر دو طرف که قطر میله 5-6 است، فرض شده است. مدل عناصر محدود دو بعدی برای پیش‌بینی چرخه‌ای از نمونه مورد استفاده است. مطالعه پارامتری با استفاده از مدل عناصر محدود نیز به بررسی اثرات ناحیه میله ED، نیروی رشته اولیه، و نسبت رفتار چرخه‌ای انجام می‌شود.

1. مقدمه

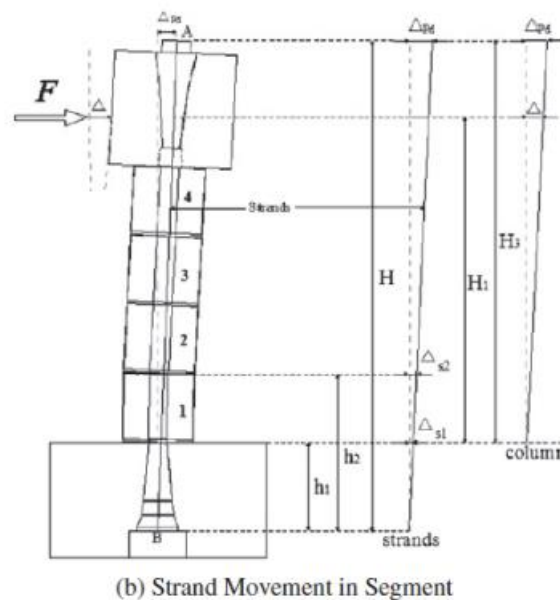
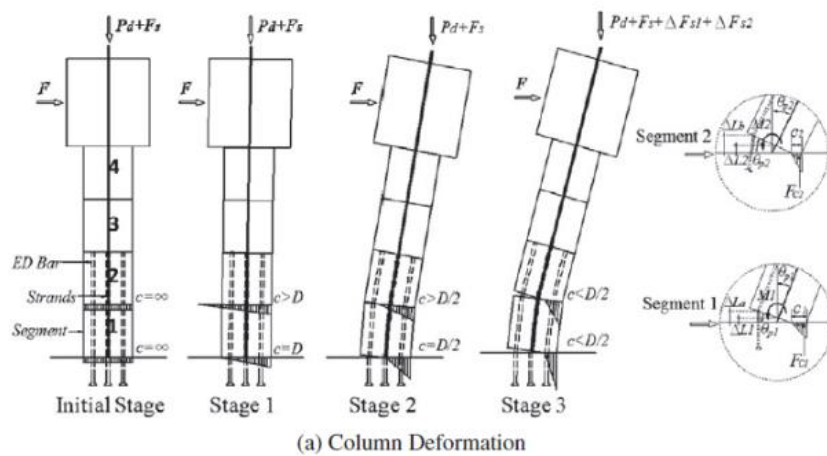
نوآوری در قطعه‌های پیش ساخته ستون پل‌ها با ترکیب عناصر PT به هم متصل نشده برای فراهم آوردن ظرفیت خود مرکزی است و دستگاه‌هایی برای پراکنده‌سازی انرژی ورودی لرزه‌ای اخیراً در ایالات متحده و همچنین کشورهای دیگر پیشنهاد شده است. بدلیل دانش محدود در مورد رفتار لرزه‌ای مانند ستون، این نوع از ستون پل‌ها تنها در ناحیه‌های کم‌لرزه‌خیز استفاده می‌شود. مطالعات Hewes's [2,3] تایید کرده اند که ستون‌ها به راحتی در آزمایشگاه‌ها فراهم می‌آیند و قادر به قرار گرفتن تحت تغییر شکل‌های جانبی بزرگ با رانش‌های کوچک باقی مانده پس از تخلیه هستند، و نمایش "شکل پرچم" رفتار هسترتیک شکل گرفته است. مهم‌ترین خصیصه رفتار دارای قابلیت ارتجاع دو سویه می‌باشد اما عمدتاً انرژی هسترتیک به بخش پس از کشسانی پاسخ اضافه می‌شود. در نتیجه قابلیت پراکندگی انرژی هسترتیک در مقایسه با ستون بتون آرمه یکپارچه معمولی یا ستون لوله‌ای پرازبتن، کم است. مطالعات گذشته نشان داده‌اند که طول اضافی میله عبوری متعادل بخش‌هایی از ستون و یا صفحات فولادی خارجی در پایه ستون می‌تواند ظرفیت پراکندگی انرژی هسترتیک را بهبود بخشد [5-7]. این همچنین نشان می‌دهد که ترکیب تخریب سفتی وابسته به انعطاف پذیری در شکل پرچم مدل هسترتیک می‌تواند پیش‌بینی ستون تحت بارهای لرزه‌ای را بهبود ببخشد.

تغییر شکل‌های جانبی بخش‌های ستون PT در درجه اول برای باز کردن شکاف در واسط بخش نسبت داده شده است (اتصال). به راحتی، فرض می‌کند که رفتار قطعات ستون شبیه ستون بتن آرمه متداول با لولاهای تغییرپذیر (فاصله باز) در بخش‌های اتصال است. تحلیل منحنی لحظه‌ای متداول، که برای بدست آوردن ارتباط چرخش لحظه‌ای ارتباطات خود مرکزی استفاده می‌شود، می‌تواند برای بدست آوردن منحنی بار افزون بخش‌های ستون استفاده شود. با این حال، زمانیکه بخش‌های متصل دارای قدرت نابرابر هستند، پاسخ‌های بارافزون بخش‌های ستون نمی‌تواند براساس یک لولای تغییرپذیر یکتا در ستون‌های پایه باشد. برای بخش‌های ستونی PT بدون وسیله پراکندگی انرژی در پایه، تغییر شکل‌های جانبی ستون می‌تواند توسط چرخش ستون‌ها حول زیر دو بخش واسط مشخص شود و متناظر با طول دو لولای تغییرپذیر بدین شکل باشد:

$$L_{p1} = 0.5d \quad (1)$$

$$L_{p2} = 0.2d \quad (2)$$

در اینجا $Lp1$ طول لولای تغییرپذیر در اولین بخش است، $Lp2$ طول لولای تغییرپذیر در دومین بخش است، و d قطر بخش عبوری بخش‌های ستون است.



شکل 1 : PT غیرمتصل بخش‌های بتونی ستون تحت بار جانبی

توجه کنید که معادله (1) و معادله (2) براساس منحنی‌های آزمایشی در طول ارتفاع ستون بدست می‌آید، و طول لولای تغییرپذیر بزرگتر توسط شکاف باز شده بزرگتر در واسط بخش ایجاد می‌شود. بنابراین، دستگاه پراکندگی انرژی در پایه ستون تغییرات شکاف‌های باز در واسط بخش‌ها و طول لولاهای تغییرپذیر هم بسته فراهم می‌آید.

مطالعه مفهوم "دو لولای تغییرپذیر" برای گسترش مدل‌های تحلیلی برای پیش‌بینی پاسخ روزافزون PT غیرمتصل بخش‌های بتنی ستون بسط یافته است، در جاییکه اتصالات باز به طور عمده در پایین دو بخش موقعیت‌دهی

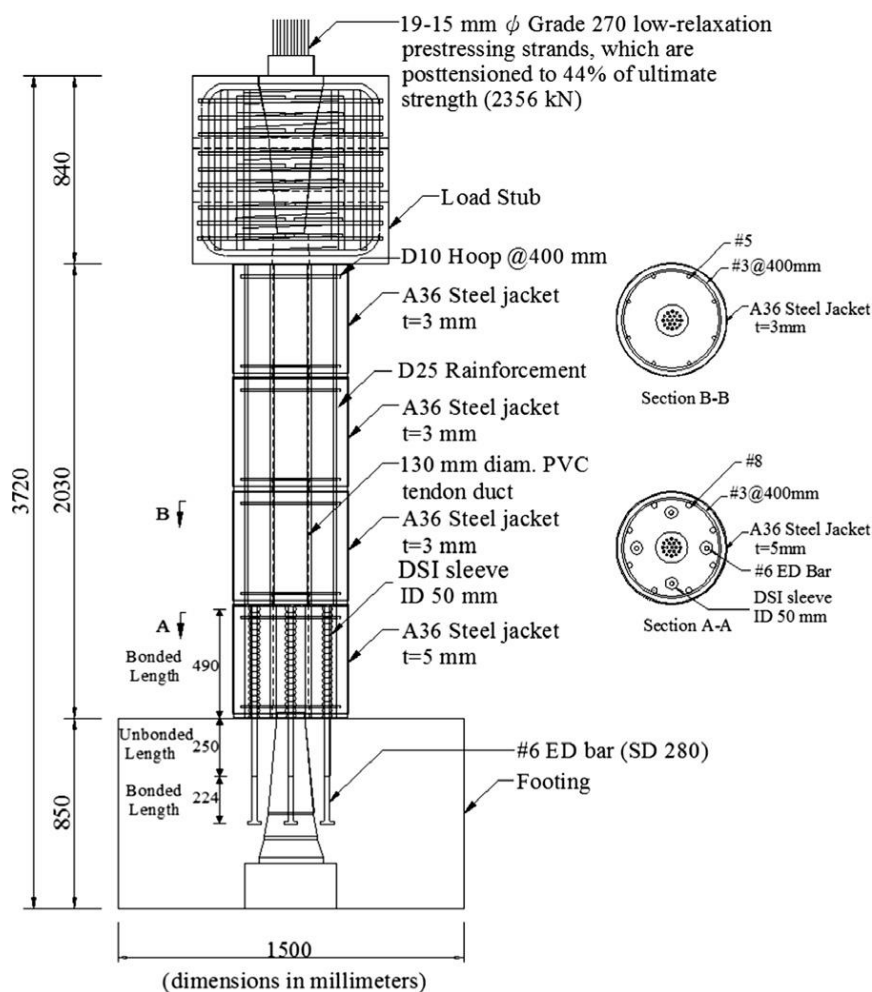
می‌شود. برای اعتبارسنجی هدف، تست‌های دوره‌ای بر روی سه ستون انجام شده‌اند. هربخش از ستون در یک لوله فولادی به منظور بالا بردن مقاومت فشاری بتن و فشرده‌سازی فشارنهایی روکش شده است. دو نمونه شامل لوله پراکندگی انرژی (ED) با موقعیت لنگرگاه متفاوت برای مطالعه تاثیرات میله موقعیت لنگر بر روی طول لولای تغییرپذیر و پراکندگی انرژی، می‌شود. [11] While و همکاران شرح داده‌اند که جزییات مدل عناصر محدود سه بعدی با استفاده از عناصر جامد در بخش‌ها و عناصر تماس بین واسط‌های بخش می‌تواند چرخه پاسخ بخش‌های ستونی PT را در تست پیش‌بینی کند، این کار در حال حاضر با هدفی به‌منظور توسعه یک مدل ساده دوبعدی FE با استفاده از عناصر خرپا و تیر ستون برای پیش‌بینی چرخه رفتاری بخش‌های ستونی PT می‌باشد. این رویکرد مدل‌سازی ساده تلاش محاسباتی را توسط کاهش پیچیدگی مدل ذخیره می‌کند و به عنوان یک جایگزین معقول و منطقی تحلیل سه بعدی عمل می‌کند. براساس مدل دو بعدی FE، مطالعه پارامتری بر روی PT به هم متصل نشده بخش‌های بتنی ستون برای ارزیابی ناحیه‌های بهینه، و نسبت لحظه‌ای میله‌های ED برای بخش PT دایره‌ای بخش‌های ستون انجام می‌شود.

جدول 1 : خصیصه مواد

Specimen No.	Concrete (MPa)	Cement grout (MPa)	ED bar	
			Yield strength (MPa)	Tensile strength (MPa)
1	53	–	–	–
2	48	63	307	497
3	51	72	307	497

2. مدل دو لولای تغییرپذیر برای قطعه‌های بتنی از پیش‌ساخته شده ستون پل‌ها.

ستون بتنی PT ترکیبی از بارهای خرد، چهاربخش و پایه، که باهم توسط استفاده از رشته‌های متصل تحت فشار قرار گرفته اند، می‌باشد. (شکل 1). هشت میله تقویت کننده طولی (تقویت #8 و #5 به ترتیب در اولین و دیگر بخش‌ها) که برای اتصالات بخش‌های عبوری استفاده شده‌است، برای کاهش انواع فشار بتنی نمی‌باشد، در حالیکه 4میله ED برای افزایش پراکندگی انرژی ستون‌ها همکاری می‌کنند. رفتار PT غیرمتصل بخش‌های بتونی ستون تحت بارهای جانبی توسط سه مرحله مشخص می‌شود. (شکل 1).

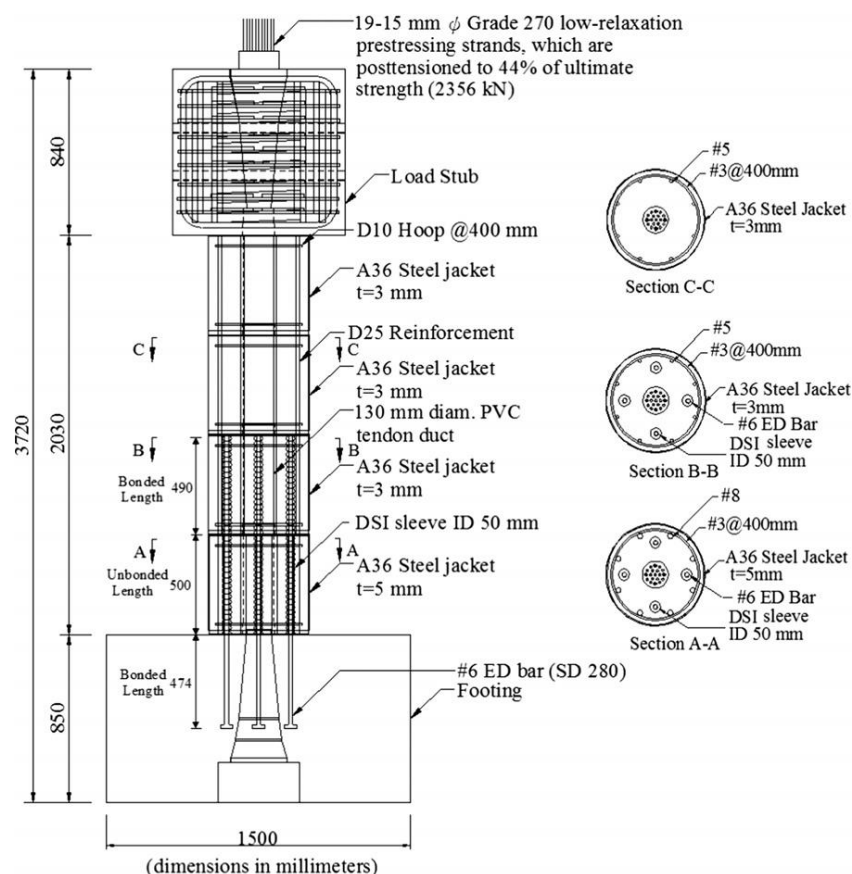


شکل 2 : نمونه 2 جزییات

مرحله اول متناظر با پاسخ اولیه ستون به رفع فشار ستون در هر بخش است. مرحله دو زمانی شروع می شود که نیروی PT، FS، به دلیل باز شدن اتصال در پایه ستون، شکل های شکاف در پایه و انتشار به عمق میانه شروع به افزایش کند. همچنین شکاف در زیر دومین بخش شکل می گیرد اما به عمق میانه دست نمی یابد، بنابراین به طور قابل توجهی موثر بر طولیل شدن رشته نیست. این مرحله شروع پاسخ بار افزون غیرخطی قابل توجه را نشان می دهد. با کاهش بیشتر محورهای طبیعی عمق در درون بخش ها، رشته ها کشیده شده اند و نیروی رشته افزایش یافته است. مرحله 3 زمانی آغاز می شود که شکاف در زیر دومین بخش برای عمق میانه بخش منتشر شود. باز شدن حجیم اولین و دومین بخش اتصالات به ترتیب باعث افزایش نیروی PT، ΔF_s1 و ΔF_s2 است. رویکرد تحلیل منحنی لحظه ای متداول توسط Hewes و Priestley پیشنهاد شده می تواند به بدست آوردن ارتباط بارافزون ستون ها قبل از مرحله 3 اعمال شود. مدل دو لولای تغییرپذیر در این مقاله پیشنهاد شده است و سپس برای بدست آوردن باقی پاسخ ستون ها با حسابداری صریح و روشن برای باز کردن در زیر دوبخش متصل استفاده شود.

در این تحلیل، مقاومت کششی بتن به صفر برای حساب بر اثر اتصالات باز تنظیم شده است، و توزیع کرنش خطی فرض می‌کند که تنها برای منطقه فشرده‌سازی بتن است.

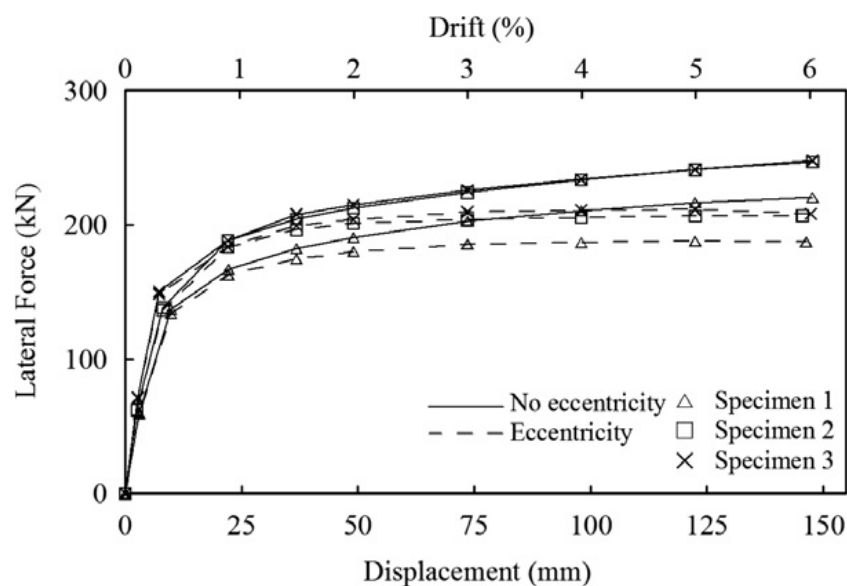
میله ED در سراسر بخش‌های تحتانی به منظور افزایش پراکندگی انرژی هیسترتیک استفاده می‌شود. قسمت‌های غیرمتصل میله ED به درون لوله برای جلوگیری از خمش تحت فشار وارد می‌شود، و قطر داخلی لوله کمی بیش از قطر میله برای اجازه دادن تغییر شکل آزاد محوری است. در پایان میله ED در پایه و بخش‌های ستون متصل می‌شود. افزایش طول میله ED به علت باز شدن مفاصل باعث توزیع یکنواخت تنش در طول غیر متصل‌ها می‌شود، که به مناطق متصل در هر دو طرف میله برای طول اصلی نفوذ می‌کند. برای سادگی، بیشتر طول‌های غیرمتصل Lua که در هریک از دو طرف میله در مدل فرض شده‌اند فشار میله را به صورت یکنواخت توزیع می‌کنند. مقدار Lua برای قطر میله (1db) براساس پژوهش توسط Raynor [12] و همکاران فرض شده‌است. میله تست شده توسط Raynor و همکاران توسط کانال‌های فولاد راه راه با تقویت شده با الیاف ملات محدود می‌شود، و مقدار Lua در این مطالعه برای کانال‌های موجدار با ملات عدم انقباض سیمان مقاومت بالا DYWIDAG متفاوت است. علاوه براین، بدون رشته‌ها و الیاف برای افزایش استحکام کششی از ملات مورد استفاده قرار گرفته‌اند، لذا مقدار Lua (قطر لوله 5-6) از این مطالعه بدست آمده استفاده می‌کند، که نشان‌دهنده آن است که سیمان قدرت بالا که متقبض نمی‌شود ماده خوبی در انتقال نیروهای پیوند نیست.



شکل 3 : نمونه با 3 جزئیات

جدول 2 : طول لولای تغییرپذیر هر نمونه

Specimen	1	2	3
L_{p1}	0.5d	0.5d	0.5d
L_{p2}	0.2d	0.5d	0.2d



شکل 4 : پاسخ پیش‌بینی بارافزون براساس مدل دو لولایی تغییرپذیر

این مقدار در بخش بعد این برنامه تست توضیح داده می‌شود.

2.1 رشته و انواع میله ED

تغییرات رشته محور نیرو بعد از رفع فشار در نتیجه باز شدن شکاف در پایه ستون و زیر بخش دو است. بنابراین، گونه کششی توسعه یافته در رشته ها به این گونه می‌باشد :

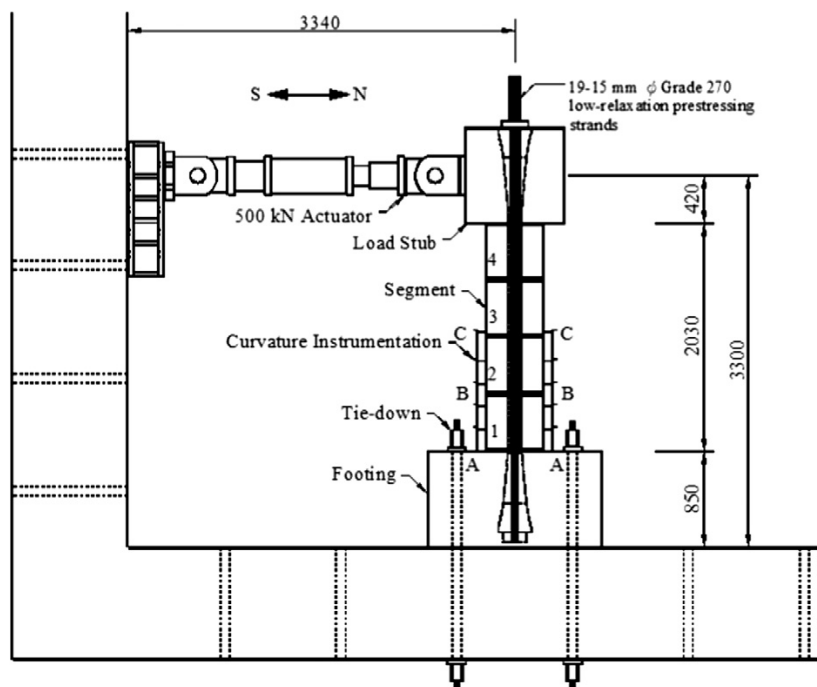
$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{in} + \frac{1}{L} \left[\theta_{p1} \left(\frac{D}{2} - c_1 \right) + \theta_{p2} \left(\frac{D}{2} - c_2 \right) \right] \quad (3)$$

در اینجا θ_{p1} و θ_{p2} زاویه‌های چرخش در اولین و دومین بخش است، c_1 و c_2 به ترتیب موقعیت محور طبیعی در پایه ستون و بالای یکی از بخش‌ها است. ε_{in} نوعی از کشش اولیه در رشته است، و L طول رشته های غیر متصل است.

گونه کششی توسعه داده شده در میله ED ، ε_{ED} ، نتیجه باز شدن یک شکاف در پایه ستون و زیر بخش دوم است. دو مقدار ε_{ED} به شرح زیر می‌باشد :

$$\varepsilon_{ED} = \frac{\Delta L_a + \Delta L_b}{L_{ED} + 2L_{ua}} = \frac{[\theta_{p1}d_1 + \theta_{p2}d_2]}{L_{ED} + 2L_{ua}} \quad (4)$$

در اینجا ΔL_a طول میله ED با توجه به شکاف باز شده در پایه ستون است، ΔL_b طول میله ED با توجه به شکاف باز شده در زیر قسمت دوم ستون است، L_{ED} طول غیرمتصل در میله ED است، d_1 فاصله بین موقعیت میله ED و محور طبیعی در پایه ستون است، و d_2 فاصله بین موقعیت میله ED و محور طبیعی در زیر بخش ثانویه است. اگر میله ED در اولین بخش لنگر بندازد، شرط $\theta_{p2}d_2$ در صورت کسر معادله 4 حذف شده است.



شکل 5: تنظیمات تست

2.2 جابه جایی جانبی ستون

ستون بالای جابجایی موجی، Δ ، می تواند به شکل زیر بیان شود :

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_{p1} + \Delta_{p2} \quad (5)$$

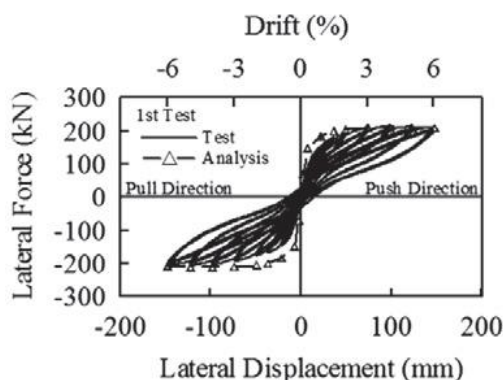
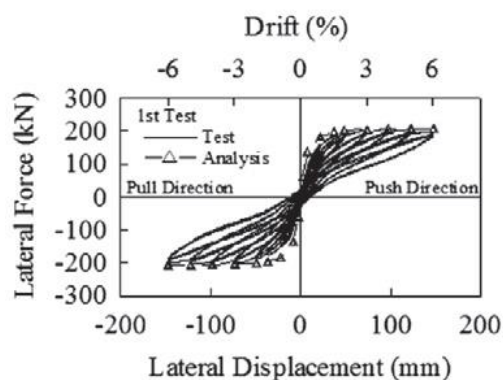
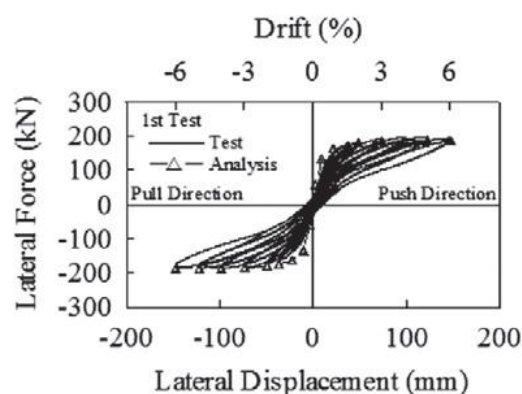
در اینجا Δ_e یک جابجایی کشسان ستون است. جابجایی تغییرپذیر Δ_{p1} ، نتیجه شدت چرخش کل ستون حول پایه ستون است، و به شکل زیر بیان می شود :

$$\Delta_{p1} = \left(\phi_b - \phi'_{y1} \frac{M_1}{M'_{y1}} \right) L_{p1} H_1 = \theta_{p1} H_1 \quad (6)$$

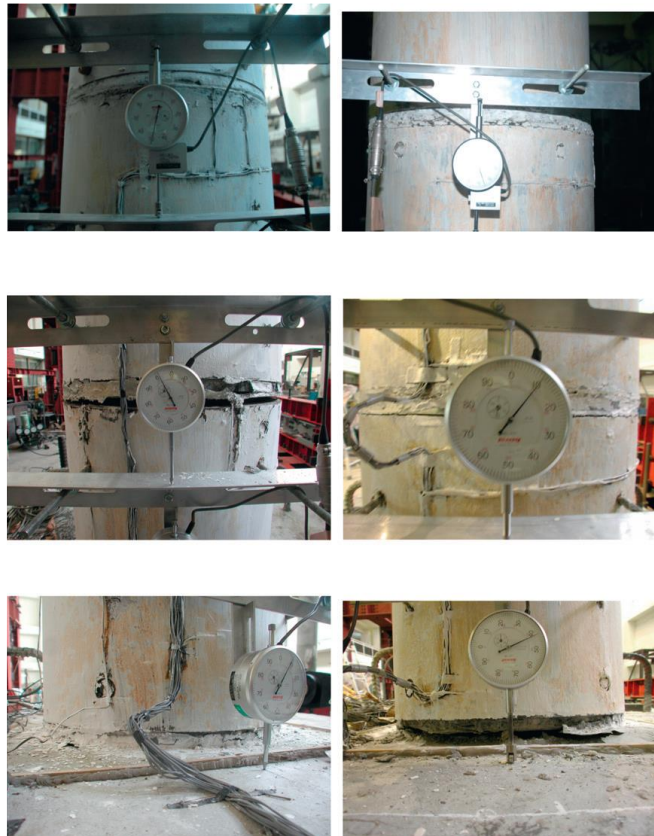
در اینجا L_{p1} یک طول لولای تغییرپذیر در اولین بخش معادله (1) است، ϕ_b انحنا در بخش پایه است. ϕ'_{y1} به صورت نظری "عملکرد برای اولین بار" انحنا در قسمت پایه است، متناظر با موقعیت محور خنثی در محور بخش مرکزی است، M'_{y1} به صورت نظری لحظه "عملکرد برای اولین بار" در پایه است، M_1 لحظه های محاسبه شده در پایه است، و H_1 ارتفاع بین پایه ستون و نقطه بار جانبی است. بخش بالای ستون یک چرخش بیشتر حول واسط در پایین بخش دوم دارد، در نتیجه جابجایی تغییر پذیر اضافی Δ_{p2} :

$$\Delta_{p2} = \left(\phi_2 - \phi'_{y2} \frac{M_2}{M'_{y2}} \right) L_{p2} H_2 = \theta_{p2} H_2 \quad (7)$$

در اینجا L_{p2} طول لولای تغییرپذیر در بخش دوم (معادله 2) است، ϕ_2 انحنای در بخش دو است، ϕ'_{y2} به صورت نظری منحنی "عملکرد برای اولین بار" در زیر بخش دو است، متناظر با موقعیت محور طبیعی در بخش محور مرکزی است، M'_{y2} به صورت نظری لحظه "عملکرد برای اولین بار" در زیر بخش دوم است، M_2 لحظه محاسبه شده در زیر بخش 2 است، و H_2 ارتفاع بین زیر بخش 2 و نقطه بار جانبی است.



شکل 6: پاسخ هیسترتیک از PT غیرمتصل بخش های بتنی ستون



شکل 7: بخش های واسط باز

2.3 روش تکرار شونده

موقعیت محور خنثی و جهت فشار شدید الیاف بتن در دو واسط پارامترها برای مشخص کردن دو زاویه بخش چرخشی، فشار رشته، فشار میله ED و جابجایی جانبی ستون است. بنابراین، رویکرد تکراری باید در محاسبات پاسخ بار افزون ستون انجام شود. این می تواند توسط اعمال تحلیل منحنی لحظه ای در دو واسط با افزایش نوع فشار بتن در پایه انجام شود. استحکام کششی بتن برای حساب بر اثر باز شدن شکاف ها به صفر تنظیم می شود، و توزیع فشار خطی فرض می شود که برای بارهای بتن و میله های طولی در فشرده سازی است. برای بتن الیاف فشاری شدید EC1 گونه داده شده در پایه ستون، در مرحله n ، رویکردی برای محاسبات متناظر با جابجایی جانبی در بالای ستون همانطور که در دنباله شرح داده شده است، می باشد. در هر تکرار i ، شناخت نیروی جانبی F در تکرار $i-1$ ، می تواند متناظر با محور در هر واسط توسط تجزیه و تحلیل لحظه ای انحنای بدست آید:

1- موقعیت محور خنثی، c_1 ، در پایه ستون، موقعیت محور خنثی، c_2 ، و سویه فشاری شدید الیاف بتن، ξ_{c2} ، در زیر بخش 2 را فرض کنید.

2- زاویه چرخش θ_{p1} و θ_{p2} براساس در نظر گرفتن طول لولای تغییرپذیر محاسبه می‌شود و خصیصه فشار معمولی خطی در منطقه فشرده‌سازی توسط جهت فشار شدید الیاف بتن و جهت صفر در محور خنثی هر رابط مشخص می‌شود.

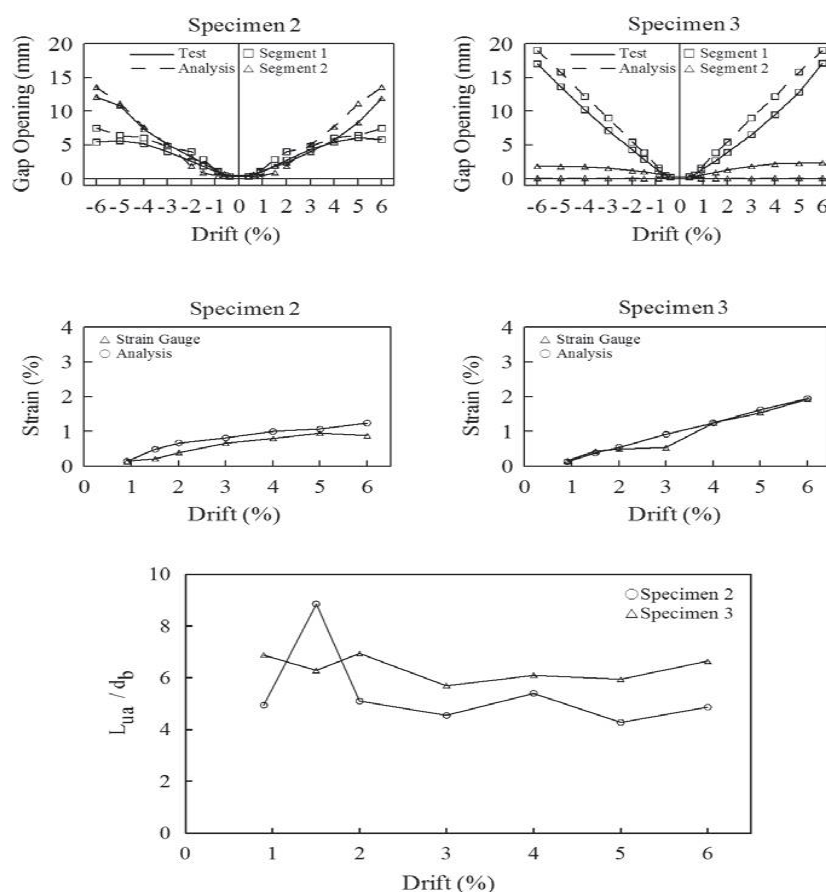
3- محاسبه فشار کششی ξ_{st} در رشته‌ها، فشار کششی ξ_{ED} در میله ED، و فشار در آرماتورهای طولی در بخش را محاسبه کنید.

4- نتیجه تنش عادی را با استفاده از رابطه فشار استرسی برای هر مولفه حساب کنید. تنش فشاری بتن براساس مدل بتن محصور ارائه شده توسط Mander و همکاران محاسبه شده است. تنش در آرماتورهای طولی و میله‌های ED براساس فولاد دو خطی مرتبط با ارتباط فشار تنشی محاسبه می‌شود.

5- یکپارچه سازی تنش‌های عادی بر روی مناطق مربوطه برای بدست آوردن نیروی عادی متناظر در هر مولفه.

6- به ترتیب مجموع نیروهای عادی؛ نیروهای عمودی متعادل در پایه واسط بر روی بخش یک را بررسی کنید؛ و نسبت لحظه محاسبه $M_1/M_2 = (=H_1/H_2)$ را بررسی کنید. نسبت M_1/M_2 همیشه ثابت است چراکه H_1 و H_2 در سراسر بارگذاری تغییر نمی‌کنند.

7- تکرار بر روی موقعیت محور خنثی و جهت فشار بتن با بازگشت به مرحله 1 تا زمان دو نیروی متعادل عمودی و یک نسبت گشتاور را ارضا می‌کند.



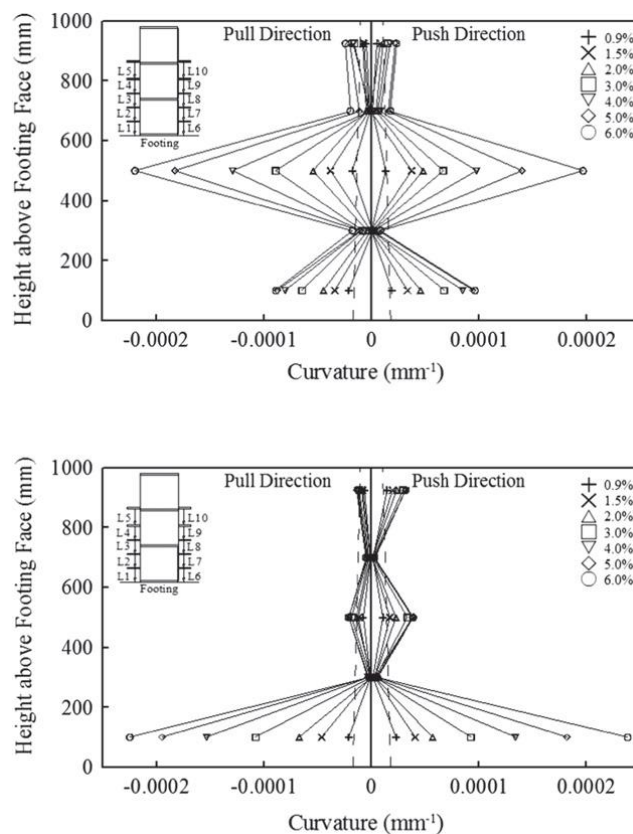
شکل 8: مقایسه بین تست و تحلیل

8- نیروی جانبی F ، سپس براساس لحظه در پایه ستون به روز رسانی می‌شود. تکرار تا زمان نیروی جانبی F ، در دو تکرار متوالی نزدیک هم هستند تکرار می‌شوند (با 5٪ اختلاف). جابجایی بر روی ستون سپس با استفاده از معادله (5) - (7) محاسبه می‌شود.

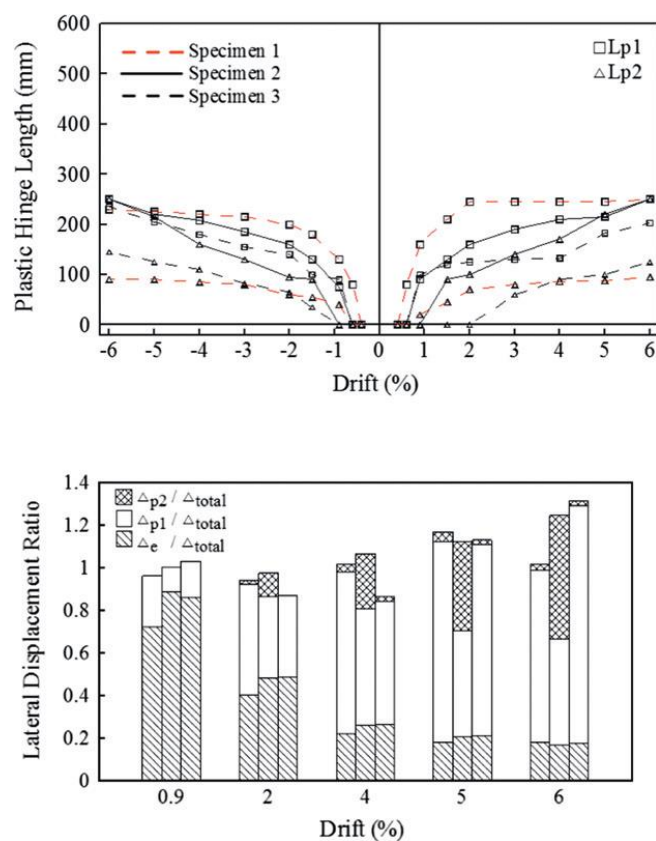
رویکرد برای افزایش مقدار شدت فشار الیاف بتن در پایه تا زمان تکمیل شدن رابطه بارافزون تعیین شده است. پایان تحلیل‌ها زمانیست که فشار بتن به فشار نهایی ξ_{cu} برسد. بیشینه فشار محور در میله ED به 12 بار فشار عملکرد محدود می‌شود، که حدود 2٪ است. این سطح فشار کمتر از فشار شکست ASTM A615M درجه 40 تقویت کننده است. مطالعات گذشته [15] همچنین نشان می‌دهد که فشار درونی میله ED به 2٪ چرخه‌های بسیار پایدار بارگذاری کشش قبل از شکست محدود می‌شود. تا زمانی که حد فشار (2٪) به تصویب رسید، فولاد درجه 60 و همچنین فولاد درجه 40 انجام می‌شود. شکست رشته PT قبل از شکست بتن به علت استفاده از رشته های غیر متصل رخ نمی‌دهد. براساس مطالعات گذشته بر سیستم ساختار [15-19] PT، حداکثر نیروی رشته ای به 70-80٪ نیروی رشته نهایی مانع شکست رشته می‌شود. بیشینه نیروی فشار در این مطالعه به صورت

محتاطانه‌ای به $0.5f_{pu}A_{st}$ محدود می‌شود که A_{st} منطقه فشار است. $f_{pu}(=1860 \text{ Mpa})$ نهایت قدرت کشش فشار است. مقدار محتاطانه، 50٪ نهایی، در این مطالعه به منظور حفظ بار PT به عنوان نمونه 1، که قبلاً مورد آزمایش بوده به تصویب رسیده است.

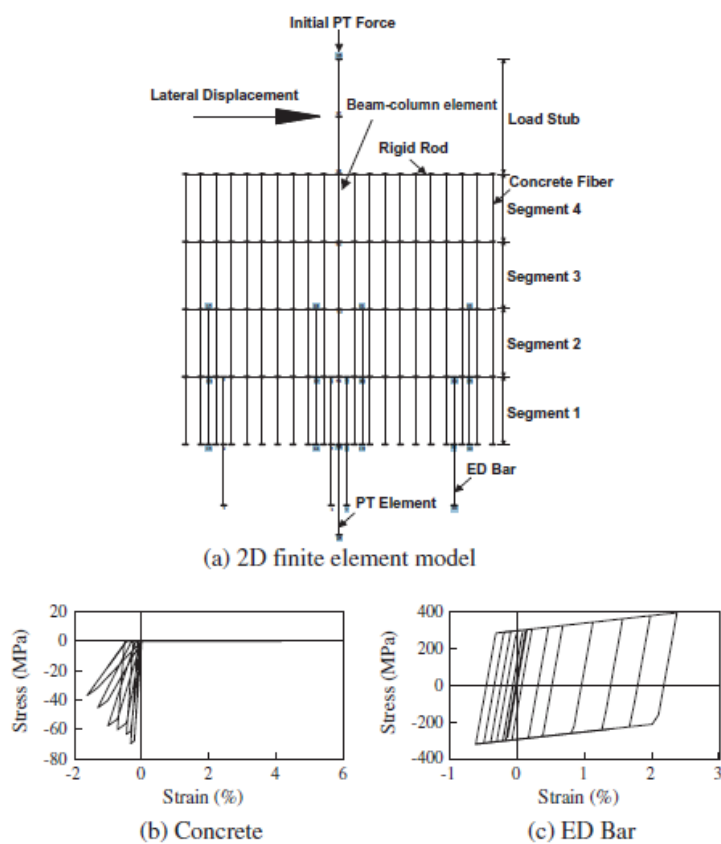
توجه داشته باشید که در گسترش منحنی بار افزون، فرض می‌شود فشار در مرکز واسط بخش است. با این حال، جابجایی بالای ستون Δ ، موقعیت حرکت فشار از بخش مرکزی (شکل 1) با فشار لنگر در خرده بارها (نقطه A) و پایه (نقطه B) است.



شکل 9: انحنا در طول ارتفاع ستون



شکل 10: طول لولای تغییر پذیر و نسبت جا بجایی جانبی (نتایج تجربی)



شکل 11: مدل عناصر محدود برای PT غیر متصل از پیش ساخته شده بخش های بتنی ستون

فرض کنید شکل تغییرشکل خطی فشار بین نقطه A و B، جابجایی فشار در زیر دو اتصال توسط معادلات زیر داده شده است :

$$\Delta_{s1} = \frac{\Delta H_3}{H_1 H} h_1 \quad (8)$$

$$\Delta_{s2} = \frac{\Delta H_3}{H_1 H} h_2 - (\theta_{p1} h_s) \quad (9)$$

در اینجا H ارتفاع بین بالا و پایین فشار لنگر است، h_1 ارتفاع بین فشار لنگر پایین و زیر بخش دو است، H_3 ارتفاع مقیاس فشار لنگر از ستون پایه است، و h_s ارتفاع بخش ها است. از آنجا که جابجایی بالای ستون Δ بر موقعیت فشار در بخش تاثیر می گذارد، اصلاحات رویکرد تکراری بعد از بدست آوردن جابجایی ستون ها انجام می شود. تکرار رویکرد تکراری از مرحله 3 از بروزرسانی موقعیت فشار برای یافتن به روزرسانی نیروی فشار، لحظه ها، و جابجایی بالای ستون، Δ (معادله (5)) استفاده می کنند. تکرار تا زمانی که اختلاف بین دو تکرار متوالی در شرایط Δ به اندازه کافی کوچک باشد ادامه دارد.

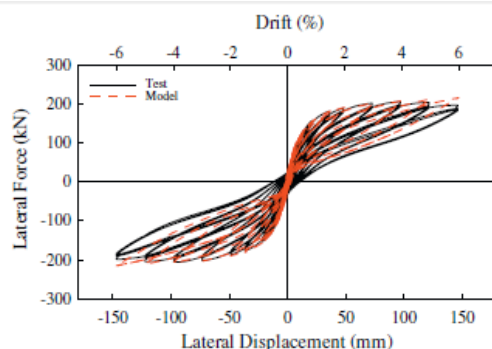
3. برنامه آزمایشی

3.1. جزئیات نمونه

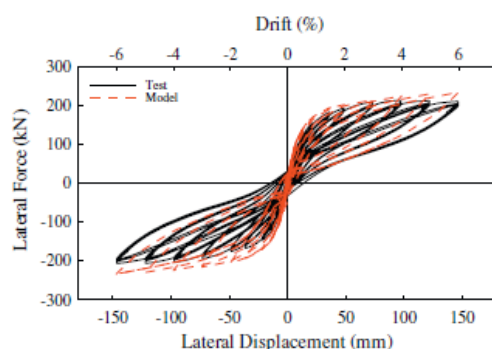
برنامه آزمایشی [20] دارای سه PT غیرمتصل از پیش ساخته شده بخش های ستون پل هایست که پایه دارد، چهار بخش لوله پر شده از بتن (CFT)، و فشار بار است. هر ستون با 19 قطر 15 میلیمتری هفت سیم، بدون پوشش، در آرامش پایین ASTM A416، 270 درجه فشار جای گیری شده در عمق میانه بخش عبوری تحت فشار قرار داده شده است. مجموع نیروی PT آغازین پس از زیان ها، 2365kN، 2321 kN و 2300kN به ترتیب برای نمونه های 1، 2 و 3 می باشد. نمونه 1 قبلاً توسط Chou و Chen [6] تست شده است، و نمونه 2 و 3 در این مقاله تست شده است. نمونه ها به جز نمونه 2 یکسان بودند و 3 دارای مجموع #6 میل ED برای افزایش پراکندگی انرژی هسترتیک و هشت میل تقویت کننده طولی در بخش (اما بخش های عبوری متصل نمی شود) برای کاهش فشار بتن است. نسبت منطقه میل ED برای منطقه بخش های بتنی $\rho = 0.66\%$ است. میل ED مطابق ASTM A615M نیروی فولادین درجه 40 (جدول 1) است و هرکدام دارای یک صفحه فولادی گرد

جوش داده شده به یک طرف هستند، که به سمت پایه لنگر می‌اندازد. برای نمونه 2 (شکل 2)، پایان‌های دیگر میله ED به اولین بخش با استفاده از قدرت بالای ملات منقبض نشده متصل است. طول اتصال 490 میلی‌متر است، بزرگتر از 380 میلی‌متر مشخص شده در بخش 6.5.1 طراحی [21] PCI Handbook است. انتهای بالایی میله ED در نمونه 3 در بخش دوم لنگر می‌اندازد. توجه داشته باشید که فشار بیشینه میله ED تنها به طول‌های متصل شده بستگی ندارد اما به موقعیت میله لنگر وابسته است. کشیدگی میله ED در نمونه 3، که بدلیل اتصالات بار در پایه است و واسط بالای اولین بخش، بسیار بزرگتر از نمونه 2 است، که باعث اتصالات باز تنها در پایه است. اگرچه طول غیرمتصل میله‌های Ed 250 و 500 میلی‌متر است در نمونه های 2 و 3 است، بیشینه فشار کششی نمونه به ترتیب 2 و 3 1.2٪ و 2.1٪ است و رانش 6٪ است.

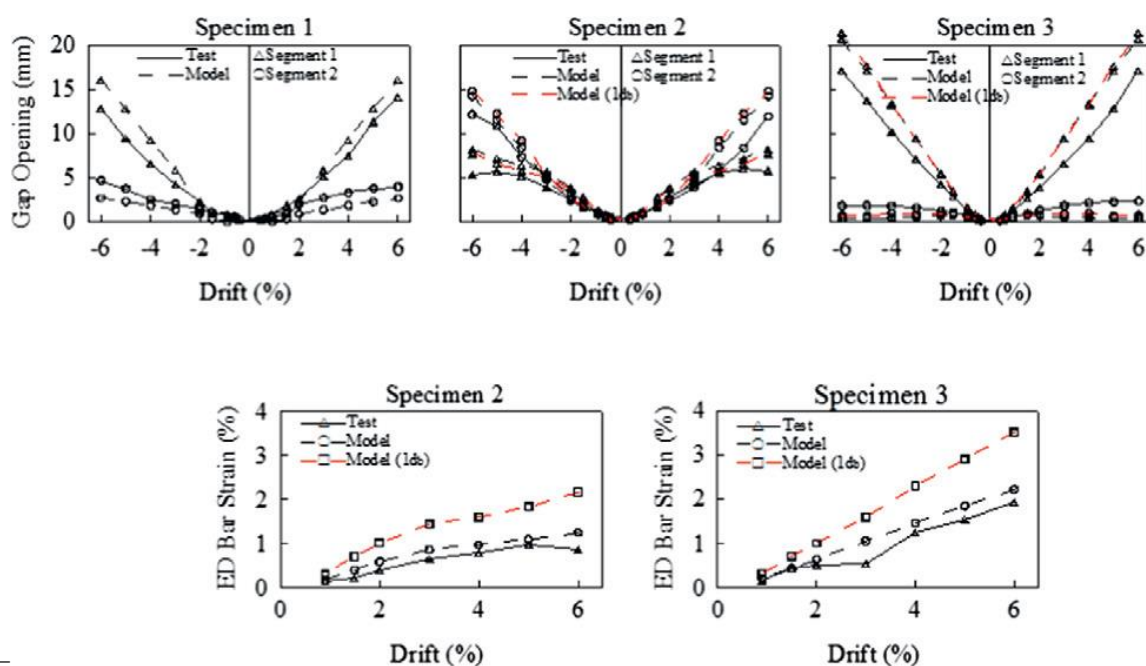
جدول 2 طول لولای تغییرپذیر هر نمونه را لیست کرده است. چرا که میله ED در نمونه 2 لنگرگاه اولین بخش است، بنابراین افزایش ثبات اولین بخش و هدایت به سمت تغییرشکل جانبی ستون‌های بزرگ با توجه به واسط در بالای بخش یک، $LP2=0.5d$ به جای معادله 2 استفاده می‌شود. طول لولای تغییرپذیر براساس تست انجام شده اخیر برای شباهت PT از پیش ساخته شده قطعات بتنی ستون پل‌ها بدست آمده است.



(a) Hysteretic Response (Specimen 2)



(b) Hysteretic Response (Specimen 3)



شکل 12: اعتبارسنجی تجربی مدل FE برای PT از پیش ساخته شده قطعه بتنی ستون

طول لولای تغییرپذیر، که به عنوان ناحیه که منحنی آزمایشی بزرگتر از منحنی عملکردی ایده‌آل است در زمانیکه ستون تحت بار جانبی است مشخص شده است، با رانش افزایش می‌یابد و مقدار اصلی در بخش یک و دو بعد از 3% رانش تقریب زده می‌شود (جدول 2). این مقادیر در جدول لیست شده‌اند و ممکن است تنها برای نوع ستون در این مطالعه اعمال شوند و ممکن است برای ستون با نسبت ارتفاع- قطر متفاوت، شکل ستون، و فشار PT آغازین در منطقه بخش عبوری تغییر کند. شکل 4 پاسخ بارافزون پیش‌بینی سه نمونه را براساس مدل دو طول لولای تغییرپذیر نشان می‌دهد: اوج قدرت زمانبست که خروج از مرکز رشته پایین‌تر بدون در نظر گرفتن خروج از مرکز رشته در نظر گرفته می‌شود.

3.2 مراحل تست

فعال‌کننده 500-kN در خرده بار جایگزین شده است (شکل 5)، و سپس نمونه شبه استاتیکی را با سابقه جابجایی از پیش تعیین‌شده تست می‌کند، شامل چرخه رانش با دامنه 0.1%، 0.15%، 0.2% و 0.3%، با دنبال کردن 3 چرخه رانش با دامنه 0.4%، 0.6%، 0.9%، 1.5%، 0.2%، 0.3%، 0.4%، 0.5% و 0.6%. تا زمانیکه

فشار فشرده‌سازی بتن نهایی براساس مدل بتن محصور شده [13] 0.029 محاسبه شود، زمانیکه رانش ستون بیش از 0.6٪ باشد، و تست بعد از دو چرخه کامل در یک رانش 6٪ متوقف می‌شود.

3.3 نتایج تجربه

شکل 6 پاسخ هسترتیک سه نمونه در طی تست را نشان می‌دهد. اوج قدرت نزدیک به مقدار پیش‌بینی همان‌طور که در شکل نشان داده شده است، می‌باشد. پراکندگی انرژی هسترتیک نمونه 1 با فشار تغییرپذیر بتن در فشرده‌سازی وابسته است، و نمونه 2 و 3 با فشار تغییرپذیر میله ED و بتن در فشرده‌سازی وابسته‌اند. افزایش آرام انرژی هسترتیک با رانش، و میرایی ویسکوز معادل برای نمونه 2 و 3 در 6٪ رانش 7.5٪ و 8.8٪ بود، بزرگتر از 6.5٪ نمونه 1 در رانش مشابه است. شکل 7 بخش‌های باز اتصال برای نمونه 2 و 3 را در تست را نشان می‌دهد. اتصال باز در زیر بخش 3 (شکل 7 a) در مقایسه با زیر بخش دو کوچک است (شکل 7 b و c). همچنان که فاصله در اساس نمونه 3 بسیار بزرگ است، خمش میله ED یا شکستگی در طی تست مشاهده نشده است. این می‌تواند توسط پاسخ هسترتیک پایدار نمونه 3 از میان تست بررسی شود (شکل 6 c). برای نمونه 2 با میله ED لنگرگاه در پایه و بخش 1، بازشدن در زیر بخش دو نسبت به آن در پایه ستون بزرگتر است (شکل 7 و 8 a)، و منجر به کشیدگی کوچک میله ED می‌شود. برای نمونه 3 با میله لنگرگاه ED در پایه و بخش 2، بازشدگی بزرگتر در پایه ستون نسبت به زیر بخش 2 در میان تست مشاهده شده است (شکل 7 و 8 a). کشیدگی میله ED در نمونه 3 ابتدا به علت اتصالات باز در این دو واسط بوده‌است. با این حال طول میله ED غیر متصل در نمونه 3 در نمونه 2 دوبرابر بود، فشار کششی میله ED در نمونه 3 نسبت به نمونه 2 بزرگتر بود (شکل 8 b). فشار بیشینه در میله ED توسط مدل دو طول لولای متغیر که نشان دهنده توافق با آنچه که از تست بدست آمده است، پیش‌بینی می‌شود. مقدار Lua در هر دو طرف طول غیرمتصل اصلی 5db و 6db به ترتیب در نمونه 2 و 3 بود. این دو مقدار توسط معادله خواندن فشارسنج در طول غیرمتصل میله ED برای مقدار فشار محاسبه شده براساس کشیدگی میله ED از زوایه فاصله باز شده و موقعیت محور خنثی در طول تست مشخص شده است. شکل 8 c تغییرات Lua را نشان می‌دهد، که نزدیک به یک مقدار ثابت (5-6db) در رانش ستون متوسط به بالا است.

شکل 9 منحنی توزیع در طول ارتفاع ستون برای هردوی جهت‌های کشش و جذب را نشان می‌دهد. منحنی آزمایشی مانند زیر محاسبه شده است :

$$\phi = \frac{\Delta_t - \Delta_c}{DL_g} \quad (10)$$

Δ_t کشش مبدل جابجایی در سمت تنش بخش است، Δ_c کوتاه‌سازی یک مبدل جابجایی در سمت فشرده سازی بخش در همان سطح ارتفاع، D فاصله افقی بین دو مبدل جابجایی، و L_g معیار طول است. توجه داشته باشید که منحنی در پایه ستون و زیر بخش دو نسبت به زیر بخش سه بزرگتر است، که مبنی بر اینست که اتصالات باز اغلب در زیر دو اتصال مهم هستند. این با مشاهدات عملیات در تست متناظر است (شکل 7). علاوه بر این، برای نمونه 2 ، فاصله باز شده در پایه، کوچکتر از زیر بخش دوم است، که به سمت منحنی در پایه کوچکتر نسبت به زیر بخش دوم هدایت می‌شود. سفتی بخش 2 در نمونه 3 توسط میله E متصل فراهم می‌آید، لذا منحنی نمونه 3 (شکل 9b) در پایه همیشه بزرگتر از زیر بخش دوم است.

جدول 3 : مقایسه پیش‌بینی مدل FM با پاسخ‌های آزمایشی

	Drift (%)						
	0.9	1.5	2	3	4	5	6
<i>Specimen 1</i>							
Model (kN)	147	164	171	183	196	202	202
Test (kN)	153	179	179	190	196	196	194
Ratio	0.96	0.92	0.96	0.96	1	1.03	1.04
<i>Specimen 2</i>							
Model (kN)	158	180	191	202	208	212	216
Test (kN)	155	178	187	200	204	201	194
Ratio	1.02	1.01	1.02	1.01	1.02	1.05	1.11
<i>Specimen 3</i>							
Model (kN)	171	194	202	214	224	229	233
Test (kN)	155	179	191	206	211	210	208
Ratio	1.1	1.08	1.06	1.04	1.06	1.09	1.12

طول لولای متغیر $Lp1$ و $Lp2$ در بخش 1 و 2 براساس روشی که توسط Chou و Chen بیان شده محاسبه شده است [6]. شکل a10 نشان می‌دهد که طول لولای متغیر با رانش افزایش می‌یابد و به نیمی از قطر بخش در اولین و دومین بخش نمونه 2 تخمین زده می‌شود. طول لولای متغیر در نمونه 3 به نیمی از قطر بخش در اولین بخش و یک پنجم قطر بخش در بخش دوم تقریب زده شده است، همانطور که در نمونه 1 مشاهده کردید. این مبنی بر اینست که موقعیت لنگرگاه میله ED تحت تاثیر منحنی در منطقه لولای تغییرپذیر است، طول لولای تغییرپذیر در بخش، با کشش میله ED و ظرفیت پراکندگی انرژی متناظر است. این معکوس سختی با انحنای

متناسب منطقی است. طول لولای تغییر پذیر، مقدار ثابت در رانش بالا در هر بخش بدست می‌آید، و برای ساده سازی پروسه تکراری در پیش‌بینی منحنی بارافزون ستون استفاده می‌شود. شکل 6 نتایج تحلیلی نزدیکه به مقدار اوج پاسخ هسترتیک ستون در تست را نشان می‌دهد. شکل 10b نسبت جابجایی موجی Δe ، $\Delta p1$ و $\Delta p2$ را نشان می‌دهد، که براساس منحنی آزمایشی (شکل 9) و طول لولای متغیر (شکل 10a)، برای تحمیل جابجایی $\Delta total$ توس فعال کننده ها محاسبه شده است. هر رانش دارای سه میله است، اولین نسبت پاسخ نمونه 1 است، در صورتیکه دومین و سومین به ترتیب نمونه دو و سه را نشان می‌دهند. همکاری جابجایی موجی ناشی از اینست که چرخش بخش دوم در نمونه 1 و 3 کوچک است. جز برای رانش 6٪، مجموع مقیاس‌های جابجایی نزدیک به جابجایی فعال کننده‌ها است. بتن در فشارنده پایه در رانش 6٪، به سمت مقیاس تغییر شکل بیشتر توسط جابجایی کششی جاگرفته در منطقه فشارنده بتن هدایت می‌شود/ بنابراین، منحنی محاسبه شده در بالای پایه تخمین زده می‌شود و جابجایی‌های وابسته نسبت به نتیجه تست بزرگتر هستند.

4. تحلیل عناصر محدود

مدل عناصر محدود دو بعدی برای PT غیر متصل بخش‌های بتنی ستون پل در این پژوهش گسترش داده شده است. مدل با استفاده از برنامه کامپیوتری PISA تحلیل و ایجاد شده است. مدل تحلیلی متفاوت برای بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختار PT را می‌توان در جای دیگری یافت [24-26]. تکنیک مدلسازی PT غیرمتصل ستون‌ها مانند زیر شرح داده شده است و به صورت شماتیک در شکل 11 نشان داده شده است.

4.1 مدل بخش PT ستون

شکل 11a نوعی از مدل ستون با چهاربخش را نشان می‌دهد که، هر کدام با 50 الیاف بتنی فشرده شده‌است. هر الیاف با استفاده از عنصر خرپا ابعادی که شامل دو گره است مدل شده است، هر کدام از سه درجه آزاد است، تفسیر در جهت X و Y و چرخش حول محور Z. عناصر خرپا نشان می‌دهند که بخش‌ها در بخش‌های متصل با تعدادی از میله‌های سفت و سخت افقی متصل هستند و در پایین واسط ثابت هستند. دو میله سخت از بالای بخش چهارم نمایش داده شده خرده بار گسترش می‌یابد. با توجه به اینکه تقاضای برشی در واسط بخش به طور قابل توجهی

کوچکتر از ظرفیت اصطکاک در منطقه فشاری است. آن عناصر خرپا نیروهای برشی را انتقال نمی‌دهند، عناصر تیرهای ستون با ناحیه برشی موثر در مرکز بخش استفاده می‌شود و به هربخش اتصال برای انتقال برش ستون استفاده می‌شود. هیچ سختی و سفتی محوری برای عناصر تیرهای ستون مشخص نشده است. نهایت قدرت فشار بتن و فشار براساس مدل استرس-فشار بتن محدود توسط Mander's محاسبه شده است. تخریب بتن تحت بارگذاری چرخه‌ای فشار با استفاده از مدل بتنی سه پارامتر [27] در برنامه کامپیوتری PISA تشریح شده است. سه پارامتر درمدل، که سختی تخریب، قدرت زوال، فشار بتن تحت بارگذاری چرخه‌ای را نشان می‌دهند به ترتیب 10، 0.88 و 1.0 می‌باشد. قدرت کششی بتن و سختی صفر در نظر گرفته می‌شود. شکل 11b نوعی از پاسخ عنصر خردپای بتنی در چرخه بارگذاری را نشان می‌دهد.

در رشته به عنوان عنصر خرپای فقط فشار (PT) مدل شده است، که بین خردبار بالا و پایین پایه متصل است. زمانیکه نیروی کششی در عنصر PT افزایش یابد، فاصله باز شده در واسط بخش بین مرکز بخش گسترش می‌یابد. از آنجا که رشته در درون محدوده قابل ارتجاع در تست است، رفتار قابل ارتجاع به یک رشته تخصیص داده می‌شود. هر میله ED دارای طول غیرمتصل برای پراکندگی انرژی لرزه‌ای و طول متصل برای لنگرگاه است. طول متصل میله ED به عنوان عنصر سفت و محکم مدل شده است، و پایان آن به سمت میله‌های افقی سفت و سخت در واسط بخش قلاب متصل شده است. انتهای دیگر میله ED دارای پایه ثابت هستند. میله ED در هرزمان که گره سفت و سخت افقی در بخش واسط به صورت نسبی نسبت به پایه تغییرشکل دهد بارگذاری می‌شود. پاسخ فشار-استرس میله ED تحت چرخه بارگذاری توسط سخت شدن حرکتی دو خطی تقریب زده می‌شود (شکل 11c). آرماتورهای طولی در بخش برای کاهش فشار فشرده‌سازی بتن به عنوان عناصر خرپا تنها با فشرده سازی خواص مدل شده است.

جدول 4 جزییات مدل ستون

Model No.	Column size		Segment number	Column height (mm)	Initial PT force			ED bar		
	Segment size				$A = 0.25f_c^t A_c$ (kN)	$B = 0.35f_c^t A_c$ (%)	ρ (%)	Unbonded length (mm)	Anchorage position (segment)	$\epsilon_{\max}$ (%)
Diameter (mm)	Height (mm)									
3	500	500	4	2450	A	2300	0.66	740	2	2.4
4	500	500	4	2450	A	2300	1.2	740	2	2.4
5	500	500	4	2450	A	2300	1.8	740	2	2.3
6	500	500	4	2450	A	2300	2.4	740	2	1.9
7	500	500	8	4900	A	2300	0.66	740	4	2.5
8	500	500	8	4900	A	2300	1.2	740	4	2.5
9	500	500	8	4900	A	2300	1.8	740	4	2.4
10	500	500	8	4900	A	2300	2.4	740	4	2.0
11	1000	1000	4	4900	A	9048	0.66	1480	2	2.5
12	1000	1000	4	4900	A	9048	1.2	1480	2	2.4
13	1000	1000	4	4900	A	9048	1.8	1480	2	2.4
14	1000	1000	4	4900	A	9048	2.4	1480	2	2.0
15	500	500	4	2450	B	3220	0.66	740	2	2.2
16	500	500	4	2450	B	3220	1.2	740	2	2.2
17	500	500	4	2450	B	3220	1.8	740	2	2.1
18	500	500	4	2450	B	3220	2.4	740	2	1.5
19	500	500	8	4900	B	3220	0.66	740	4	2.3
20	500	500	8	4900	B	3220	1.2	740	4	2.3
21	500	500	8	4900	B	3220	1.8	740	4	2.2
22	500	500	8	4900	B	3220	2.4	740	4	1.9
23	1000	1000	4	4900	B	12,667	0.66	1480	2	2.3
24	1000	1000	4	4900	B	12,667	1.2	1480	2	2.4
25	1000	1000	4	4900	B	12,667	1.8	1480	2	2.2
26	1000	1000	4	4900	B	12,667	2.4	1480	2	1.9

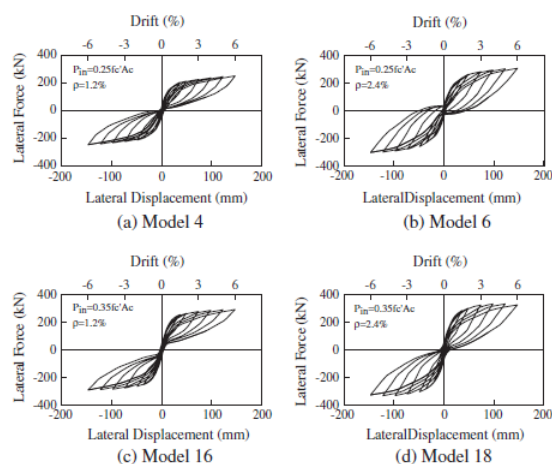
4.2 اعتبارسنجی مدل FE

تحلیل در دو مرحله برای شبیه‌سازی رفتار طبیعی PT غیرمتصل بخش‌های بتنی ستون انجام گرفته است. نیروی فشرده‌سازی اولیه برای ستون از رشته توسط پیش‌بارگذاری در بالای خردبار اعمال می‌شود. ستون سپس به اعمال جابجایی جانبی در مرکز جرم از خرد بار تمرکز می‌کند و نیروی جانبی متناظر توسط نیروی برشی گسترش یافته در میله‌های سفت و محکم نشان دهنده فشار بار مشخص شده است. شکل 12a و b مقایسه فشرده‌سازی چرخه پاسخ بدست آمده در طول از مدل FE با نتایج تجربی نمونه 2 و 3 را نشان می‌دهد. نسبت پیش‌بینی‌های مدل FE برای پاسخ‌های آزمایشی در جدول 3 لیست شده است. پاسخ مدل FE در یک توافق خوب با چرخه پاسخ نمونه در رانش هدف است. سری عناصر خردپای بتنی توزیع شده برای اندازه‌گیری فاصله‌های باز شده اجازه داده می‌شوند، گسترش نهایی عنصر خرپا بتن در هربخش مسول پیش‌بینی شکاف باز شده در واسط بخش است (شکل 12c). چرا که شکاف باز شده بزرگتر بدست آمده فشار بیشینه در میله از نتایج مدل FE در فشار بزرگتر در میله ED و رشته PT بدست آمده است، اوج قدرت پیش‌بینی شده توسط مدل FE نسبت به پاسخ‌های آزمایشی بزرگتر است. فشار بیشینه در میله ED توسط مدل FE پیش‌بینی شده توافقات با آنها را نشان می‌دهد که توسط نمونه 2 و 3 تست بدست آمده است (شکل 12d). تفاوت قابل توجه موجود در نتایج، در شرایط بیشینه فشار میله ED است

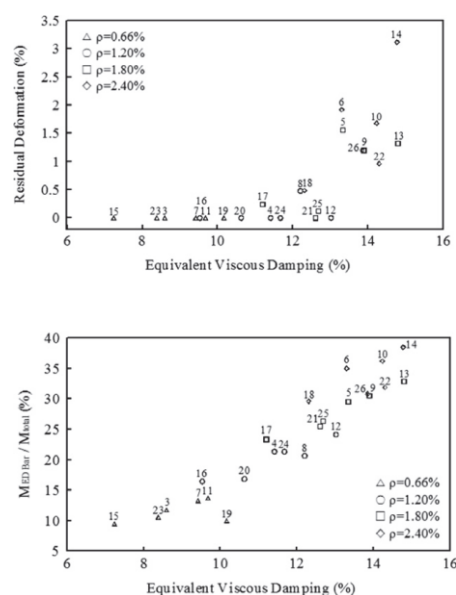
زمانیکه طول غیرمتصل معادل Lua در هرطرف طول غیرمتصل منشا میله ED به عنوان قطر میله (1db) در مدل فرض شود. با این حال، اختلاف شکاف باز با توجه به این فرضیات یک قطر میله در مدل جزیی است. (شکل 12c)

4.3 مطالعه پارامتری

مطالعه تحلیلی با استفاده از تکنیک مدل سازی که اخیراً توضیح داده شده است برای PT 24 غیرمتصل بخش های مدل ستون انجام شده است. سه پارامتر در این مطالعه بررسی شده است، نسبت، مقدار نیروی PT آلولیه، میله ED. همانطور که در جدول 4 لیست شده است، نسبت ستون های 4.9 و 9.8 با قطر بخش ها در هر دو 500mm یا 1000mm است.



شکل 13: تاثیرات نسبت میله ED و نیروی PT رفتار چرخه



شکل 14: معادل میرایی ویسکوز در مقابل جابجایی مقیم و ارتباط نسبت لحظه ای میله ED

نیروی PT اولیه $0.25f'_c A_c$ و $0.35f'_c A_c$ است، که $f'_c = 50 \text{ MPa}$ قدرت فشرده‌سازی بتن و A_c ناحیه رشد بخش‌های بتنی است. نسبت ناحیه میله ED برای ناحیه بخش‌های بتنی A_c ، $\rho = 0.66\%$ ، 1.2% ، 1.8% و 2.4% است. میله ED در این مطالعه به پایه متصل است و در میانه ارتفاع ستون و فشار کششی بیشینه در طول غیرمتصل، $\xi_{\max}$ ، در محدوده $1.9-2.5\%$ متصل است.

شکل 13 نشان می‌دهد که با مقدار مشابه میله ED، افزایش نیروی PT اولیه قدرت جانبی مدل ستون را افزایش می‌دهد و جابجایی مقیم را کاهش می‌دهد. همانطور که نسبت میله ED، ρ ، افزایش می‌یابد، پراکندگی انرژی هسترتیک افزایش می‌یابد و همچنین رانش مقیم افزایش می‌یابد. اگر نسبت میله ED به مقدار اصلی نرسد، ستون یک رفتار هسترتیک پرچم-شکل را با تقریب صفر جابجایی مقیم پس از تخلیه نشان می‌دهد. نسبت بهینه میله ED می‌تواند در رفتار هسترتیک پرچم-شکل به شکل بهینه با نزدیک شدن به شاخه تخلیه طول تعیین شده با جابجایی‌های کوچک باقی مانده نتیجه‌دهد. شکل 14a ارتباط بین میرای ویسکوز معادل و جابجایی باقی مانده برای همه مدل‌ها را نشان می‌دهد. براساس به حداقل رساندن جابجایی باقی مانده بدون در نظر گرفتن نسبت ابعاد و یا نیروی PT اولیه، نسبت میله ED بهینه ρ حدود 1.2% است، که متناظر با میرایی ویسکوز معادل بهینه $12-13\%$ است. شکل نشان می‌دهد که جابجایی باقی مانده به طور قابل توجهی زمانی که میرایی ویسکوز معادل بزرگتر از 13% است، افزایش می‌یابد. شکل 14a همچنین نشان می‌دهد که با نسبت میله ED مشابه و نیروی PT اولیه، مدل ستون 7-10 با نسبت بالای ($=8$) تمایل به داشتن میرایی ویسکوز معادل بزرگتر نسبت به مدل ستون 3-6 با نسبت پایین تر ($=4$) دارد. این رفتار می‌تواند به این واقعیت که ستون‌ها با نسبت ابعاد بالا دارای اوج قدرت پایین‌تری در هدف رانش هستند، نسبت داده شود. شکل 14b نسبت لحظه‌ای فراهم شده توسط میله ED برای مجموع بیشینه ظرفیت لحظه‌ای ستون را نشان می‌دهد، این نسبت به همان نسبت میرایی ویسکوز معادل وابسته است. برای دسترسی به رفتار هسترتیک پرچم-شکل بهینه، لحظه بیشینه فراهم آمده توسط میله ED حدود یک چهارم از لحظه ستون‌ها براساس میرایی ویسکوز معادل $12-13\%$ است.

5. نتیجه

مطالعه عملکرد دوره‌ای PT غیرمتصل از پیش‌ساخته شده بخش‌های ستون پل با سطح مقطع دایره‌ای در این مقاله شرح داده شده است. طول میله فولاد (میله ED) در دو نمونه استفاده شده است و در ارتفاع ستون اصلی برای بررسی تاثیرات موقعیت لنگرگاه بر روی قابلیت پراکندگی انرژی و بخش اتصال باز پایان داده شد. دو تکنیک مدل تحلیلی که می‌تواند پاسخ بخش‌های ستونی با میله ED را بگیرد نمایش داده شده است. ابتدا، دو مدل لولای تغییرپذیر با استفاده از تحلیل منحنی لحظه‌ای در دوبخش واسط برای پیش‌بینی پاسخ بارافزون ستون پیشنهاد شده است. به منظور تصرف در چرخه پاسخ ستون‌ها، مدل FE دوبعدی با استفاده از خرپای یک بعدی و عناصر تیر ستون گسترش می‌یابد. عناصر خرپای بتن به عنوان قدرت کششی صفر و سفتی برای تصرف مکانیزم شکاف‌های باز شده در بخش‌های واسط مدلسازی شده است.

نتایج تست نشان می‌دهد که میله ED پراکندگی انرژی هسترتیک را افزایش دهد، و نمونه 1-3 دارای میرایی ویسکوز معادل 6.5-8.8٪ هستند. در راستای طول غیرمتصل معادل که فشار در میله ED به صورت یکنواخت در هریک از دو طرف طول غیرمتصل اصلی فرض شده است قطر لوله 5-6 است. طول لولای تغییرپذیر در بخش اول و دوم با موقعیت اتصال و لنگرگاه میله ED و جابجایی جانبی ستون تغییر می‌کند. برای نمونه 1 و 3 با نقطه اتصال باز بزرگتر و آسیب‌های بتن در پایه نسبت به زیر دومین بخش بزرگتر است، رویکرد طول لولای تغییرپذیر برای نیمی از قطر بخش‌ها در اولین بخش و یک پنجم قطر بخش در دومین بخش است. با این حال، برای نمونه 2 با اتصال باز شده بزرگتر و آسیب بتن در زیر و دومین بخش نسبت به پایه، رویکرد طول لولای تغییرپذیر برای بخشی از قطر در این دو بخش است. با مقایسه نتایج تحلیل بارافزون مدل طول لولای تغییرپذیر دو که از تست بدست می‌آید، شاهدهی است که طول لولای تغییرپذیر ثابت را در زیر دو بخش ارائه می‌دهد مدل تحلیلی ساده شده قادر به پیش‌بینی منحنی بارافزون، بخش‌های متصل باز و فشار در میله ED است،

با این حال، فاصله باز توسط مدل FE با تفاوت 30٪ پیش‌بینی شده است زمانیکه با مقادیر آزمایشی مقایسه می‌شود، تاثیرات میله موقعیت لنگرگاه در بخش فاصله باز می‌تواند توسط مدل پیشنهاد شده تصرف شود. علاوه براین، اوج قدرت و پاسخ هسترتیک شکل پرچم ستون PT می‌تواند توسط مدل FE تصرف شود. از میان مطالعه پارامترها، نسبت بالای میله ED در پراکندگی انرژی هسترتیک بیشتر نتیجه می‌دهد. اگر میرایی ویسکوز معادل

(یا نسبت میله ED) زیر مقدار اصلی باشد، ستون رفتار هسترتیک پرچم شکل بهینه را با پراکندگی انرژی هسترتیک نشان می‌دهد در صورتیکه بک پراکندگی کوچک بر روی تخلیه نگه می‌دارد. میرایی ویسکوز معادل حدود 12-13٪ است، متناظر با نسبت میله ED بهینه 1.2٪، کاملاً بزرگتر از 0.66٪ نمونه 2 و 3 است. برای ستون‌های تست شده، این مقدار میله ED حدود یک چهارم از کل لحظه ستون همکاری می‌کند. توجه داشته باشید که با توجه به ترتیب میله‌های ED در بخش دایره‌ای، تنها نیمی از آنها در پراکندگی انرژی لرزه‌ای در یک جهت بارگذاری موثر هستند.

طول لولای تغییرپذیر از تست مشخص شده جزییات ستون در این مطالعه را مشخص می‌کند، و کارهای آزمایشی بیشتری برای ارزیابی نیاز است اگر مدل 2 لولای تغییرپذیر برای جزییات متفاوت بتن PT بخش‌های ستون کاربردی باشد. اگرچه، مدل FE ساده شده دو بعدی می‌تواند نتایج آزمون را به صورت منطقی پیش‌بینی کند، اعتبارسنجی مدل 2 بعدی با مدل 3 بعدی، برای بهبود تفاوت نتایج از ساده سازی می‌توان چشم پوشید. این هنوز برای تحلیل های بیشتر مورد نیاز است. علاوه براین، تاثیرات قدرت کششی و سختی بتن بر روی رفتار ستون ممکن است در مدل‌های تحلیلی بررسی شود.

References

- [1] Billington SL, Barnes RW, Breen JE. A precast segmental substructure system for standard bridges. *PCI J* 1999;44(4):56-73.
- [2] Hewes JT. Seismic tests on precast segmental concrete columns with unbonded tendons. *Bridge Struct: Assessment Des Constr* 2007;3(3 & 4):215-27.
- [3] Hewes JT, Priestley MJN. Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns. Report No. SSRP 2001/25. La Jolla (CA): University of California San Diego; 2002.
- [4] Usami T, Ge H. Ductility of concrete-filled steel box columns under cyclic loading. *J Struct Eng ASCE* 1994;120(7):2021-40.
- [5] Chang KC, Loh CH, Chiu HS, Hwang JS, Cheng CB, Wang JC. Seismic behavior of precast segmental bridge columns and design methodology for applications in Taiwan. Taipei (Taiwan): Area National Expressway Engineering Bureau; 2002 [in Chinese].
- [6] Chou CC, Chen YC. Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2006;35:159-75.
- [7] Kim TH, Lee HM, Kim YJ, Shin HM. Performance assessment of precast concrete segmental bridge columns with a shear resistant connecting structure. *Eng Struct* 2010;32(5):1292-303.
- [8] Chou CC, Hsu CP. Hysteretic model development and seismic response of unbonded post-tensioned precast CFT segmental bridge columns. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2008;37:919-34.
- [9] Pampanin S, Priestley MJN, Sritharan S. PRESS phase 3: the five-story precast test building-frame direction response. Report No. SSRP 2000/08. La Jolla (CA): University of California San Diego; 2000.
- [10] Chou CC, Chen JH, Chen YC, Tsai KC. Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2006;35(9):1167-85.
- [11] Ou YC, Chiewanichakorn M, Aref AJ, Lee GC. Seismic performance of segmental precast unbonded posttensioned concrete bridge columns. *J Struct Eng ASCE* 2007;133(11):1636-47.
- [12] Raynor DJ, Lehman DE, Stanton JF. Bond-slip response of reinforcing bars grouted in ducts. *ACI Struct J* 2002;99(5):568-76.
- [13] Mander JB, Priestley MJN, Park P. Theoretical stress-strain model for reinforced concrete. *J Struct Eng ASCE* 1988;114(8):1804-23.
- [14] Paulay T, Priestley MJN. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons; 1992.
- [15] Chou CC, Tsai KC, Yang WC. Self-centering steel connections with steel bars and a discontinuous composite slab. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2009;38:403-22.
- [16] Chou CC, Weng CY, Chen JH. Seismic design and behavior of post-tensioned connections including effects of a composite slab. *Eng Struct* 2008;30:3014-23.
- [17] Chou CC, Chen JH. Column restraint in post-tensioned self-centering moment frames. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2010;39(7):751-74.
- [18] Chou CC, Chen JH. Seismic design and shake table tests of a steel post-tensioned self-centering moment frame with a slab accommodating frame expansion. *Earthquake Eng Struct Dynam* 2011;40(11):1241-61.
- [19] Chou CC, Chen YC, Pham DH, Truong VM. Experimental and analytical validation of steel dual-core self-centering braces for seismic-resisting structures. In: 9th International conference on urban earthquake engineering/4th Asia conference on earthquake engineering, Tokyo, Japan; 2012.
- [20] Chang HJ. Seismic effects of energy dissipation bars on post-tensioned precast concrete segmental bridge columns. Chou CC, Liou GS, thesis advisors. Hsinchu (Taiwan): Department of Civil Engineering, National Chiao Tung University; 2009.
- [21] PCI design handbook: precast and prestressed concrete, 5th ed. Chicago (IL): Precast/Prestressed Concrete Institute; 1999.
- [22] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. Seismic design and retrofit of bridges. New York: John Wiley & Sons, Inc.; 1996.
- [23] Tsai KC, Lin BZ. Development of an object-oriented nonlinear static and dynamic 3D structural analysis program. CEER/R92-04. Taiwan: Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University; 2003.
- [24] ElGawady MA, Dawood HM. Analysis of segmental piers consisted of concrete filled FRP tubes. *Eng Struct* 2012;38:142-52.
- [25] Chou CC, Chen JH. Analytical model validation and influence of column bases for seismic responses of steel post-tensioned self-centering MRF systems. *Eng Struct* 2011;33(9):2628-43.
- [26] Wang Z, Song W, Wang Y, Wei H. Numerical analytical model for seismic behavior of prestressing concrete bridge column systems. *Eng Struct* 2011;14:2333-40.
- [27] Kunnath SK, Reinhorn AM, Park YJ. Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures. *J Struct Eng ASCE* 1990;116(4):996-1017.