

مدل سازی تیر های پیوند بتن مسلح عمیق با آرماتور گذاری متعارف در دیوارهای برشی

مسعود ریاضی^۱ و محمدرضا اصفهانی^{۲*}

^۱ دانشجوی دکتری سازه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد
^۲ دانشیار گروه عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد
(/ / / / / /)

چکیده

در این پژوهش، با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده، مدلی برای رفتار برشی تیرهای پیوند بتنی ارائه می‌شود. این مدل قادر به در نظر گرفتن اثرات همزمان برش و خمش و همچنین نیروی محوری می‌باشد. مدل ارائه شده شامل یک فنر غیر خطی برشی، یک فنر محوری و چند فنر غیر خطی برای منظور کردن تغییر شکلهای خمشی است. در بخش آزمایشگاهی این پژوهش، شش عدد تیر پیوند با آرماتور گذاری های مختلف مورد آزمایش قرار گرفته اند. به منظور بررسی اثر دیافراگم کف سه عدد از این نمونه ها در امتداد طولی مقید شده اند. نتایج این آزمایش ها تطابق خوبی با نتایج محاسبه شده توسط روش پیشنهادی دارند. مدل پیشنهادی با نتایج تعداد زیادی از آزمایش های انجام شده توسط سایر پژوهشگران نیز مقایسه گردیده است. ظرفیت های بدست آمده از مدل پیشنهادی تطابق خوبی با نتایج آزمایش ها دارد. نتایج آزمایش مقید شده نشان می دهند که صلبیت محوری دیافراگم کف می تواند مشخصات رفتاری تیرهای پیوند را به صورت جدی تغییر دهد.

واژه های کلیدی : بتن مسلح - تیر پیوند - دیوار برشی - دیوار کوپل - میدان فشاری

مقدمه

()

[]

یکی از روشهایی که در چند سال اخیر برای بررسی رابطه بار - تغییر مکان اعضاء بتنی مورد توجه بوده است، تئوری میدان فشاری اصلاح شده^۱ می باشد. این تئوری، علیرغم سادگی تطابق بسیار خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته است. در این پژوهش، با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده، رابطه غیر خطی بار - تغییر مکان در تیر های پیوند بررسی می شود. با توجه به سادگی روش ارائه شده و دقت قابل قبول آن در پیش بینی مشخصه های رفتاری تیر پیوند، می توان از آن در مطالعه اثرات پارامترهای

[]

[]

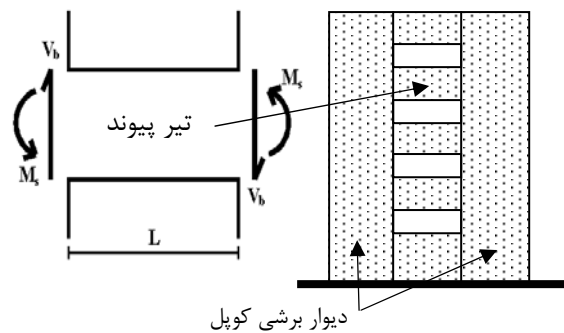
سختی و مقاومت عناصر اصلی آن نظیر آرماتورهای اصلی و برشی و همچنین بتن می باشد. لذا در این پژوهش هر کدام از این عناصر توسط یکسری فنر مدل سازی شده اند. شکل (۲) مدل ماکروی تیر پیوند را نمایش می دهد.

لیند و بچمن [۵] در مدل سازی دیوارهای برشی به صورت تجربی پیشنهاد کرده اند که فنر برشی در یک سوم میانی ارتفاع دیوار قرار داده شود. اگر راستای محور تیر پیوند به اندازه ۹۰ درجه چرخانده شود ملاحظه می گردد که نیمه تیر پیوند کاملاً مشابه یک دیوار برشی کوتاه است. لذا در اینجا نیز موقعیت فنر برشی در یک سوم طول نیمه تیر پیوند در نظر گرفته می شود (شکل ۲). در واقع اندر کنش لنگر و برش با توجه به لنگر بوجود آمده در این مقطع منظور خواهد شد. قبارا و یوسف [۶] نیز توانستند با استفاده از این روش رفتار سیکلی دیوارهای برشی را مدل نمایند. پژوهشگران دیگری که در مدل سازی دیوار از تئوری میدان فشاری اصلاح شده استفاده نموده اند گوپتا و رنگان [۷،۸] می باشند. ایشان از اثر همزمان برش، نیروی محوری و خمش صرف نظر کرده و فقط رفتار برشی را مورد توجه قرار داده اند. در ادامه نحوه محاسبه مشخصات فنرها و ظرفیت هر کدام از آنها بررسی خواهد شد.

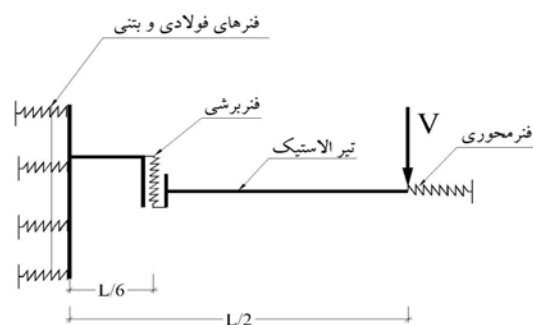
مختلف استفاده نمود. کفایت روش پیشنهادی با استفاده از نتایج ۶ نمونه آزمایشگاهی که توسط نگارندگان آزمایش شده نشان داده شده است. علاوه بر آن، ظرفیت تئوریک تعداد زیادی از آزمایش های مختلف انجام شده توسط پژوهشگران قبلی محاسبه و مقایسه گردیده است. در این پژوهش همچنین اثر قید طولی دیافراگم کف بر تیر های پیوند بررسی شده است.

تحلیل المان ماکرو^۲

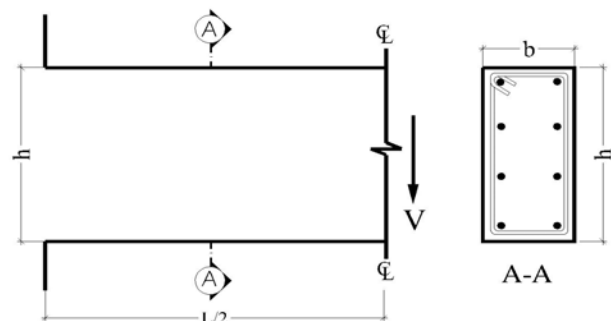
شکل (۱) وضعیت تعادل یک تیر پیوند را نشان می دهد. در واقع این تیر تحت یک برش یکنواخت و یک لنگر پاد متقارن قرار گرفته است. بدیهی است که مقدار لنگر در وسط تیر برابر صفر است. در این پژوهش، روابط بار تغییر مکان برای نیمی از تیر بررسی شده و پس از آن با دو برابر کردن جابجایی این نیمه، جابجایی کل تیر بدست می آید.



واضح است که سختی و مقاومت تیر پیوند ترکیبی از



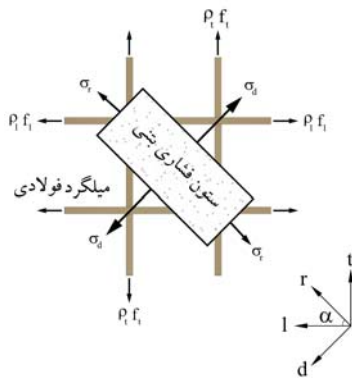
مدل ماکروی تیر پیوند



ابعاد نیمی از یک تیر پیوند

شکل ۲: مدل ماکروی تیر پیوند.

می باشد. به این ترتیب روابط ۴ تا ۶ مشابه با روابط ۱ تا ۳ در مورد کرنش ها بازنویسی می شود.



شکل ۳: المان ترک خورده تیر پیوند.

$$\varepsilon_l = \varepsilon_d \cos^2 \alpha + \varepsilon_r \sin^2 \alpha \quad (4)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_d \sin^2 \alpha + \varepsilon_r \cos^2 \alpha \quad (5)$$

$$\gamma_{lt} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (6)$$

پارامترهای فوق تعاریفی نظیر پارامترهای مربوط به تنش دارند.

-

رابطه تنش کرنش فولاد به صورت کشسان مومسان کامل در نظر گرفته شده اند.

$$0 \leq \varepsilon_l \leq \varepsilon_y, \quad f_l = E_s \varepsilon_l \quad (7-الف)$$

$$\varepsilon_l > \varepsilon_y, \quad f_l = f_y \quad (7-ب)$$

$$0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_y, \quad f_t = E_s \varepsilon_t \quad (8-الف)$$

$$\varepsilon_t > \varepsilon_y, \quad f_t = f_y \quad (8-ب)$$

کولینز و همکاران [۱۲] در سال ۱۹۹۳ رابطه تنش-کرنش را برای بتن تحت فشار پیشنهاد کردند. این رابطه بعد ها توسط گوپتا و رنگان [۷،۸] برای مدل سازی دیوارهای برشی استفاده شد. بدلیل شباهت دیوارهای برشی و تیرهای پیوند که در قسمت قبل نیز اشاره شد، در این پژوهش از رابطه یادشده استفاده می گردد.

نخستین بار در سال ۱۹۸۶ تئوری میدان فشاری اصلاح شده توسط وکچيو و کولینز [۹] معرفی گردید. آنها با استفاده از این روش توانستند تغییر مکان وابسته به برش را در تیرها و پانلهای بتن مسلح محاسبه کنند. پس از آن وکچيو [۱۰] و وکچيو و کولینز [۱۱] با استفاده از روش تحلیل مقطع^۳ اثر همزمان نیروی محوری و خمش را به همراه برش اعمال نمود. در این پژوهش نیز با استفاده از تئوری یاد شده رفتار برشی تیر پیوند تخمین زده می شود. برای این منظور از یک فنر غیر خطی برشی مطابق شکل (۲) استفاده شده است. ارتباط بار- تغییر مکان در این فنر با استفاده از تئوری میدان فشاری اصلاح شده بیان می شود. ضمناً فرض شده است که کرنش برشی در ارتفاع مقطع ثابت است. معادلات روش تئوری میدان فشاری اصلاح شده شامل معادلات تعادل، سازگاری و همچنین روابط تنش کرنش فولاد و بتن به شرح زیر می باشد.

معادلات تعادل

شکل (۳) وضعیت تنش را در یک المان ترک خورده نمایش می دهد. فرض کنید امتدادهای l و t به ترتیب راستاهای طولی و عرضی تیر می باشند. با استفاده از دایره مور می توان نوشت:

$$\sigma_l = \sigma_d \cos^2 \alpha + \sigma_r \sin^2 \alpha + \rho_l f_l \quad (1)$$

$$\sigma_t = \sigma_d \sin^2 \alpha + \sigma_r \cos^2 \alpha + \rho_t f_t \quad (2)$$

$$\tau_{lt} = (\sigma_r - \sigma_d) \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (3)$$

σ_l ، σ_t تنشهای عمودی در امتدادهای l و t می باشند. σ_r ، σ_d نیز تنش های اصلی در امتدادهای d ، r هستند. همچنین تنش برشی متوسط است که در صفحات متعامد طولی و عرضی هر لایه از تیر اتفاق می افتد. مطابق شکل α زاویه محور d و افق یا به عبارتی زاویه ترک خوردگی می باشد. f_l و f_t تنش های بدست آمده در آرماتورها هستند. نسبت این آرماتورها در راستاهای l و t به ترتیب ρ_l و ρ_t میباشد.

معادلات سازگاری

در تئوری میدان فشاری اصلاح شده فرض می شود که راستای کرنش های اصلی مطابق با راستای تنش های اصلی

در رابطه ۱۰، f'_{ct} مقاومت کششی بتن بر حسب مگا پاسکال می باشد که معادل $0.4\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شده است. با توجه به این مقدار می توان کرنش ترک خوردگی را از رابطه $\varepsilon_{ct} = \frac{f'_{ct}}{E_c}$ بدست آورد. کرنش ε_{ut} معادل کرنش تسلیم فولاد در نظر گرفته شده است.

تعادل لنگر و نیروی محوری

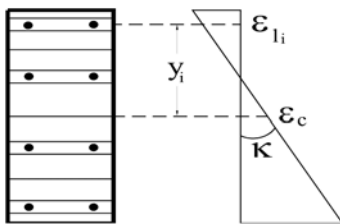
لازم است نیروهای محوری بوجود آمده در لایه های مختلف مقطع تعادل افقی و همچنین تعادل لنگر مقطع را ارضاء نمایند. به این ترتیب دو معادله زیر را نیز می توان به مجموع معادلات فوق افزود.

$$\sum \sigma_{li} A_i = N \quad (11)$$

$$\sum \sigma_{li} A_i y_i = M \quad (12)$$

در روابط فوق A_i سطح مقطع هر لایه و y_i فاصله هر لایه تا میانه مقطع است. همچنین N و M به ترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی مقطع می باشند. با فرض مستوی ماندن مقطع تحت خمش می توان مطابق شکل (۴)، کرنش طولی هر لایه ε_{li} را به انحناء مقطع (κ) و کرنش طولی محور مرکزی تیر (ε_c) مربوط دانست:

$$\varepsilon_{li} = \varepsilon_c - \kappa \cdot y_i \quad (13)$$



شکل ۴: توزیع کرنش طولی تیر در ارتفاع مقطع.

همانطور که ملاحظه می شود در ۱۳ معادله فوق ۱۵ مجهول $\sigma_r, \sigma_d, \sigma_t, \sigma_l, \varepsilon_t, \varepsilon_l, \tau_{lt}, \sigma_r, \sigma_d, \sigma_t, \sigma_l, \varepsilon_t, \varepsilon_l, \tau_{lt}$ وجود دارد. به منظور رسم منحنی نیرو - تغییر مکان، می توان در هر گام مقدار کرنش برشی γ_{lt} را معلوم فرض نمود. مقدار این کرنش برشی از تقسیم جابجایی فرضی گام

$$\sigma_d = f_p k_3 \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_{c0}} \right) \frac{n}{[n-1 + (\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_{c0}})^{nk}]} \quad (9)$$

در این رابطه، f_p مقاومت فشاری حداکثر بتن نرم شده در کرنش نظیر ε_{c0} می باشد که با استفاده از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$f_p = \beta \cdot f'_c \quad (9-الف)$$

ضریب نرم شدگی β توسط وکچيو [۱۳] مطابق زیر تعریف شده است.

$$\beta = \frac{1}{(0.85 - 0.27 \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_d})} \leq 1.0 \quad (9-ب)$$

ضریب کاهش k_3 ، کرنش حداکثر بتن، ضریب کشسانی بتن و عامل های n و k به ترتیب عبارتند از:

$$k_3 = (0.6 + \frac{10}{f'_c}) \leq 0.85 \quad (9-ج)$$

$$\varepsilon_{c0} = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{n-1} \quad (9-د)$$

$$E_c = 3320\sqrt{f'_c} + 6900 \text{ MPa} \quad (9-ه)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad k = 1, \quad \varepsilon_d \leq \varepsilon_{c0} \quad (9-و)$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{62}, \quad \varepsilon_d > \varepsilon_{c0} \quad (9-ز)$$

مقاومت کششی بتن نیز یکی از عوامل تاثیرگذار در مقاومت برشی تیر می باشد. گوپتا و رنگان [7,8] مقاومت کششی بتن را در امتداد اصلی به صورت زیر مدل سازی کردند:

$$\sigma_r = E_c \varepsilon_r, \quad 0 \leq \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ct} \quad (10-الف)$$

$$\sigma_r = f'_{ct} \frac{(\varepsilon_{ct} - \varepsilon_r)}{(\varepsilon_{ut} - \varepsilon_{ct})}, \quad \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_r \leq \varepsilon_{ut} \quad (10-ب)$$

$$\sigma_r = 0, \quad \varepsilon_r > \varepsilon_{ut} \quad (10-ج)$$

مربوطه به طول تیر بدست می آید.

$$\gamma_{lt} = \frac{\delta_v}{L} \quad (14)$$

با این حال هنوز یک مجهول بیش از تعداد معادلات وجود دارد. اگر برآیند نیروهای عرضی صفر فرض شود لازم است تا σ_t نیز برابر صفر باشد:

$$\sigma_t = 0 \quad (15)$$

اکنون ۱۵ مجهول با در دست داشتن ۱۵ معادله قابل دستیابی هستند.

فهرهای فولادی و بتنی

به منظور مدل سازی فهرهای فولادی از یک مدل دو خطی استفاده شده است. این مدل در هر دو محدوده فشاری و کششی یکسان است. نیروی تسلیم فهرهای فولادی از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$P_{sy} = f_y A_s \quad (16)$$

سختی الاستیک فهر فولادی، K_s نقش عمده ای در مقدار جابجایی های تیر پیوند دارد. این سختی را می توان به صورت رابطه ۱۷ تعریف نمود:

$$K_s = \frac{P_{sy} E_s}{\lambda l_d f_y} \quad (17)$$

که در آن E_s مدول الاستیسیته فولاد و l_d طول مهارای میلگرد می باشد. لای و همکاران [۱۴] مقدار λ را در دیوارها به صورت تجربی برابر ۰.۵ در نظر گرفته اند. با توجه به اینکه طول مهارای آرماتور در تیر پیوند به صورت متعارف یک و نیم

برابر حالت معمولی است، در این پژوهش برای محاسبه سختی، مقدار λ مطابق زیر در نظر گرفته شده است:

$$\lambda = 0.75 \quad (18)$$

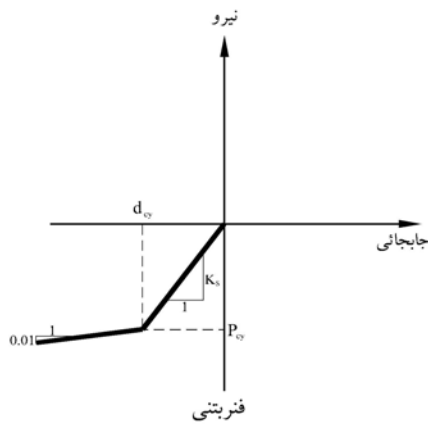
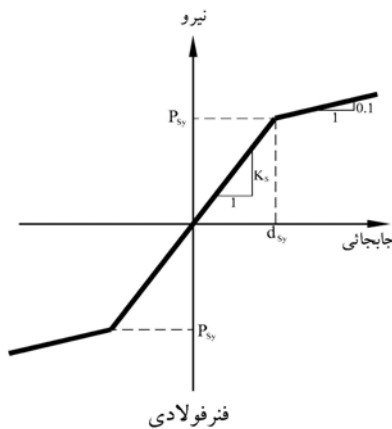
سختی فنر فولادی پس از تسلیم در حدود ۱۰ درصد سختی اولیه در نظر گرفته شده است. ظرفیت فنر بتنی، در ناحیه کششی برابر با صفر فرض شده است ولی مقاومت فشاری این فنر مطابق زیر می باشد.

$$P_{cy} = 0.85 f'_c A_c \quad (19)$$

در واقع فنر بتنی بیان کننده سختی معادل لایه بتنی با مساحت A_c است. بر اساس پیشنهاد قبارا و یوسف [۶] جابجایی تسلیم فشاری بتن، d_{cy} معادل جابجایی تسلیم فنر فولادی متناظر در نظر گرفته شده است و سختی فنر بتنی نیز پس از تسلیم یک صدم سختی اولیه فرض شده است. شکل (۵) رابطه نیرو - تغییر مکان فهرهای فولادی و بتنی را نمایش می دهد.

فنر محوری

در اکثر آزمایش های انجام شده، تغییر مکان طولی نمونه آزاد بوده است. این مسئله با شرایط واقعی تیرهای پیوند مغایرت دارد زیرا به علت وجود دال دیافراگم و همچنین صلبیت دیوارهای جانبی، تغییر مکان های طولی نمونه ناچیز هستند [۴].



در مدل ارائه شده با معرفی یک فنر طولی، می توان اثر دال دیافراگم با سختی های متفاوت را مدل نمود. در واقع با معرفی سختی بینهایت برای این فنر می توان شرایط صلبیت محوری را فراهم کرد. برای محاسبه تغییر مکان طولی فرض می شود که کرنش طولی تار میانی در تمام طول تیر برابر است با ϵ_c که در محل فنر برشی محاسبه می شود. تغییر مکان متوسط فنرهای فولادی و بتنی انتهایی نیز به این مقدار افزوده می شود.

روش حل

روش حل مسئله در نمودار گردشی شکل (۶) نمایش داده شده است. یکی از مشکلات اساسی حل، جدا نمودن تغییر مکان برشی از تغییر مکان کل می باشد. برای این منظور در اولین گام δ_v ، تغییر شکل برشی نصف تغییر مکان کلی δ انتخاب می شود. در پایان هر گام δ محاسبه شده و نسبت آن با δ_v مربوط به آن گام بدست می آید. یعنی:

$$\lambda_2 = \frac{\delta}{\delta_v} \quad (20)$$

اکنون در شروع گام بعدی می توان با تقریب خوب δ_v را از تقسیم δ بر نسبت λ_2 محاسبه نمود.

برنامه آزمایش نمونه ها

برنامه آزمایش حاضر قسمتی از یک سری مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار تیر های پیوند می باشد. در این قسمت از برنامه ۶ نمونه بتنی ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. ۳ عدد از این نمونه ها نامقید و ۳ نمونه دیگر به صورت مقید طولی طراحی شده اند. قبل از بتن ریزی هر نمونه مقید، یک لوله PVC با قطر ۳۰ میلیمتر در وسط تیر جاگذاری شده است (شکل ۷). ابعاد نمونه ها و نحوه مسلح سازی آنها در شکل (۷) نمایش داده شده است.

جزئیات نمونه ها، شامل میزان آرماتور طولی و عرضی، خصوصیات مصالح بتن و فولاد و نحوه مقید سازی طولی در جدول (۱) ارائه شده است. ضخامت کلیه نمونه ها، ۱۵۰ میلیمتری باشد. نمونه های P1، P2، P3 و P4 دارای آرماتور گذاری مشابه می باشند با این تفاوت که در نمونه P3، ۴ عدد خاموت و در سایر نمونه ها، ۶ عدد خاموت به کار رفته است. این نمونه ها به نحوی طراحی شده اند که ظرفیت برشی در آنها کمتر از ظرفیت خمشی باشد. در واقع پیش بینی می شود این تیرها در برش دچار شکست شوند. از چهار نمونه

آخری P1 و P2 نامقید و P3 و P4 مقید می باشند. نمونه های S3 و S4 نسبت به نمونه های سری P دارای آرماتور خمشی کمتری هستند، لذا شکست خمشی برای آنها پیش بینی می شود. در این گروه S3 نامقید و S4 مقید می باشد.

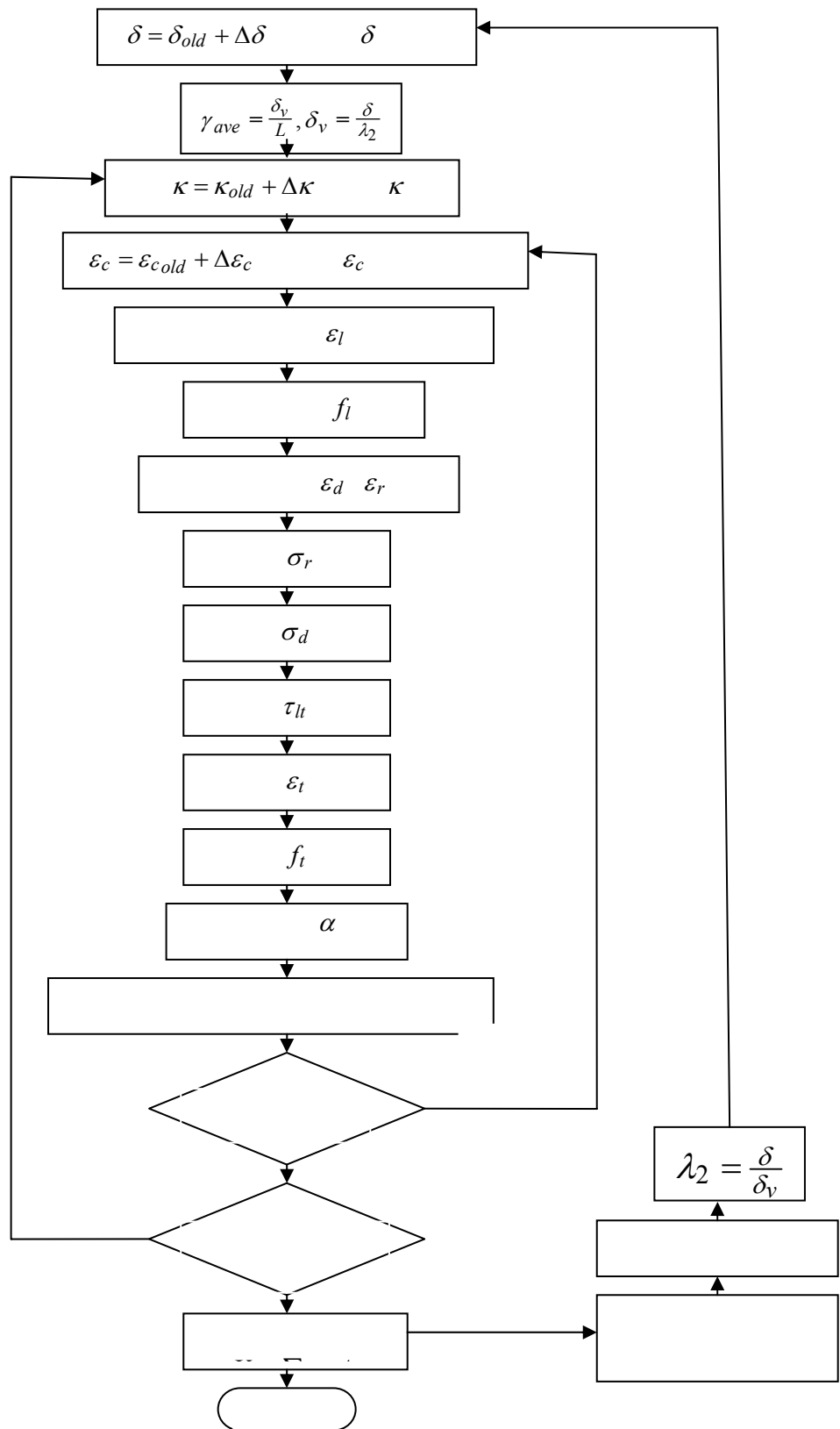
دستگاه آزمایش

دستگاه آزمایش در شکل (۸) نمایش داده شده است. مطابق شکل (۸) یک انتهای تیر آزاد بوده و طرف دیگر توسط بولتهای فولادی به کف صلب محکم شده است. یک تیر فلزی به انتهای آزاد نمونه متصل شده است و بار اعمالی توسط یک جک هیدرولیک به این تیر اعمال می شود. محور بار اعمالی دقیقاً از وسط تیر عبور می نماید. بنابراین وسط تیر نقطه عطف بوده و در دو انتهای آن دو لنگر پاد متقارن تولید می شود. این شرایط، مشابه وضعیت تیر پیوند واقعی می باشد که توسط برخی دیگر از پژوهشگران نیز مورد استفاده قرار گرفته است. جابجایی های خارج از صفحه توسط ادوات مناسب کنترل شده است. در طی آزمایش، جابجایی و شدت بار اعمالی توسط یک سیستم دریافت اطلاعات در رایانه ثبت می شد. برای اعمال اثرات مقیدسازی دال، قبل از بتن ریزی یک لوله پلی اتیلن با قطر ۳۰ میلیمتر در وسط نمونه تعبیه شده است. با عبور دادن یک میلگرد فولادی مقاومت بالا با قطر ۲۰ میلیمتر از داخل این لوله و محکم کردن دو انتهای آن از انبساط و افزایش طول نمونه جلوگیری می شود. بر اساس مطالعات پیشین [۲،۴]، نمونه در هنگام بارگذاری همواره تمایل به افزایش طول دارد، لذا میلگرد یاد شده نیز همواره در کشش خواهد بود. این نیرو توسط دستگاه نیروسنج (Load Cell) که به یک انتهای میله متصل است قرائت می گردد (شکل ۸).

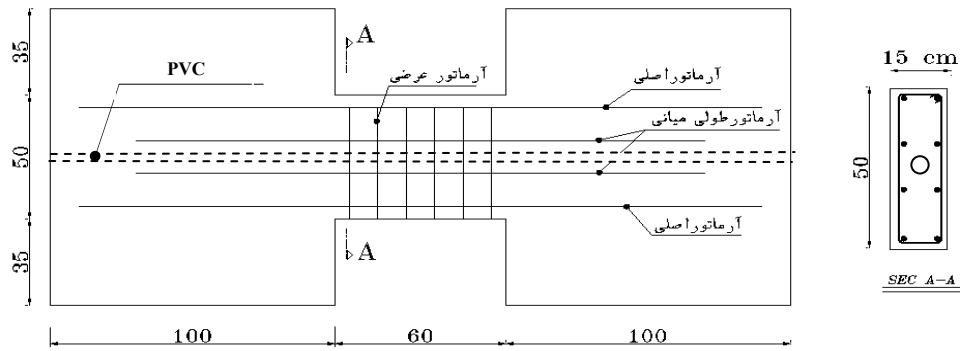
تحلیل نتایج

بار گسیختگی و نمودار بار- تغییر مکان

شکل (۹) نمودارهای بار تغییر مکان آزمایشگاهی و همچنین تئوریک نمونه ها را نشان می دهد. ملاحظه می شود که رفتار پیش بینی شده تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایش دارد.



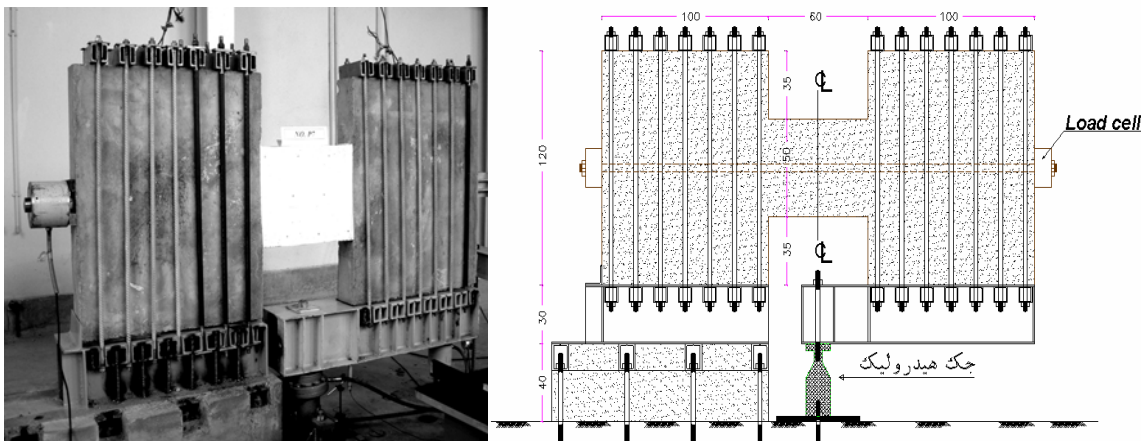
شکل ۶: نمودار گردش حل مسئله.



شکل ۷: ابعاد نمونه و آرماتورگذاری (ابعاد بر حسب cm می باشند).

جدول ۱: جزئیات نمونه‌ها.

نمونه	f'_c (MPa)	قید طولی	آرماتور اصلی	آرماتور میانی (افقی)	آرماتور عرضی
			f_y (MPa)	f_y (MPa)	f_y (MPa)
P1	20	آزاد	2×2 Φ 16	4 Φ 12	6 Φ 8
			510	461	516
P2	30	آزاد	2×2 Φ 16	4 Φ 12	6 Φ 8
			510	461	516
P3	20	مقید	2×2 Φ 16	4 Φ 12	4 Φ 8
			510	461	516
P4	20	مقید	2×2 Φ 16	4 Φ 12	6 Φ 8
			510	445	427
S3	21	آزاد	2×2 Φ 12	4 Φ 8	6 Φ 8
			445	427	427
S4	21	مقید	2×2 Φ 12	4 Φ 8	6 Φ 8
			445	427	427



شکل ۸: دستگاه آزمایش.

با توجه به شکل (۹)، شکست در نمونه های سری P ترد تر از نمونه های سری S اتفاق می افتد. در واقع مود گسیختگی نمونه های سری S خمشی و مود شکست نمونه های سری P برشی است. ظرفیت پیش بینی شده در نمونه های سری S کمتر از مقادیر واقعی بدست آمده است. بر اساس بررسی های نگارندگان، این مطلب احتمالاً ناشی از نادیده گرفتن اثر کرنش سختی در مدل سازی فولادهای اصلی می باشد. لازم به یادآوری است در اثر بازشدگی زیاد ترکهای خمشی در نمونه های S3 و S4، آرماتورهای طولی متحمل کرنش های زیاد می شوند.

اثرات مقید سازی

برخی از پژوهش های آزمایشگاهی نشان داده اند که تیرهای پیوند در هنگام بارگذاری افزایش طول می دهند [۲،۴]. لیکن در سازه های واقعی به علت وجود دیافراگم کف و همچنین سختی زیاد دیوارهای جانبی، عملاً تیر پیوند امکان افزایش طول ندارد. همانطور که قبلاً نیز اشاره شد در این پژوهش، برای بررسی دقیق تر رفتار تیرهای پیوند، از تغییر طول بعضی از نمونه ها ممانعت به عمل آمده است. برای مدل سازی اثر قید طولی، سختی فنر طولی در برنامه برابر با $\frac{EA}{L}$ مربوط به میله فولادی وارد شده است.

در نمونه های سری P که دارای مود شکست برشی هستند، قید طولی اثر قابل توجهی در رفتار تیر ندارد. در واقع در این نمونه ها، قبل از باز شدن ترکهای خمشی و افزایش طول تیر، شکست برشی اتفاق می افتد. این مطلب با جزئیات بیشتری در مرجع [۱۵] مورد بررسی قرار گرفته است.

در نمونه های سری S، سختی، شکل پذیری و مقاومت تیرها به شدت تحت تاثیر قید طولی است. شکل (۱۰) اثر قید را در نمونه های S3 و S4 به صورت آزمایشگاهی و تئوریک نشان می دهد. لازم به یادآوری است که این دو نمونه از تمام جهات مشابه هستند و تنها تفاوت آنها در قید طولی آنها است. نمونه S4 مقید می باشد.

با توجه به موارد فوق می توان نتیجه گرفت که با به کار بردن آرماتور برشی کافی در تیر پیوند می توان از اثر قید به عنوان یک عامل افزایش مقاومت خمشی استفاده نمود. در شکل (۱۱) اثر مقید سازی طولی در نمونه های سری S به صورت تئوریک با اعمال سختی های طولی متفاوت مطالعه شده است. ملاحظه می گردد که ظرفیت تئوریک در شرایط صلبیت کامل محوری ۲۸۶ کیلو نیوتن می باشد که نسبت به حالت نامقید

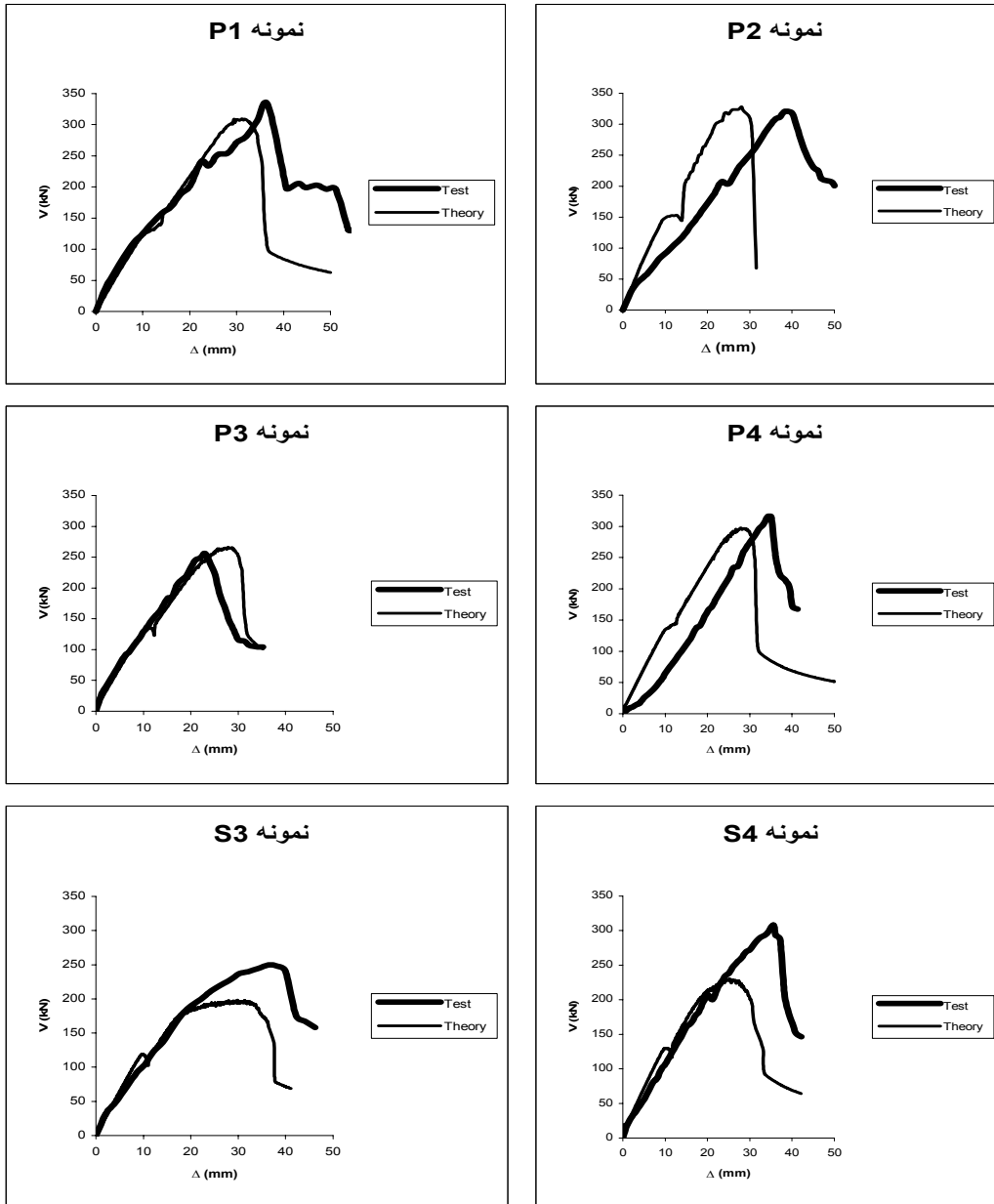
می دهد. با توجه به شکل (۱۱) می توان نتیجه گرفت که دیافراگم می تواند باعث افزایش سختی و مقاومت گردد. این اثر در تیرهای با آرماتور خمشی کم (یا آرماتور برشی زیاد) شدیدتر می باشد. همچنین اثر دیافراگم در این تیرها موجب کاهش شکل پذیری و ایجاد گسیختگی ترد می شود. نیروی قید طولی ایجاد شده در نمونه های مقید در شکل (۱۲) در دو حالت تئوری و آزمایشگاهی نیز مقایسه شده است.

آزمایش های انجام شده قبلی بر روی تیر های پیوند

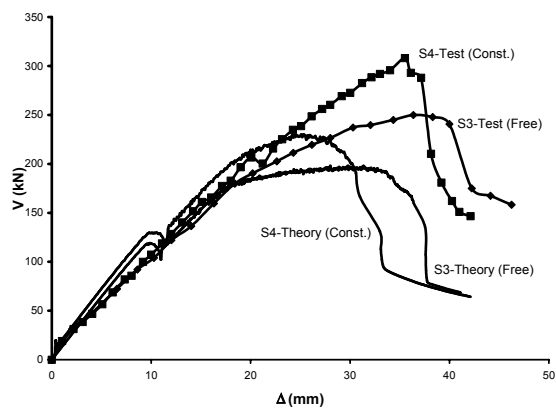
تا کنون آزمایش های مختلفی بر روی تیر های پیوند در سراسر دنیا انجام شده است. مشخصات این تیرها با توجه به شکل (۱۳) و مطابق با جدول (۲) می باشد. این نمونه ها با توجه به روش ارائه شده در این مقاله تحلیل شده و بار نهایی آنها محاسبه گردیده است. در نمونه هایی که دارای تعداد آرماتورهای طولی بیشتر یا کمتر از مقدار نشان داده شده در شکل (۱۳) می باشد، از مساحت معادل آرماتورها استفاده شده است. A_{sb} در این شکل مساحت میلگردهای اصلی خمشی در یک وجه و A_{sm} مساحت آرماتورهای طولی میانی در یک نیمه تیر می باشند. ρ_v نیز نسبت سطحی آرماتورهای برشی است.

مطابق جدول (۲) برش پیش بینی شده با روش پیشنهادی V_{prop} ، با برشهای بدست آمده از تست V_{test} تطابق خوبی داشته است.

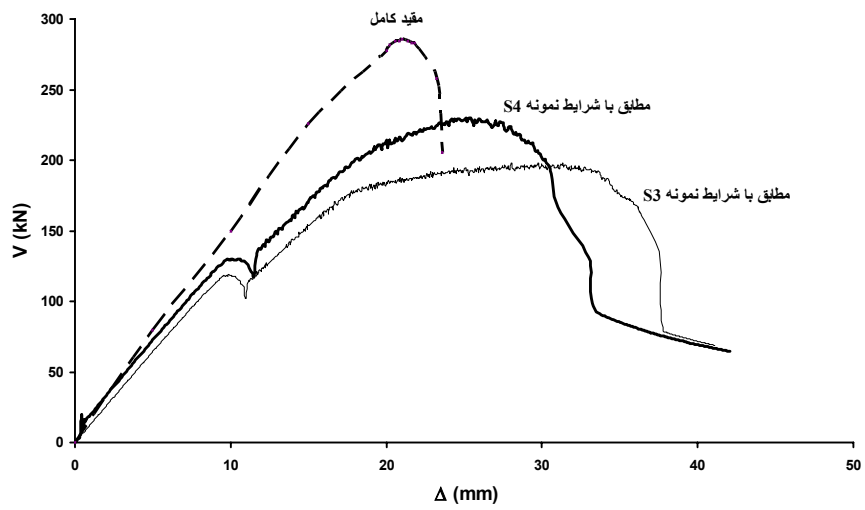
به منظور مقایسه روش پیشنهادی و روش سویدی [۳] نتایج این دو روش در جدول ۳ گزارش شده اند. در مرجع [۳] صرفاً نمونه های پائولی مورد بررسی قرار گرفته اند. مقایسه حاضر بر روی نمونه های پائولی نشان می دهد که دقت روش پیشنهادی اندکی بهتر می باشد. مهمتر آنکه روش سویدی صرفاً ظرفیت نهایی را پیش بینی می کند و قادر به ارائه منحنی بار - تغییر مکان نیست.



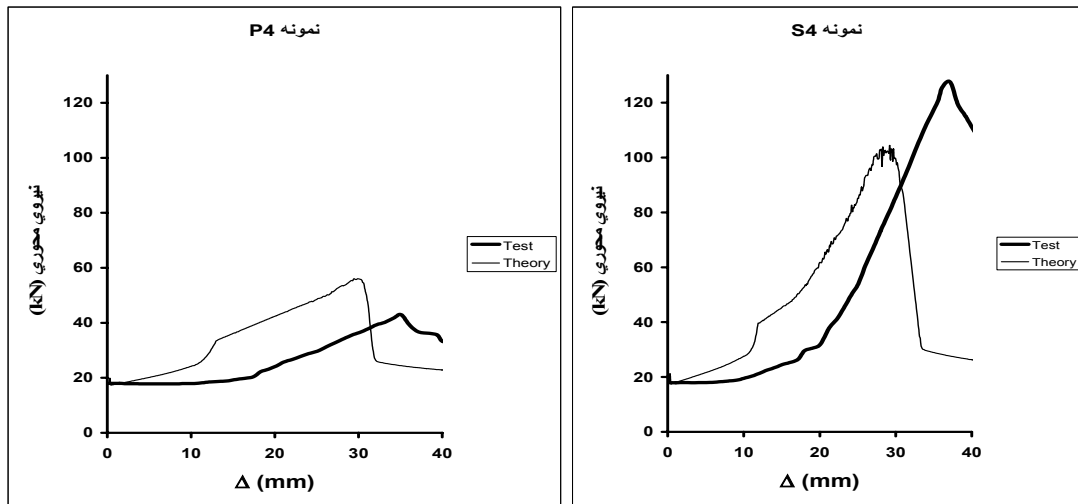
شکل ۹: نمودارهای بار- تغییر مکان.



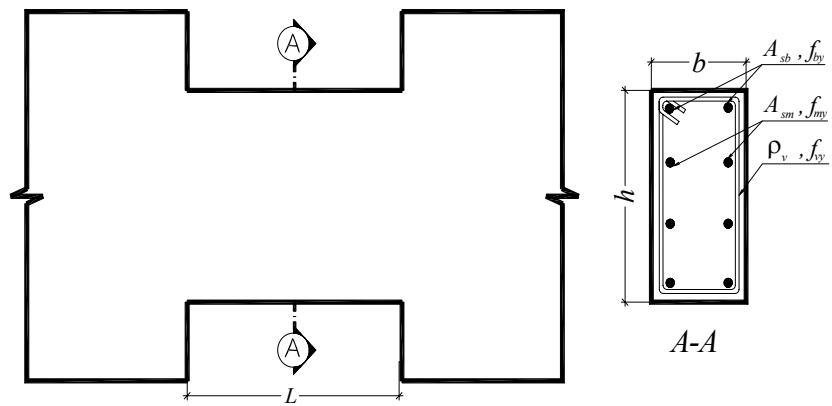
شکل ۱۰: اثر قید در نمونه های S3 و S4.



شکل ۱۱: اثر تغییر صلبیت محوری در رفتار نمونه های سری S.



شکل ۱۲: نیروی قید طولی.



جدول ۲: مشخصات نمونه‌های آزمایش شده توسط پژوهشگران مختلف.

		f'_c (MPa)			()				$b \times h$ (mm×mm)	V_{prop} (kN)	V_{test} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{prop}}$
			A_{sb} (mm ²)	f_{by} (MPa)	A_{sm} (mm ²)	f_{sy} (MPa)	ρ_v	f_{vy} (MPa)				
Paulay [1]	311	36.8	1718	314	0	0	.0088	386	151x787 x1016	550.9	650	1.18
	312	35.2	1718	314	0	0	.0165	285	151x787 x1016	635.7	642	1.01
	313	44.5	1718	314	0	0	.0252	314	151x787 x1016	748.9	660	0.88
	314	44.8	1718	314	400	314	.0252	314	151x787 x1016	853.6	736	0.86
	315	37.9	1718	314	400	321	.0243	321	151x787 x1016	838	774	0.92
	391	31.5	1481	316	213	407	.0088	407	152x991 x1016	666.8	776	1.16
	392	37.7	1481	316	213	407	.0088	407	152x991 x1016	680.4	745	1.09
	393	30.8	1481	316	387	328	.0162	328	152x991 x1016	809.7	849	1.05
	394	43.2	1481	316	529	317	.0252	314	152x991 x1016	986.3	1041	1.06
Tassios [16]	CB-1A	32.8	226	484	57	281	.0103	281	130x500 x500	196.7	212	1.08
	CB-1B	33.0	226	484	28	281	.0103	281	130x300 x500	126.8	124	0.98
	CB-4A	29.8	84.8	281	628	450	.0103	281	130x500 x500	275	282	1.03
	CB-4B	31.3	84.8	281	381	453	.0103	281	130x300 x500	150.7	162	1.07
Galano [17]	P01	48.9	314	567	28	567	.0067	567	150x400 x600	223.9	223.9	1.00
Zhao [4]	MCB 1	37.4	335	525	192.4	346	.0107	346	120x600 x700	305.1	344	1.13
	MCB 2	37.6	277	523	192.4	346	.0107	346	120x500 x700	248.6	260	1.05
	MCB 3	32.6	223	525	96	346	.0107	346	120x400 x700	164.2	159	0.97
	MCB 4	33.2	220	521	96	346	.0107	346	120x350 x700	145.7	140	0.96
Present study	P1	20	402	510	226	461	.0067	516	150x500 x600	309.5	333.1	1.08
	P2	30	402	510	226	461	.0067	516	150x500 x600	327.5	320.1	0.98
	P3	20	402	510	226	461	.0045	516	150x500 x600	265.3	256.0	0.96
	P4	21	402	510	226	445	.0067	427	150x500 x600	297.9	315.7	1.06
	S3	21	226	445	101	427	.0067	427	150x500 x600	197.6	249.9	1.26
	S4	21	226	445	101	427	.0067	427	150x500 x600	230.6	308.0	1.34
											Ave.	1.05
											SD	0.11

جدول ۳: مقایسه روش پیشنهادی و روش سویدی.

نمونه	V_{test} (kN)	V_{Subedi} (kN)	V_{prop} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{Subedi}}$	$\frac{V_{test}}{V_{prop}}$
311	650	577	550.9	1.13	1.18
312	642	552	635.7	1.16	1.01
313	660	698	748.9	0.95	0.88
314	736	716	853.6	1.03	0.86
315	774	618	838	1.25	0.92
391	776	707	666.8	1.10	1.16
392	745	845	680.4	0.88	1.09
393	849	699	809.7	1.21	1.05
393	1041	982	986.3	1.06	1.06
Ave.				1.07	1.02
SD				0.12	0.11

محاسبه شده نیز با نمونه های آزمایشگاهی تطابق خوبی دارد.

۲- مقاومت های محاسبه شده برای نمونه های دارای شکل شکست خمشی، کمتر از مقادیر آزمایشگاهی است. احتمالاً این مطلب به علت چشم پوشی از کرنش سختی فولاد در مدل پیشنهادی است.

۳- با استفاده از مدل پیشنهادی می توان اثر دال دیافراگم کف را نیز اعمال نمود. با اعمال صلبیت زیاد برای فنر محوری می توان شرایط کاملاً صلب محوری را فراهم نمود. این شرایط مطابق وضعیت واقعی تیر پیوند در دیوارهای برشی است.

۴- با استفاده از مدل پیشنهادی امکان در نظر گرفتن اندرکنش خمش و برش میسر می شود. لنگر های خمشی عمدتاً باعث کاهش ظرفیت برشی تیر های پیوند می شوند.

۵- با توجه به سادگی مدل پیشنهادی و دقت مناسب آن امکان مطالعه پارامتری تیر های پیوند فراهم می شود.

۶- جلوگیری از تغییر شکل طولی تیر های پیوند که در عمل توسط دیافراگم دال کف انجام می شود، می تواند مشخصات رفتاری آن را تغییر دهد. این امر در تیرهای دارای مود شکست خمشی بیشتر ملاحظه می شود. در این نوع تیرها قید طولی باعث افزایش مقاومت و سختی و کاهش شکل پذیری می گردد.

۷- روش پیشنهادی می تواند با استفاده از تعداد اندکی المان ماکرو، منحنی بار - تغییر مکان را پیش بینی کند و از این نظر نسبت به روش اجزاء محدود برتری دارد. بدیهی است در روش اجزاء محدود برای رسیدن به دقت مناسب لازم است از تعداد زیادی المان غیرخطی برای معرفی فولاد های طولی، عرضی و بتن استفاده شود.

روش دیگری که برای پیش بینی رفتار تیر پیوند استفاده شده است، روش اجزاء محدود می باشد [۴]. زائو و همکاران [۴] نتایج آزمایش های خود را با نتایج مدل اجزاء محدودی که توسط ایشان توسعه یافته بود مقایسه نمودند. جدول (۴) نتایج تحلیل روش ایشان و روش پیشنهادی را نشان می دهد. دقت دو روش تقریباً یکسان است لیکن روش پیشنهادی نسبت به مدل اجزاء محدود ساده تر است و برای مطالعه پارامتری تیر های پیوند موثرتر می باشد. ضمناً در مدل پیشنهادی امکان اعمال اثر قید طولی نیز فراهم شده است. V_{FE} در جدول (۴) مقاومت برشی تحلیل اجزاء محدود می باشد.

جدول ۴: مقایسه روش پیشنهادی و روش اجزاء محدود.

نمونه	V_{test} (kN)	V_{FE} (kN)	V_{prop} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{FE}}$	$\frac{V_{test}}{V_{prop}}$
MCB1	344	364	305.1	0.95	1.13
MCB2	260	296	248.6	0.88	1.05
MCB3	159	164	164.2	0.97	0.97
MCB4	140	143	145.7	0.98	0.96
Ave.				0.95	1.03
SD				0.04	0.07

نتیجه گیری

در پژوهش حاضر رفتار تیرهای پیوند دیوارهای برشی که دارای آرماتور متعارف می باشند مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج آزمایش های انجام شده و مقایسه آنها با مقادیر محاسبه شده توسط روش پیشنهادی، نتایج زیر قابل ارائه است:

۱- مدل پیشنهادی از نظر پیش بینی مقاومت نهایی، تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش دارد. متوسط نسبت مقادیر مقاومت آزمایشگاهی به محاسباتی برابر ۱,۰۵ با انحراف معیار استاندارد برابر با ۰,۱۱ می باشد. سختی و جابجایی

- 1 - Paulay, T. (1971). "Coupling beams of reinforced concrete shear walls." *Journal of Structural Division*, Vol. 97, No. ST3, PP. 843-862.
- 2 - Paulay, T. (1971). "Simulated seismic loading of spandrel beams." *Journal of Structural Division*, Vol. 97, No. ST9, PP. 2407-2419.
- 3 - Subedi, N. K. (1991). "RC-coupled shear wall structures. I: analysis of coupling beams." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 3, PP. 667-680.
- 4 - Zhao, Z. Z., Kwan, A. K. H. and He, X. G. (2004). "Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams." *Engineering Structures*, Vol.26, PP. 13-25.
- 5 - Linde, P. and Bachmann, H. (1994). "Dynamic modeling and design of earthquake-resistant walls." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, No. 12, PP. 1331-1350.
- 6 - Ghobarah, A. and Youssef, M. "Modeling of reinforced concrete structural walls." *Engineering Structures*, Vol. 21, PP. 912-923.
- 7 - Gupta, A. and Rangan, B. V. (1998). "High-strength concrete (HSC) structural walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, PP.194-204.
- 8 - Gupta, A. and Rangan, B. V. (1996). "Studies on reinforced concrete structural walls." *Research Report No.2/96, School of Civil Engineering*, Curtin University of Technology, 165 PP.
- 9 - Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1986). "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear." *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 83, No. 2, PP. 219-231.
- 10 - Vecchio, F. J. (1987). "Nonlinear analysis of reinforced concrete frames subjected to thermal and mechanical loads." *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 6, PP. 492-501.
- 11 - Vecchio, F. J. and Collins, M. P. (1988). "Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression-field theory." *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 3, PP. 258-268.
- 12 - Collins, M. P., Michell, D. and Macgregor, J. G. (1993). "Structural design considerations for high-strength concrete." *ACI Concrete International*, PP. 27-34.
- 13 - Vecchio, F. J. (1992). "Finite element modeling of concrete expansion and confinement." *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 118, No. 9, PP. 2390-2406.
- 14 - Lai, S.S., Will, G. T. and Otani, S. (1984). "Model for inelastic biaxial bending of concrete members." *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 110, No. 11, PP. 2563-2584.
- 15 - Riyazi, M., Mohammadi, H. and Esfahani, M. R. (2006). *The effect of CFRP sheets on rehabilitation and strengthening of Coupling Beams*, 7th ICCE Conference, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran.
- 16 - Tassios, T. P., Moretti, M. and Bezas, A. (1996). "On the behavior and ductility of reinforced concrete coupling beams of shear walls." *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 6, PP. 711-720.
- 17 - Galano, L. and Vignoli, A. (2000). "Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts." *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, PP. 876-885.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1- Modified Compression Field Theory
- 2 - Macro Element Analysis
- 3 - Sectional Analysis