

ارزیابی رفتار اعضای سازه‌ای بتن آرمه تحت اثر بارهای یکنواخت با استفاده از مدل خرابایی

هوشنگ دباغ^{۱*}، ریزان چوبداریان^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

چکیده

مدل خرابایی یک روش تحلیلی به منظور پیش‌بینی مقاومت اعضای بتن آرمه دارای نواحی ناپیوسته هندسی و یا استاتیکی است. در این مقاله امکان پیش‌بینی رفتار اعضای سازه‌ای بتن آرمه دارای نواحی ناپیوسته تحت اثر بارهای افزایشی یکنواخت با استفاده از مدل خرابایی این اعضا بررسی می‌شود. تأکید مطالعه بر تخمین بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار می‌باشد. به این منظور ۲۳ نمونه اعضای سازه‌ای شامل دیوارهای برشی کوتاه، تیرهای عمیق و ستون‌های کوتاه که رفتار آنها توسط سایر محققین به‌طور تجربی مطالعه شده‌اند انتخاب شده؛ سپس مدل خرابایی و مدل اجزاء محدود سه‌بعدی آنها در نرم‌افزار ABAQUS تحلیل می‌شوند. نتایج تحلیلی به دست آمده از مدل خرابایی در مقایسه با نتایج تجربی نمونه‌های مورد مطالعه، نشان‌دهنده همبستگی مناسب بار شکست و تغییر مکان متناظر با آنها می‌باشد. همچنین منحنی‌های رفتاری به دست آمده از تحلیل مدل خرابایی تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارند.

کلمات کلیدی: مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی، بتن آرمه، نواحی ناپیوسته

Evaluation of Reinforced Concrete Structural Members under Uniform Loads Using Truss Model

Houshang Dabbagh^{1*}, Rizan Chobdarian²

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Kurdistan, Sanandaj, Iran

2- Ph.D. Student in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, University of Kurdistan, Sanandaj, Iran

Abstract

Truss model is an analytical approach to predict the strength of reinforced concrete members with geometric or static discontinuous regions. This study investigates the use of truss model to predict the structural behavior of reinforced concrete members with discontinuity areas under monotonic loading. The estimated failure load and its corresponding deformation are the main objective of this research. Twenty and three samples including short shear walls, short columns and deep beams tested by other researchers throughout the literature have been selected. Then their truss models as well as their three dimensional finite element models are analyzed using ABAQUS software. The comparison of experimental and analytical results shows fair correlation between them. Also, the structural response of samples estimated by truss model analysis is fairly acceptable.

* نویسنده مسئول: هوشنگ دباغ، h.dabbagh@uok.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۹۴/۱/۲۲، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۴/۶/۲۹

Keywords: Truss model, Finite element analysis, Reinforced concrete, Discontinuity

۲- مقدمه

تئوری تیرهای بتن مسلح بر پایه روابط تعادل، سازگاری و مشخصه رفتاری مصالح است. اهمیت ویژه این فرض توزیع خطی کرنش در عمق مقطع است که بر این اساس مقاطع صفحه‌ای همچنان به صورت صفحه باقی می‌مانند. این فرض بر اساس اصل سنت و نانت صحت‌سنجی می‌شود که بیان می‌کند در فاصله‌ای به اندازه بزرگ‌ترین بعد مقطع از محل اعمال بار متمرکز، تنش‌ها به توزیع یکنواختی می‌رسند. قبل از رسیدن به فاصله مناسب از محل اعمال بار متمرکز یا عکس‌العمل تکیه‌گاهی، توزیع تنش‌ها در مقطع به صورت یکنواخت نیست و قسمت‌هایی از اعضای بتن‌آرمه نزدیک محل اعمال بارهای متمرکز یا عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی یا محل‌هایی نزدیک به تغییرات ناگهانی سطح مقطع، به عنوان نواحی ناپیوسته استاتیکی یا هندسی معرفی شوند. وقتی بتن دچار ترک‌خوردگی شود، یک بازتوزیع متفاوت از تنش‌های داخلی ایجاد می‌شود. این بازتوزیع از تحلیل الاستیک قابل پیش‌بینی نیست. از این رو روش‌های دیگری به منظور پیش‌بینی رفتار نواحی ناپیوسته در اعضای بتن‌آرمه پیشنهاد می‌شود. مدل خرپایی یا **Strut-and-Tie Model (STM)** از روش‌های ساده‌ای است که به منظور پیش‌بینی رفتار نواحی ناپیوسته پیشنهاد می‌شود [۱]. ایده استفاده از خرپا نخستین بار در سال ۱۸۹۹ توسط ریتر مطرح شد. ریتر یک تیر بتن مسلح ترک‌خورده را توسط خرپا مدل کرد [۲]. در سال ۱۹۰۲ مورس مدل خرپایی ریتر را اصلاح کرد [۳]. تلاش ریتر و مورس در مطرح کردن مدل خرپایی انگیزه جدیدی را برای پیگیری این روش طی سال‌های ۱۹۶۰ تا ۱۹۸۰ ایجاد کرد. تا اینکه در سال ۱۹۹۱ رامیرز و برین توجه بیشتر روی مدل خرپایی برای برش و پیچش در سازه‌های بتن مسلح و بتن پیش‌تنیده را مطرح کردند [۴]. مولر و تورلیمان این مسئله را مطرح کردند که **STM** بر پایه قضیه کرانه تحتانی تئوری الاستیسیته است. بر این اساس مدل منحصربه‌فردی برای یک حالت خاص وجود ندارد و تنش در اعضا از حد تسلیم فراتر نمی‌رود [۵]. بیشترین مطالعات برای توسعه این روش توسط شلایخ و همکاران انجام شد. در سال ۱۹۸۷ شلایخ، شافر و جنوین، مفهوم **STM** و استفاده از آن را در اعضای سازه‌ای مختلف ترویج دادند. آنها اعضای مدل، **Strut** (اعضای فشاری)، **Tie** (اعضای کششی) و گره‌ها را معرفی کرده و در ادامه این تحقیقات در سال ۱۹۹۱ این مسئله را مطرح کردند که **STM** می‌تواند برای ردیابی نیروهای داخلی در سازه‌های پیچیده استفاده شود [۶]. با این مطالعات آئین‌نامه‌ها نیز استفاده از **STM** را به عنوان روشی مستدل و مناسب برای تحلیل و طراحی اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه پذیرفتند. این آئین‌نامه‌ها شامل: **CSA**، **CEB-FIP** و **AASHTO LRFD** هستند [۷ و ۹]. **STM** در سال ۲۰۰۲ به **ACI 318** پیوست [۱۰]. در مطالعه‌ای که در سال ۲۰۰۹ انجام شد یک مدل خرپایی ساده برای پیش‌بینی مقاومت برشی نهایی تیرهای عمیق بتن مسلح پیشنهاد شد و مقاومت نهایی با استفاده از مدل‌سازی تیر عمیق با **STM** به دست آمد [۱۱]. در تحقیق دیگری که در سال ۲۰۱۱ انجام شد تعدادی از اعضای سازه‌ای طبق مدل‌های **STM** طراحی شدند و تحت بارهای یکنواخت در آزمایش هم مورد بررسی قرار گرفتند. مقایسه بارهای شکست مناسب بودن مدل خرپایی پیشنهادی را در مقایسه با نتایج تجربی نشان داد [۱۲]. در مطالعه دیگری در سال ۲۰۱۳، نتایج تحلیل مدل خرپایی هشت تیر عمیق بتن‌آرمه با نتایج تجربی نشان داد که در مورد مقاومت و شکل‌پذیری، مدل خرپایی موردنظر، با نتایج تجربی همبستگی خوبی دارد [۱۳]. در سال ۲۰۱۴ کیم و همکاران به بررسی ضرایب مدل خرپایی در تیرهای عمیق که با الیاف **FRP** مسلح شده بودند، پرداختند. آن‌ها با مقایسه مدل خرپایی و نتایج تجربی ضرایب کاهش اعضای فشاری مدل را تصحیح کردند [۱۴].

با اینکه تعیین مقاومت برشی اعضای مختلف توسط مدل خرپایی مورد توجه واقع شده است، اما به نظر می‌رسد که در مورد تغییر مکان متناظر با این بار و همچنین رفتار اعضای سازه‌ای نیاز به مطالعه بیشتری وجود دارد. در این تحقیق علاوه بر بار شکست اعضای بتن‌آرمه، تغییر مکان متناظر با این بار که عامل تعیین‌کننده منحنی‌های رفتار اعضای سازه‌ای می‌باشد، مورد مطالعه قرار می‌گیرد. همچنین علاوه بر تیرهای عمیق که در مطالعات قبلی [۱۱ و ۱۲ و ۱۳ و ۱۴] مورد بحث بوده، از دیوارهای برشی کوتاه و ستون‌های کوتاه نیز که دارای نواحی

ناپیوسته هندسی می‌باشند استفاده شده است که افزایش تعداد و نوع نمونه‌های مورد مطالعه نیز نتیجه‌گیری در مورد هدف تحقیق را بهتر بیان می‌کند. اگر مدل خرابایی قادر به پیش‌بینی پارامترهای هدف تحقیق باشد، این مسئله بیان می‌شود که می‌توان از تحلیل ساده خرابایی به‌جای تحلیل زمان‌بر و پیچیده اجزاء محدودی استفاده کرد که می‌تواند به‌عنوان هدف پژوهش‌های آینده مورد استفاده باشد. هدف از تحقیق پیش رو، سنجش توانایی مدل خرابایی در پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار و همچنین پیش‌بینی رفتار اعضای بتن‌آرمه تحت اثر بارهای افزایشنده یکنواخت است.

۲- روش انجام پژوهش

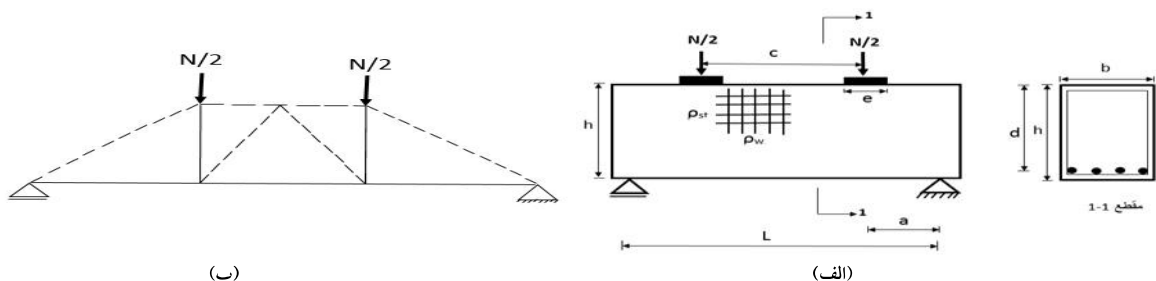
در اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه دارای نواحی ناپیوسته، مد برشی حاکم بر شکست عضو سازه‌ای می‌باشد و استفاده از تحلیل مدل خرابایی برای پیش‌بینی رفتار اعضای سازه‌ای ناپیوسته مناسب است. در این پژوهش از اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه دارای نواحی ناپیوسته استفاده می‌شود. به دلیل نیاز به صحت‌سنجی نتایج تحلیل، از نتایج معتبر تجربی استفاده می‌شود. مدل‌سازی خرابایی اعضا با توجه به ضوابط پیوست A از آئین‌نامه ACI318-11 صورت می‌گیرد [۱۵]. مدل‌های خرابایی متناظر هر کدام از اعضای سازه‌ای در نرم‌افزار اجزاء محدودی ABAQUS [۱۶] تحلیل می‌شوند و بار دیگر اعضای سازه‌ای در نرم‌افزار مدل‌سازی و تحلیل می‌شوند. از طرفی نتایج واقعی تجربی تحلیل اعضای بتن‌آرمه از مراجع استخراج شده و صحت‌سنجی تحلیل‌ها توسط این نتایج انجام می‌شود. در مدل‌های خرابایی پیشنهادی خط‌چین‌ها نشان‌دهنده اعضای فشاری بتنی و خطوط توپر نشان‌دهنده اعضای کششی فولادی است. محل قرارگیری اعضای فشاری و کششی در مدل‌ها با توجه به بارگذاری و انتقال بار به تکیه‌گاه مشخص می‌شود. در نهایت نتایج تجربی، نتایج تحلیل اجزاء محدودی مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی خود اعضای سازه‌ای موردنظر، با هم مقایسه می‌شوند.

۲-۱- نمونه‌های مورد مطالعه

در این مطالعه از سه دسته از اعضای سازه‌ای دارای نواحی ناپیوسته شامل تیرهای عمیق، دیوارهای برشی کوتاه و ستون‌های کوتاه تحت اثر بارهای یکنواخت استفاده شده است. در هر کدام از اعضای موردنظر، ابتدا شکل کلی عضو سازه‌ای و مشخصات هندسی، میلگردگذاری و بارگذاری آن‌ها که از مراجع مربوطه استخراج شده، مطابق شکل‌ها و جداول نشان داده می‌شود. در مرحله بعد با توجه به مسیر بارها و نحوه انتقال آن‌ها به تکیه‌گاه، مدل‌های خرابایی هر کدام از اعضای سازه‌ای پیشنهاد می‌شود.

۲-۱-۱- تیرهای عمیق

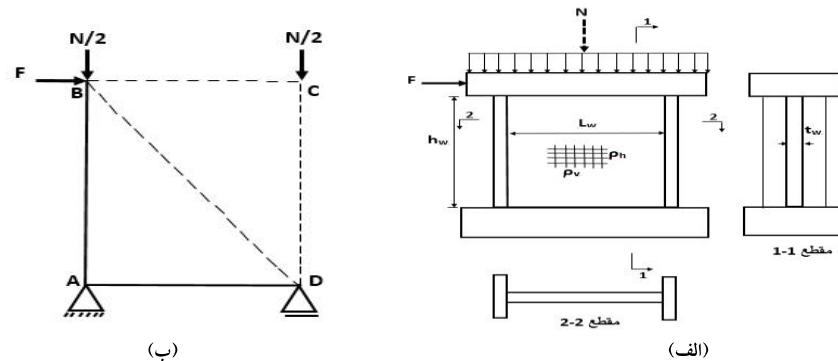
تیر عمیق به تیری اطلاق می‌شود که دارای نسبت طول به ارتفاع مقطع کوچک‌تر یا مساوی ۴ و یا نسبت طول دهانه برشی به ارتفاع مقطع کمتر از ۲ باشد. تیرهای عمیق مورد مطالعه دارای تکیه‌گاه‌های ساده و با بارگذاری در دو نقطه مطابق با شکل ۱ است. از نمونه تیرهای مطالعه شده توسط سلامی (۲۰۰۳) و اچ اس کیم (۲۰۱۱) استفاده شده است [۱۷ و ۱۸].



شکل ۱: الف) مشخصات هندسی تیرهای عمیق (ب) مدل پیشنهادی تیرهای عمیق

جدول ۱: مشخصات تیرهای عمیق مورد مطالعه

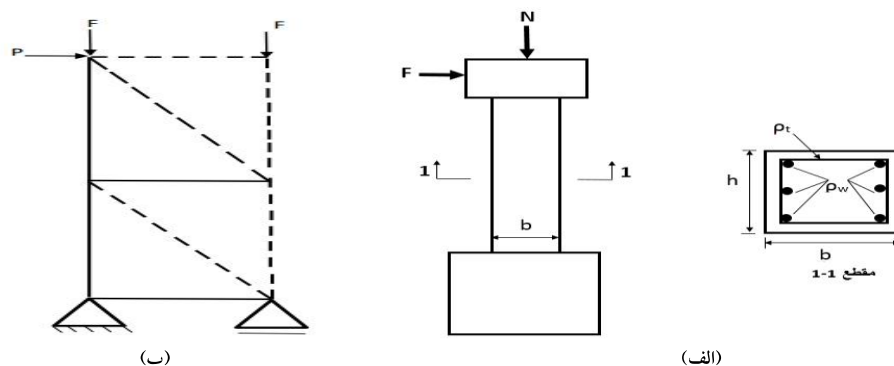
مشخصات هندسی								فولاد			بتن	نمونه	پژوهشگر
h (mm)	e (mm)	d (mm)	c (mm)	b (mm)	a (mm)	L (mm)	a/d	ρ_{st} (%)	ρ_w (%)	f_y (MPa)	f_c (MPa)		
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۲۰۰	۷۰۰	۰/۵	۲/۰۲	۰/۴	۳۷۶	۳۶/۲	B3	[۱۷] سلامی
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۲۰۰	۷۰۰	۰/۵	۲/۰۲	۰/۸	۳۷۶	۳۱/۳	B4	
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰	۱۱۰۰	۱	۲/۰۲	۰/۴	۳۷۶	۳۱/۳	B7	
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰	۱۱۰۰	۱	۲/۰۲	۰/۸	۳۷۶	۳۷/۸	B8	
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۴۰۰	۱۵۰۰	۱/۵	۲/۰۲	۰	۳۷۶	۲۹/۲	B10-1	
۴۷۵	۱۰۰	۴۰۰	۳۰۰	۲۴۰	۶۰۰	۱۵۰۰	۱/۵	۲/۰۲	۰/۸	۳۷۶	۳۱/۳	B12	
۶۷۵	۱۵۰	۶۰۰	۴۵۰	۳۶۰	۹۰۰	۲۲۵۰	۱/۵	۲/۱۱	۰	۳۸۸	۳۷/۸	B10.3-1	
۱۱۰۵	۲۵۰	۱۰۰۰	۷۵۰	۶۰۰	۱۵۰۰	۳۷۵۰	۱/۵	۲/۰۴	۰/۴	۳۹۸	۲۸/۷	B17	
۷۰۰	۲۰۰	۶۲۹	۲۳۰۰	۲۰۰	۳۵۰	۳۲۰۰	۰/۵	۱/۸۸	۰/۱۲	۴۰۰	۲۸	5C0	[۱۸] محمدی
۷۰۰	۲۰۰	۶۲۹	۱۶۰۰	۲۰۰	۷۰۰	۳۲۰۰	۱	۱/۸۸	۰/۱۲	۴۰۰	۲۸	10C0	



شکل ۲: الف) مشخصات هندسی دیوارهای برشی کوتاه ب) مدل خرابایی پیشنهادی دیوارهای برشی کوتاه

جدول ۲: مشخصات دیوارهای برشی کوتاه مورد مطالعه

بار قائم N(KN)	مشخصات هندسی				فولاد			بتن	نمونه	پژوهشگر
	H_w/L_w	t_w (mm)	L_w (mm)	H_w (mm)	ρ_{ver} (%)	ρ_{hor} (%)	F_y (MPa)	f_c (MPa)		
۰	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۵۲/۳	SW11	[۱۶] تقایی
۲۳۰	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۵۳/۶	SW12	
۳۵۵	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۴۰/۶	SW13	
۰	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۴۲/۱	SW14	
۱۸۵	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۴۳/۳	SW15	
۴۶۰	۱	۷۰	۷۵۰	۷۵۰	۲/۴	۱/۱	۴۹۰/۷	۵۱/۷	SW16	
-۱۶۵۵	۱	۱۰۰	۱۱۸۰	۱۲۰۰	۱/۱۶	۱/۰۳	۴۹۰/۷	۴۱/۶	S2	[۱۰] محمدی
-۲۶۲	۱	۱۰۰	۱۱۸۰	۱۲۰۰	۰/۹۹	۰	۴۹۰/۷	۲۹/۲	S9	
-۲۶۲	۱	۱۰۰	۱۱۸۰	۱۲۰۰	۱	۰/۹۸	۴۹۰/۷	۳۱	S10	



شکل ۳: الف) مشخصات هندسی ستون‌های کوتاه ب) مدل خرابایی پیشنهادی ستون‌های کوتاه

جدول ۳: مشخصات ستون‌های کوتاه مورد مطالعه

درصد بار قائم N (%)	مشخصات میلگردهای طولی			مشخصات خاموت‌ها				f_c (MPa)	نمونه	پژوهشگر [۱۱]
	F_{ly} (MPa)	ρ_w (%)	A_w (mm ²)	F_{ty} (MPa)	A_t (mm ²)	ρ_t (%)	S (mm)			
۰	۳۲۲/۴	۱/۱۳	۱۹۸/۶	۳۳۰	۳۱/۶	۰/۴۲	۶۰	۲۷/۳۷	M-00	یونگ لی [۱۱]
۱۵	۳۲۲/۴	۱/۱۳	۱۹۸/۶	۳۳۰	۳۱/۶	۰/۴۲	۶۰	۲۷/۴۷	M-15	
۳۰	۳۲۲/۴	۱/۱۳	۱۹۸/۶	۳۳۰	۳۱/۶	۰/۴۲	۴۰	۲۸/۰۲	M-30	
۱۰	۳۲۲/۴	۱/۱۳	۱۹۸/۶	۳۳۰	۳۱/۶	۰/۴۲	۶۰	۳۰	C10-1	

۲-۱-۲- دیوارهای برشی کوتاه

دیوارهای برشی کوتاه طبق تعریف آئین‌نامه ACI318-11 به دیوارهایی اطلاق می‌شود که دارای نسبت ارتفاع به طول ۲ یا کمتر باشد. بار جانبی در ارتفاع دیوارها وارد می‌شود. در مورد دیوارهای برشی مورد مطالعه از مطالعات تجربی لفاس (۱۹۹۰) و مایر (۱۹۸۵) استفاده شده است [۲۰ و ۱۹]. مشخصات دیوارهای مورد مطالعه در شکل ۲ و جدول ۲ آورده شده است.

۲-۱-۳- ستون‌های کوتاه

در این مطالعه از ۵ نمونه ستون تحت اثر بارهای یکنواخت استفاده می‌شود. تعدادی از ستون‌ها دارای نیروهای محوری و مابقی فاقد این نوع بارها می‌باشند. سطح مقطع ستون‌ها مقدار ۲۵۰×۲۵۰ میلی‌متر مربع است. و ارتفاع آن‌ها ۴۳۰ میلی‌متر است. از نتایج تجربی یونگ لی (۲۰۰۸) استفاده شده است [۲۱]. مشخصات ستون‌های کوتاه مورد مطالعه مطابق شکل ۳ و جدول ۳ است.

۲-۲- تحلیل اجزاء محدود نمونه‌های مورد مطالعه

در این مرحله اعضای بتن‌آرمه مورد مطالعه در نرم‌افزار اجزاء محدودی *ABAQUS* تحلیل می‌شوند و نتایج آن‌ها با نتایج به دست آمده از تحلیل مدل خرابایی اعضای سازه‌ای مورد مطالعه مقایسه می‌شوند.

شبیه‌سازی اعضای سازه‌ای شامل مراحل زیر است:

هندسه مدل: در این مرحله هندسه مدل با توجه به مشخصات نمونه‌های تجربی موردنظر در نرم‌افزار شکل می‌گیرد. در اعضای بتن‌آرمه بتن، میلگردهای خمشی و میلگردهای برشی به صورت جداگانه در نرم‌افزار مدل می‌شوند و سپس در مرحله بعد در عضو بتن‌آرمه قرار می‌گیرند.

مشخصات مصالح: مشخصات مصالح با توجه به رفتار غیرخطی برای فولاد و بتن در این مرحله تعریف می‌شود. به منظور بررسی رفتار بتن از رابطه پیشنهادی پوپویویچ و برای بررسی رفتار فولاد از منحنی دوخطی ساده شده آن استفاده می‌شود.

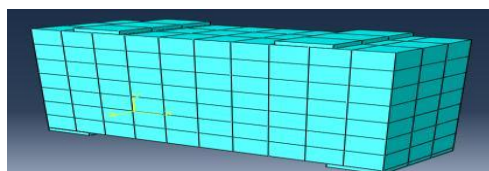
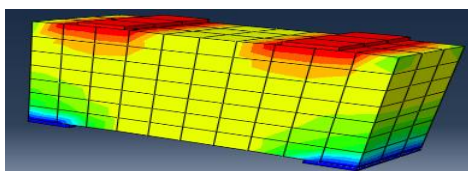
تعریف مراحل تحلیل: تحلیل مدل در دو مرحله در نرم‌افزار تعریف می‌شود. یک مرحله برای تعریف قیود تکیه‌گاهی و بارهای ثابت مثل وزن عضو سازه‌ای و مرحله بعد برای تعریف بار افزون موردنظر.

بارگذاری: بارگذاری شامل تعریف قیود تکیه‌گاهی و بارهای وارد بر عضو سازه‌ای است.

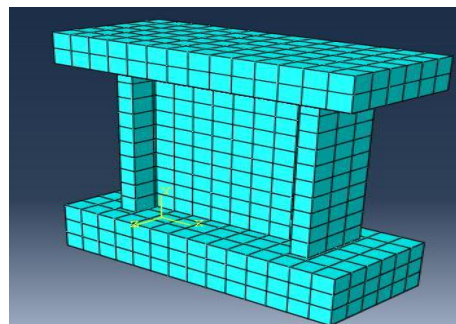
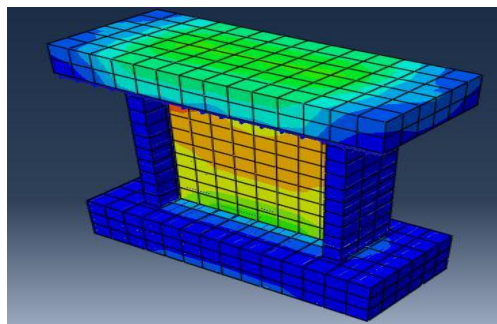
مش‌بندی: یکی از مهم‌ترین مراحل مدل‌سازی در نرم‌افزارهای اجزاء محدودی، مش‌بندی عضو سازه‌ای است. برای مش‌بندی اعضای بتن‌آرمه و تحلیل اجزاء محدودی از المان‌های سه‌بعدی ۸ گرهی استفاده شده است. در مورد بتن، چون از المان‌های Solid برای تعریف استفاده شده است این نوع المان‌ها از نوع C3D8R به معنی المان‌های از نوع Solid، سه‌بعدی و ۸ گرهی هستند که با روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته حل می‌شوند. در مورد میلگردهای فولادی از المان‌های Beam با نام B31 به معنی المان‌های Beam سه‌بعدی مرتبه اول استفاده می‌شود.

تحلیل مدل: در این مرحله مدل توسط نرم‌افزار تحلیل شده و خروجی‌های موردنظر که در این پژوهش نمودار نیرو- تغییر مکان اعضا است، از نتایج استخراج می‌شود.

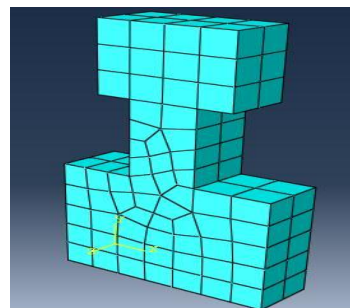
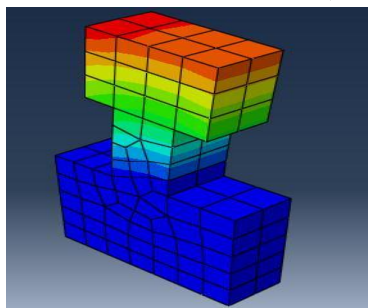
نمونه‌ای از مش‌بندی اعضای سازه‌ای در شکل‌های زیر نمایش داده شده‌اند.



الف) نمونه تیر عمیق مش‌بندی شده در نرم‌افزار و موقعیت تنش‌ها در عضو سازه‌ای



ب) نمونه دیوار برشی مش‌بندی شده در نرم‌افزار و موقعیت تنش‌ها در عضو سازه‌ای



ج) نمونه ستون کوتاه مش‌بندی شده در نرم‌افزار و موقعیت تنش‌ها در عضو سازه‌ای

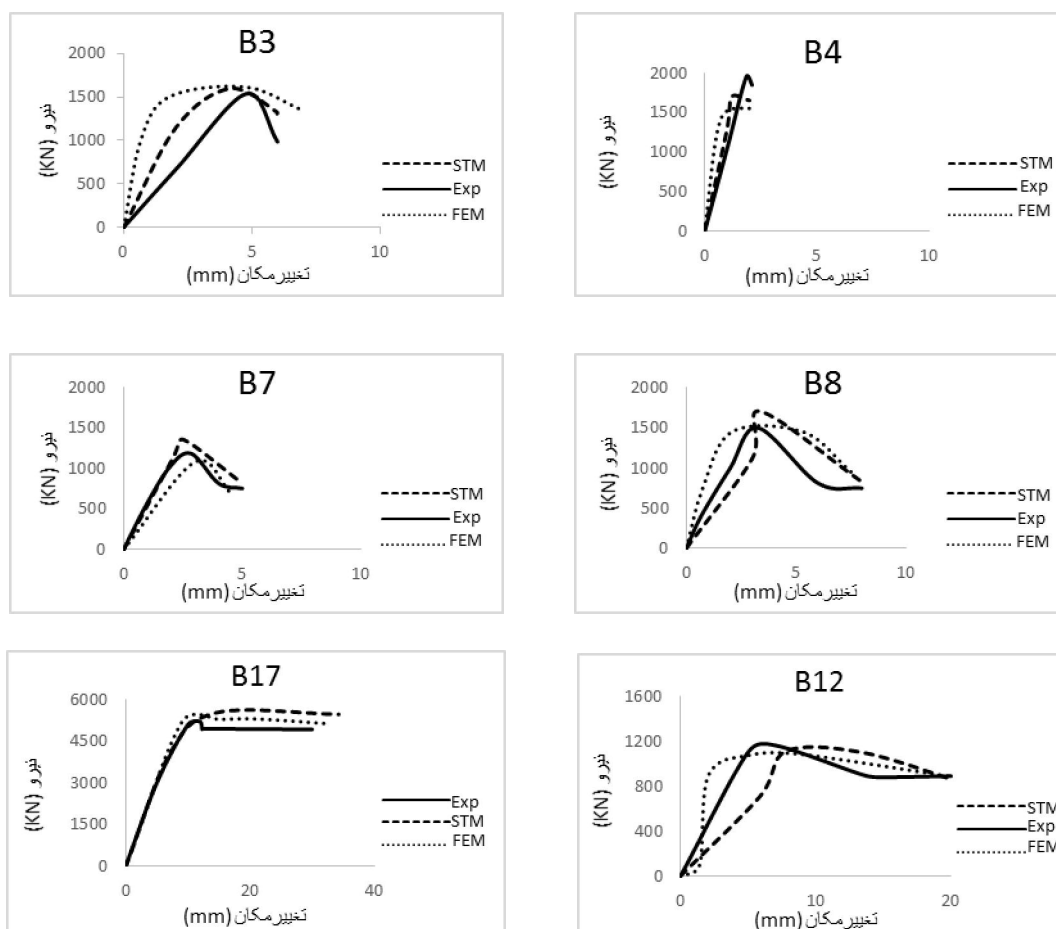
شکل ۴: نمایش مش‌بندی و تحلیل نمونه‌های مورد مطالعه در نرم‌افزار اجزاء محدودی ABAQUS

۳- نتایج تحقیق و تفسیر نتایج

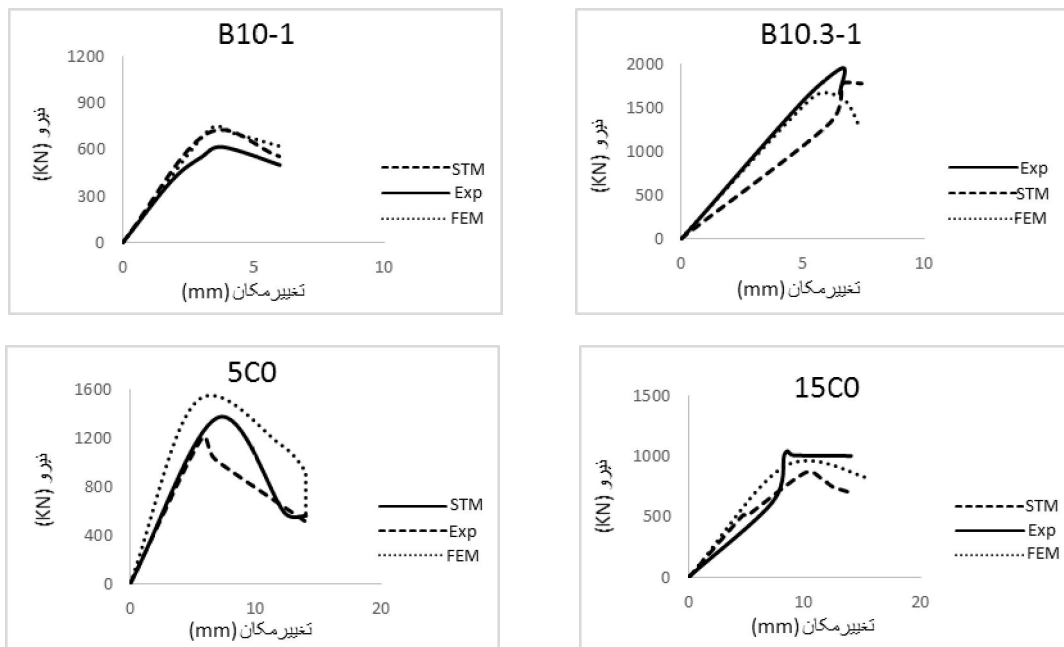
با توجه به هدف پژوهش، بارهای شکست و تغییر مکان متناظر با این بار و همچنین رفتار نمونه‌ها از لحاظ تغییرات سختی و شکل پذیری با استفاده از نمودارهای بار تغییر مکان مورد بررسی قرار می‌گیرد. از میانگین و انحراف معیار داده‌ها به منظور ارزیابی بهتر نتایج مورد بحث استفاده می‌شود. در جداول ۴، ۵، ۶ و ۷، نشان‌دهنده بار شکست و D نشان‌دهنده تغییر مکان متناظر با این بار است [۲۲].

۳-۱- تیرهای عمیق

در تیرهای عمیق مورد مطالعه که مشخصات آن‌ها در جدول ۱ و شکل ۱ آورده شده است، درصد میلگردهای عرضی ۰، ۰/۴، ۰/۸ و ۰/۱۲ می‌باشد. همچنین درصد آرماتورهای طولی در محدوده ۱/۸۸، ۲/۰۲، ۲/۰۴، ۲/۱۱ قرار دارد. نسبت طول دهانه برشی به عمق مقطع ۰/۵، ۱ و ۱/۵ است. در مورد مقاومت نهایی بتن و مقاومت تسلیم آرماتورها، تفاوت این اعداد در نمونه‌های مختلف کم بوده و نمی‌تواند به عنوان عامل تأثیرگذاری در مقایسه نتایج باشد. نمودار بار - تغییر مکان تیرهای عمیق مورد مطالعه از شکل ۵ و نتایج مقایسه‌ای اعداد بار و تغییر مکان از جدول ۴ قابل ملاحظه است.



شکل ۵: نمودار مقایسه رفتار تیرهای عمیق مورد مطالعه از تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی



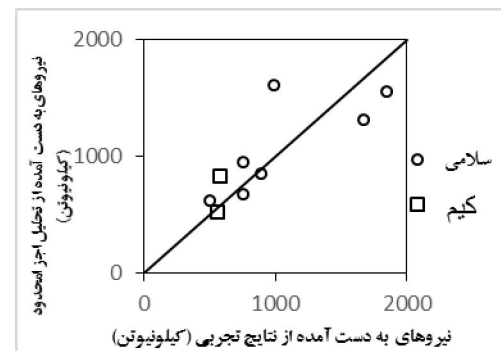
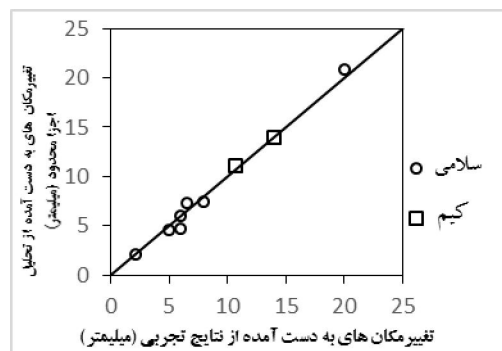
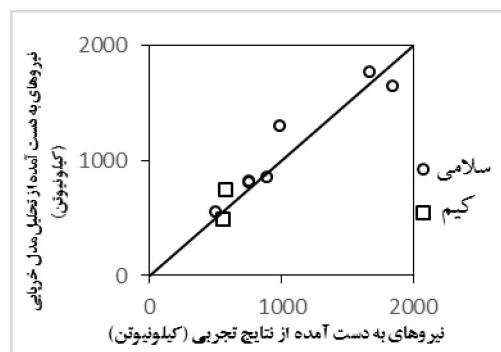
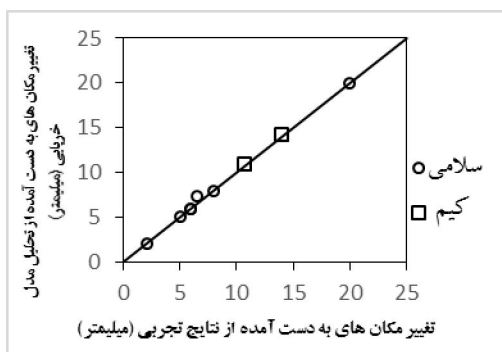
شکل ۵: نمودار مقایسه رفتار تیرهای عمیق مورد مطالعه از تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی (ادامه)

همان‌طور که از نمودارهای شکل ۵ ملاحظه می‌شود، مدل خرابایی پیشنهادی تیرهای عمیق مورد مطالعه، علاوه بر اینکه در مورد بار شکست و تغییرمکان متناظر با این بار، نتایج نزدیک به نتایج تجربی و تحلیل اجزاء محدود را نشان می‌دهد، در مورد رفتار این اعضا تحت اثر بارهای یکنواخت مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی نیز نتایج مشابهی را ارائه می‌کند. نمودارها نشان می‌دهند که در مورد سختی و شکل‌پذیری هم می‌توان مدل خرابایی پیشنهادی را مدلی مناسب در نظر گرفت. رفتار اعضای مورد مطالعه تا لحظه شکست بسیار نزدیک به رفتار واقعی اعضا می‌باشد و نمودارهای مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدود نسبتاً منطبق بر نمودار رفتاری نتایج تجربی دارد. این نتیجه مناسب بودن مدل خرابایی پیشنهادی را در انتقال بارها به تکیه‌گاه عنوان می‌کند.

جدول ۴: مقایسه نتایج تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی در تیرهای عمیق

مقایسه تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی	مقایسه تحلیل مدل خرابایی با نتایج تجربی		تحلیل اجزاء محدودی		تحلیل مدل خرابایی		نتایج تجربی		نمونه	پژوهشگر	
	$\frac{D(FEM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(FEM)}{F(Exp)}$	$\frac{D(STM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(STM)}{F(Exp)}$	D (mm)	F (kN)	D (mm)	F (kN)			D (mm)
۰/۷۹	۱/۶۴	۱	۱/۳۲	۴/۷۶	۱۶۱۷/۸۶	۶	۱۳۰۲/۵	۶	۹۸۵/۳۶	B3	[۱۷] سلامی
۱/۰۲	۰/۸۴	۰/۹۵	۰/۸۹	۲/۱۶	۱۵۵۷/۹۲	۲	۱۶۵۰	۲/۱۱	۱۸۴۴	B4	
۰/۹۱	۰/۹۰	۱	۱/۰۹	۴/۵۶	۶۷۶/۷	۵	۸۱۸	۵	۷۵۰	B7	
۰/۹۴	۱/۲۷	۱	۱/۱۱	۷/۵۰	۹۴۹/۵۴	۸	۸۲۹	۸	۷۵۰	B8	
۱/۰۴	۰/۹۶	۱	۰/۹۷	۲۰/۸۸	۸۵۵/۱۲	۲۰	۸۶۰	۲۰	۸۹۰	B12	
۱/۱۰	۱/۰۴	۱/۱۴	۱/۱۱	۳۳/۰۲	۵۱۴۲	۳۴/۳۱	۵۴۹۰/۸۴	۳۰	۴۹۳۰/۳	B17	
۱/۰۰	۱/۲۳	۰/۹۹	۱/۱۱	۶/۰۱	۶۱۷/۲۸	۵/۹۶	۵۵۵	۶	۵۰۰	B10-1	

	۱/۱۶	۰/۷۹	۱/۱۴	۱/۰۷	۷/۲۵	۱۳۱۹/۱۴	۷/۳۸	۱۷۷۶/۲۷	۶/۵	۱۶۶۸	B10.3-1	
کیم	۱/۰۰	۰/۹۳	۱/۰۲	۰/۸۸	۱۴/۰۱	۵۲۱/۴۴	۱۴/۲۴	۴۹۰	۱۴	۵۶۰	5C0	
[۱۸]	۱/۰۴	۱/۴۳	۱/۰۳	۱/۲۹	۱۱/۱۲	۸۲۶/۷۵	۱۱	۷۴۵/۳۹	۱۰/۶۷	۵۸۰	10C0	
	۰/۹۲	۰/۹۸	۰/۹۳	۱/۰۱	مقایسه میانگین نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزا محدودی با نتایج تجربی در تیرهای عمیق							
	۰/۰۴	۰/۰۸	۰/۰۳	۰/۰۷	مقایسه انحراف معیار نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزا محدودی با نتایج تجربی در تیرهای عمیق							



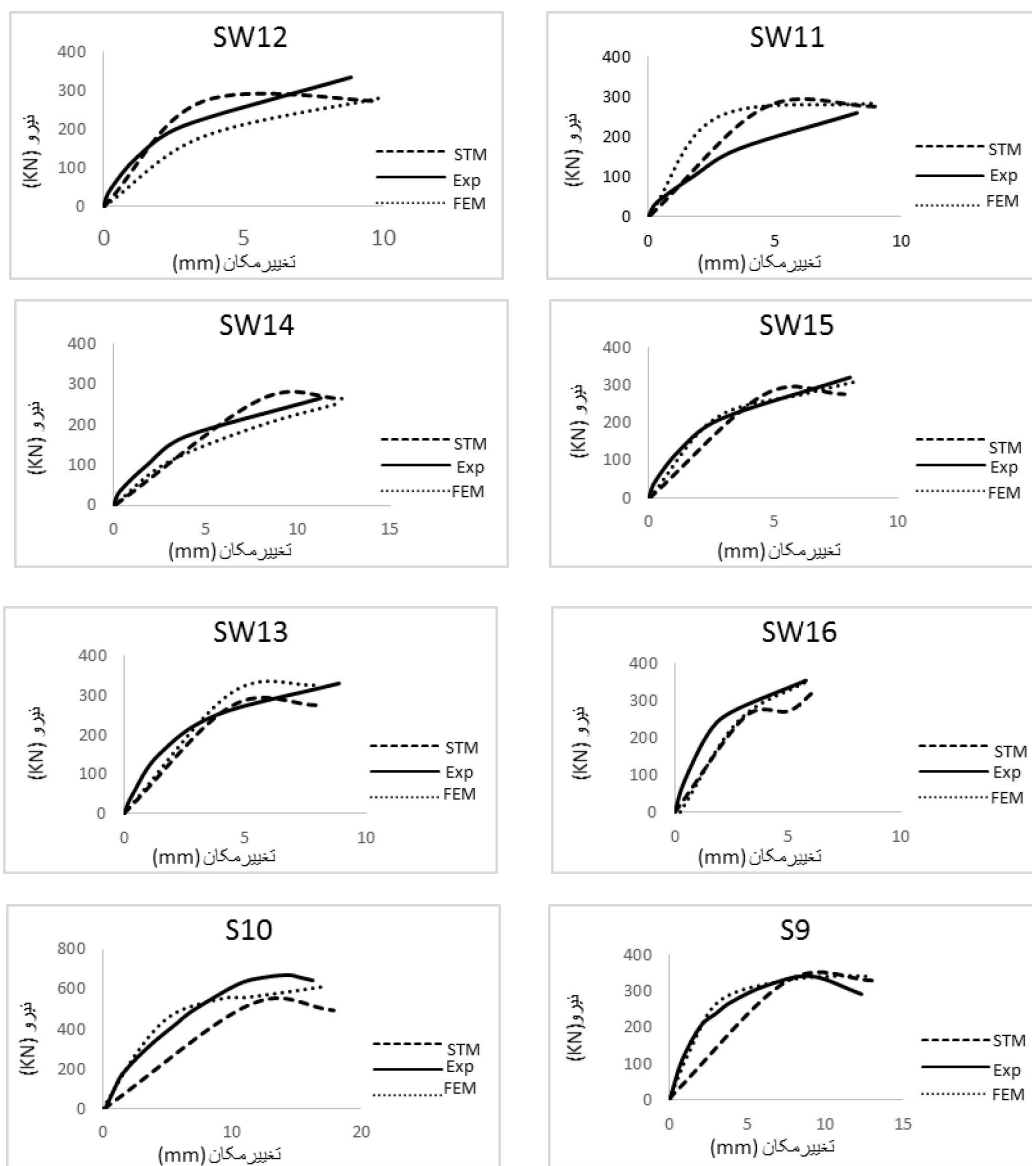
شکل ۶: مقایسه نتایج بار شکست و تغییر مکان متناظر با آن در تحلیل مدل خرابایی و اجزاء محدودی تیرهای عمیق با نتایج تجربی

نمودارهای رفتار تیرهای عمیق در تحلیل مدل خرابایی در تمامی نمونه‌ها رفتاری نزدیک به نتایج تجربی را نشان می‌دهد. در مورد مقایسه نتایج مورد نظر، با استفاده از داده‌های جدول ۴، مشاهده می‌شود که مدل خرابایی پیشنهادی هم در مورد بار شکست و هم تغییر مکان متناظر با این بار نتایج نزدیک به نتایج تحلیل اجزاء محدود و نتایج واقعی تجربی را نشان می‌دهد. مدل با در نظر گرفتن اعضای بتنی و فولادی با توجه به مسیر انتقال بار و همچنین لحاظ کردن اثر میلگردهای برشی با استفاده از اعضای کششی قائم، قادر است بارها را به‌طور مناسب به تکیه‌گاه‌ها انتقال دهد. همچنین در نظر گرفتن گره‌هایی در عضو افقی فوقانی به منظور قرار دادن بارهای قائم در محل واقعی اعمال آنها، موجب نزدیکی نتایج بار شکست و تغییر مکان متناظر با آن به نتایج تجربی می‌شود. همان‌گونه که از شکل ۵ مشاهده می‌شود، هر چه درصد میلگردهای عرضی بیشتر شود، اختلاف سختی مدل خرابایی عضو با نتایج تجربی بیشتر می‌شود که به دلیل صفر بودن نیروی اعضای کششی قائم مدل که نقش میلگردهای عرضی را ایفا می‌کنند می‌باشد. در واقع با وجود صفر بودن نیروی عضو کششی قائم در مدل، با افزایش درصد میلگردهای برشی، سختی مدل پیشنهادی افزایش می‌یابد. در مورد نسبت طول دهانه برشی به عمق مقطع، هر چه نسبت از ۰/۵ به ۱/۵ تغییر می‌کند، بار و تغییر مکان نهایی به نتایج تجربی نزدیک‌تر می‌شود. با افزایش نسبت طول به ارتفاع مقطع و افزایش طول اعضای کششی افقی مقدار شکل‌پذیری مدل پیشنهادی بیشتر شده و رفتار به رفتار واقعی نزدیک‌تر می‌شود. به نظر می‌رسد با افزایش طول اعضای کششی

افقی، تمایل به رفتار خمشی بیشتر و در نتیجه شکل پذیری افزایش می‌یابد. مقایسه میانگین و انحراف معیار داده‌ها نیز بیان‌گر نزدیکی نتایج تحلیل با نتایج تجربی می‌باشد. مقایسه نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدود تیرهای عمیق از شکل ۶ به‌سادگی قابل درک است.

۲-۳- دیوارهای برشی کوتاه

دیوارهای برشی شامل دیوارهای لفاس و مایر [۱۹ و ۲۰] هستند که دیوارهای لفاس فاقد المان‌های مرزی و دیوارهای مطالعه شده توسط مایر دارای المان‌های مرزی انتهایی می‌باشند. همه دیوارها مطابق مشخصات بیان شده در جدول ۲ و شکل ۲، دارای نسبت ارتفاع به طول ۱ هستند. تفاوت عمده دیوارها در بارهای قائم وارد شده به آن‌هاست. دیوارهای SW11 و SW14 بدون بار قائم، دیوارهای SW12، SW13، SW15 و SW16 دارای بار فشاری قائم و S2، S9 و S10 دارای نیروی کششی قائم هستند.

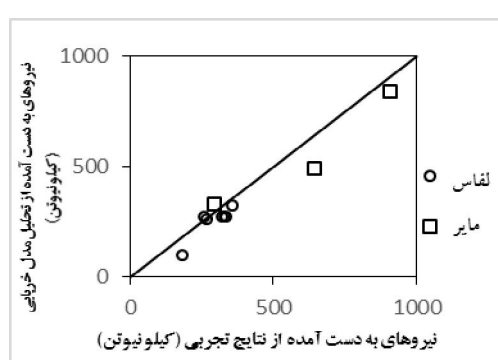
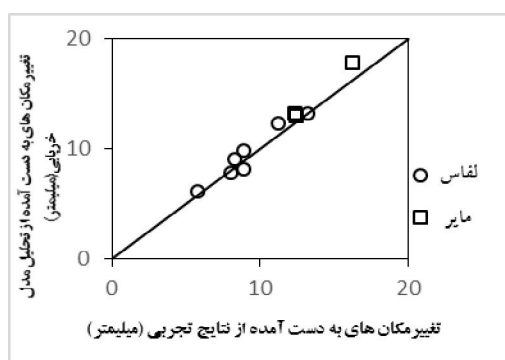


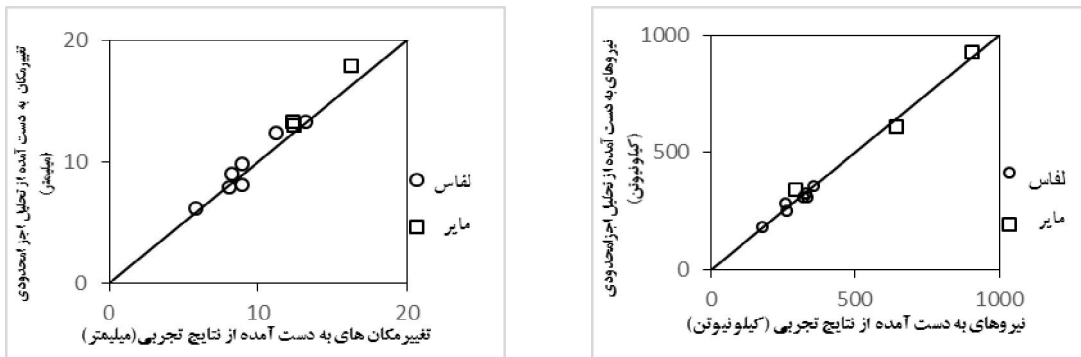
شکل ۷: نمودار مقایسه رفتار دیوارهای برشی کوتاه مورد مطالعه از تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی

همان‌طور که از نمودارها مشاهده می‌شود، در مورد دیوارهای برشی کوتاه مورد مطالعه نیز، علاوه بر نزدیکی بارهای شکست و تغییر مکان متناظر با آن به نتایج تجربی و تحلیل اجزاء محدودی، در مورد رفتار اعضا تحت اثر بارهای مدنظر، مدل خرابایی پیشنهادی، سختی و شکل پذیری، مشابه نتایج واقعی تجربی را نشان می‌دهد. مطابقت نمودارهای نیرو-تغییر مکان مدل‌های خرابای با نتایج تجربی نشان می‌دهد که مدل خرابایی پیشنهادی قادر است با پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با آن، رفتار تا لحظه‌ی شکست را نیز به خوبی پیش‌بینی کند.

جدول ۵: مقایسه نتایج تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی در دیوارهای برشی کوتاه

پژوهشگر	نمونه	نتایج تجربی		تحلیل مدل خرابایی		تحلیل اجزاء محدودی		مقایسه تحلیل مدل خرابایی با نتایج تجربی		مقایسه تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی	
		D (mm)	F (KN)	D (mm)	F (KN)	D (mm)	F (KN)	$\frac{D(FEM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(FEM)}{F(Exp)}$	$\frac{D(STM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(STM)}{F(Exp)}$
نقاس [۱۷]	SW11	۸۲۵	۲۶۰	۹	۲۷۵/۹۱	۹	۲۸۴/۸۱	۱/۰۹	۱/۰۹	۱/۰۱	۱/۰۶
	SW12	۸۸۶	۳۳۵	۹/۸۵	۲۷۳/۸۷	۹/۶۵	۳۱۱/۲۷	۱/۰۹	۱/۱۱	۰/۹۳	۰/۸۲
	SW13	۸۸۸	۳۳۰	۸/۱۲	۲۷۳/۴۱	۸/۲۵	۳۲۶/۲۳	۰/۹۳	۰/۹۱	۰/۹۹	۰/۸۳
	SW14	۱۱/۲۱	۲۶۵	۱۲/۳۵	۲۶۴/۶۸	۱۲/۰۹	۲۵۱	۱/۰۸	۱/۱۰	۰/۹۵	۰/۹۹
	SW15	۸/۰۵	۳۲۰	۷/۸۵	۲۷۴/۴۵	۸/۴۲	۳۱۱/۵۱	۱/۰۵	۰/۹۸	۰/۹۷	۰/۸۶
	SW16	۵/۷۸	۳۵۵	۶/۱۲	۳۲۶	۵/۹۸	۳۵۷/۰۳	۱/۰۴	۱/۰۶	۱/۰۱	۰/۹۲
	SW23	۱۳/۱۹	۱۸۰	۱۳/۲۵	۱۰۱/۹۸	۱۱/۱۴	۱۸۱/۸۶	۰/۸۴	۱/۰۰	۱/۰۱	۰/۵۷
مایر [۱۸]	S2	۱۲/۴۱	۹۰۷	۱۳/۰۱	۸۴۲/۵۷	۱۳/۲۰	۹۲۸/۴۵	۱/۰۶	۱/۰۵	۱/۰۲	۰/۹۶
	S9	۱۲/۳۲	۲۹۲	۱۳/۲۶	۳۲۹/۲۴	۱۳/۰۲	۳۴۱/۱۳	۱/۰۶	۱/۰۸	۱/۱۷	۱/۱۳
	S10	۱۶/۲۴	۶۴۳	۱۷/۸۴	۴۹۵/۲۳	۱۷/۰۱	۶۰۹/۰۳	۱/۰۵	۱/۱۰	۰/۹۵	۰/۷۷
مقایسه میانگین نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی در دیوارهای برشی کوتاه											
مقایسه انحراف معیار نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی در دیوارهای برشی کوتاه											
		۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰۳			۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰۷



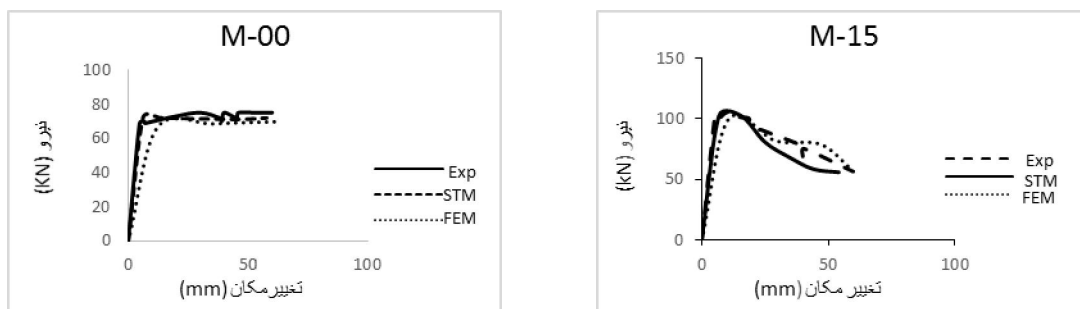


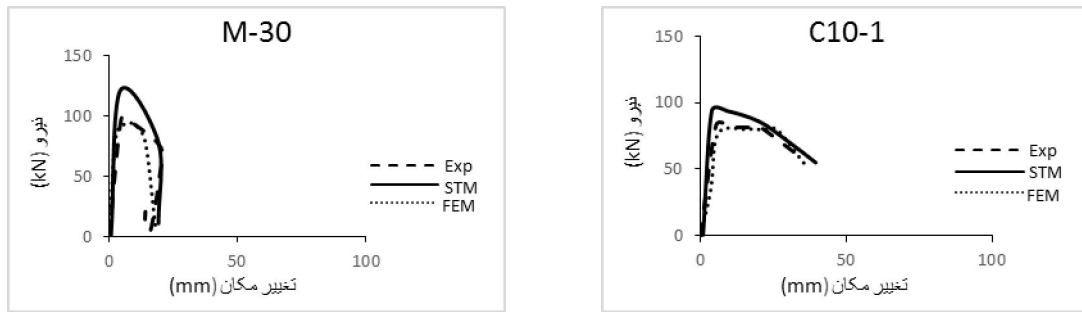
شکل ۸: مقایسه نیروها و تغییرمکان‌های به دست آمده از تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی دیوارهای برشی کوتاه با نتایج تجربی

در دیوارهای برشی مورد مطالعه با توجه به نتایج جدول ۵ و اشکال ۷ و ۸ می‌توان یک مقایسه کلی از نتایج با شکست و تغییرمکان متناظر با این بار و همچنین رفتار عضو سازه‌ای در نظر گرفت. در مدل خرابایی، بار جانبی در محل واقعی اعمال بار در گره فوقانی سمت چپ خرپا وارد می‌شود. بار قائم که در حالت واقعی به صورت گسترده به دیوار وارد می‌شود، به صورت بارهای گرهی در دو گره فوقانی خرپا اعمال شده است. همچنین با شبیه‌سازی میلگردهای افقی و قائم دیوار، توسط اعضای کششی افقی و قائم، مدل خرابایی قادر به ارائه نتایج نزدیک به نتایج تجربی می‌باشد. همان‌گونه که از نمودارهای شکل ۷ مشاهده می‌شود، در دیوارهای بدون بار قائم، با اینکه نیروی وارد به عضو فشاری قائم CD صفر است، اما به دلیل در نظر گرفتن این عضو در محاسبات، مدل خرابایی سختی بیشتری را نشان می‌دهد. این مسئله از شکل ۸ مربوط به SW11 و SW14 قابل ملاحظه است. به این دلیل که با افزایش میلگردهای فولادی رفتار به سمت رفتار سخت‌تر متمایل می‌شود. با این حال همه دیوارها دارای نتایج نزدیک به نتایج تجربی، هم در مورد بار شکست و همه در مورد تغییرمکان متناظر با این بار می‌باشند.

۳-۳- ستون‌های کوتاه

در ستون‌های کوتاه مورد مطالعه، فواصل میلگردهای برشی در نمونه‌های M-00، M-15 و C10-1، ۶۰ میلی‌متر و در M-30 برابر ۴۰ میلی‌متر است. همچنین مطابق جدول ۳، M-00 بدون بار قائم و سه نمونه دیگر دارای بار قائم می‌باشند. نمودار بار تغییرمکان به دست آمده از تحلیل در مقایسه با نتایج تجربی در شکل ۹ و مقایسه عددی آنها از جدول ۶ قابل ملاحظه است.

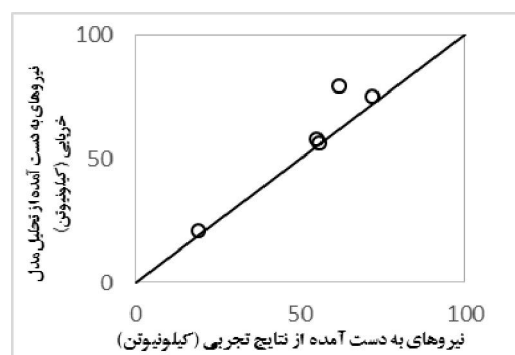
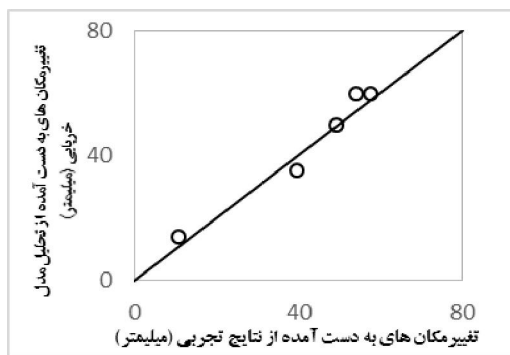


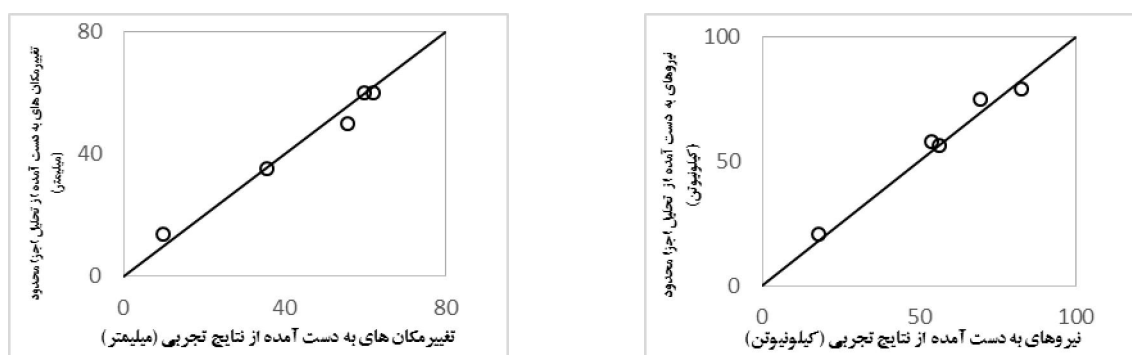


شکل ۹: نمودار مقایسه رفتار ستون‌های کوتاه مورد مطالعه از تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی

جدول ۶: مقایسه نتایج تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی در ستون‌های کوتاه

مقایسه تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی	مقایسه تحلیل مدل خرابایی با نتایج تجربی		تحلیل اجزاء محدودی		تحلیل مدل خرابایی		نتایج تجربی		شماره	پژوهشگر	
	$\frac{D(FEM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(FEM)}{F(Exp)}$	$\frac{D(STM)}{D(Exp)}$	$\frac{F(STM)}{F(Exp)}$	D (mm)	F (kN)	D (mm)	F (kN)			
۱/۰۴	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۹۶	۶۲/۱۵	۶۹/۷۷	۵۷/۷۴	۷۱/۹۶	۶۰	۷۵	M-00	بیگل‌بی [۳۸]
۰/۹۹	۰/۹۰	۱/۰۰	۰/۹۹	۵۹/۹۳	۵۶/۴	۵۴/۱۹	۵۵/۸	۶۰	۵۶/۲۵	M-15	
۰/۶۹	۰/۷۷	۰/۸۶	۰/۹۱	۹/۷۳	۱۸	۱۰/۷۵	۱۹/۰۴	۱۴	۲۰/۸۳	M-30	
۱/۰۱	۱/۱۲	۰/۹۳	۰/۹۵	۳۵/۴۹	۵۴/۰۷	۳۹/۴۹	۵۵/۰۱	۳۵/۳	۵۷/۸۹	C10-1	
۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۶	۰/۹۱	مقایسه میانگین نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی در ستون‌های کوتاه							
۰/۱۰	۰/۰۹	۰/۰۵	۰/۰۵	مقایسه انحراف معیار نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی با نتایج تجربی در ستون‌های کوتاه							



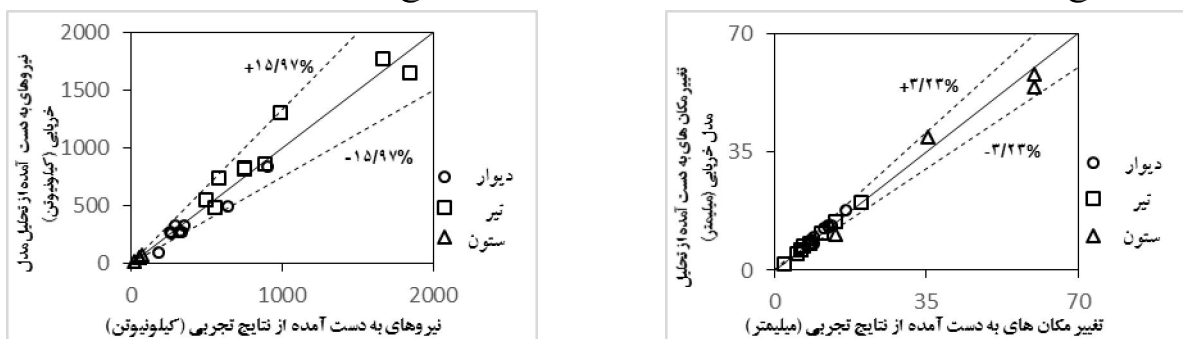


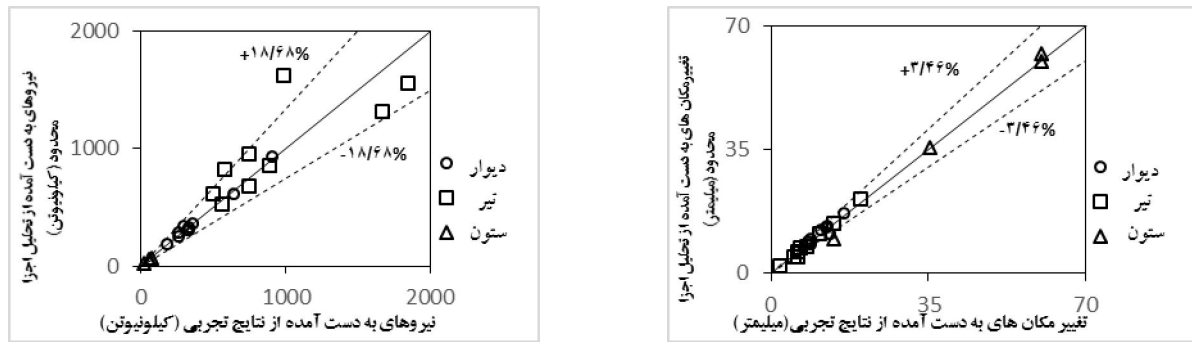
شکل ۱۰: مقایسه نیروها و تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی ستون‌های کوتاه با نتایج تجربی

جدول ۷: مقایسه میانگین و انحراف معیار نتایج به دست آمده از تحلیل مدل خرابایی، تحلیل اجزاء محدودی و نتایج تجربی در اعضای سازه‌ای

مقایسه میانگین و انحراف معیار نتایج تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی با نتایج آزمایشگاهی در اعضای سازه‌ای تحت اثر بارهای یکنواخت				اعضای سازه‌ای	
Sn (FEM / Exp)	Sn (STM / Exp)	Xn (FEM / Exp)	Xn (STM / Exp)		
۰/۲۲	۰/۳۲	۰/۸۳	۱/۴۱	F	دیوارهای برشی
۰/۰۶	۰/۰۹	۱/۰۴	۱/۰۳	D	
۰/۶۹	۰/۷۲	۱/۲۵	۱/۲۴	F	تیرهای عمیق
۰/۱۱	۰/۱۱	۱/۰۴	۱/۰۳	D	
۰/۳۲	۰/۰۸	۱/۰۵	۰/۹	F	ستون‌های کوتاه
۰/۱۳	۰/۱۱	۰/۹۷	۰/۹۶	D	
۰/۴۵	۰/۴۷	۱/۰۶	۱/۳۶	F	همه اعضای سازه‌ای
۰/۰۹	۰/۱۰	۱/۰۳	۱/۰۲	D	

نتایج تحلیل اجزاء محدودی مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی ستون‌های کوتاه بیانگر همبستگی زیاد نتایج نیروها و تغییر مکان‌ها با نتایج تجربی می‌باشد. علاوه بر نزدیکی بار شکست و تغییر مکان‌های متناظر با آن، رفتار ستون‌ها در تحلیل‌های اجزاء محدود مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی ستون‌ها مطابق با رفتار آن‌ها در تحلیل‌های تجربی می‌باشد. رفتار ستون‌ها تا نقطه شکست بسیار مشابه با نتایج واقعی تجربی می‌باشد که نشان‌دهنده مناسب بودن مدل خرابایی پیشنهادی با توجه به هندسه و مسیر بار در عضو سازه‌ای مورد نظر می‌باشد. مسئله قابل توجه در مورد رفتار اعضا، نزدیک بودن سختی و شکل‌پذیری نتایج تحلیل مدل‌ها در مقایسه با نمونه واقعی می‌باشد. در مورد مدل خرابایی، استفاده از اعضای کششی میانی موجب توزیع متقارن میلگردهای برشی در مدل می‌شود که به حالت واقعی نزدیک‌تر است، به همین دلیل نه تنها بار و تغییر مکان‌ها به نتایج تجربی نزدیک‌تر می‌باشند بلکه رفتار عضو سازه‌ای مدل شده به نتایج واقعی نزدیک‌تر می‌شود.





شکل ۱۱: مقایسه نیروها و تغییر مکان‌های تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی همه اعضای سازه‌ای مورد مطالعه با نتایج تجربی

با توجه به تحلیل مدل خرابایی و تحلیل اجزاء محدودی اعضای بتن‌آرمه و بررسی جداگانه هرکدام از آن‌ها در بخش‌های مربوطه می‌توان به این نتیجه رسید که با استفاده از مدل‌سازی اعضای مورد مطالعه توسط خراباهای پیشنهادی و تحلیل آنها، مدل خرابایی قادر به پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار در تمامی اعضای بتن‌آرمه مورد نظر می‌باشد. مقایسه میانگین و انحراف معیار محاسبه شده در هر سه نوع از اعضای بتن‌آرمه نتایج قابل قبولی را در مورد پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار نشان می‌دهد. لذا از نتایج به‌دست‌آمده و صحت‌سنجی آن با نتایج تجربی می‌توان این نکته را استنباط کرد که تحلیل مدل خرابایی اعضای سازه‌ای مختلف، با محاسبات ساده‌تر و همچنین مدت‌زمان تحلیل بسیار کوتاه‌تر نسبت به تحلیل اجزاء محدود اعضای سازه‌ای روش مناسبی برای پیش‌بینی رفتار اعضای سازه‌ای مختلف تحت اثر بارهای یکنواخت باشد. با توجه به مقایسه کلی نتایج از شکل ۱۱ می‌توان به این نتیجه رسید که تغییر مکان‌های متناظر با بار شکست نسبت به بارها، نتایج نزدیک‌تری را هم در تحلیل مدل خرابایی و هم در تحلیل اجزاء محدود به نتایج تجربی نشان می‌دهد. در اعضای بتن‌آرمه مورد نظر مطابق با نتایج تجربی، بارگذاری به‌صورت کنترل تغییر مکان‌ها صورت گرفته که در مدل‌سازی اجزاء محدود و مدل خرابایی هم همین مسئله در نظر گرفته شده است. به نظر می‌رسد تطابق بیشتر تغییر مکان‌ها نسبت به بارهای شکست در مجموع اعضای سازه‌ای مورد بحث به همین دلیل باشد. در حال با توجه به شکل ۱۱ می‌توان به این نتیجه رسید که در همه اعضای سازه‌ای مورد مطالعه مدل‌های خرابایی پیشنهادی و تحلیل اجزاء محدود اعضای بتن‌آرمه نتایج نزدیک به نتایج تجربی را نشان می‌دهند و همچنین مدل‌های خرابایی مورد نظر تا حد زیادی قادر به پیش‌بینی رفتار واقعی اعضای بتن‌آرمه مورد نظر می‌باشند.

۴- نتیجه‌گیری

هدف از این پژوهش سنجش توانایی مدل خرابایی به‌منظور پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با آن در اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه تحت اثر بارهای یکنواخت است. همان‌طور که از نمودارهای رفتاری اعضای بتن‌آرمه دارای نواحی ناپیوسته مورد مطالعه قابل ملاحظه است، مدل خرابایی نتایج نزدیک به نتایج تجربی و نتایج تحلیل اجزاء محدود را از لحاظ مقایسه پارامترهای هدف تحقیق ارائه می‌کند. به‌عنوان یک نتیجه کلی می‌توان استنباط کرد که در نمونه‌های مورد مطالعه، تحلیل ساده‌ی خرابایی می‌تواند به‌جای تحلیل پیچیده و زمان‌بر اجزاء محدود به‌منظور تخمین بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار در اعضای سازه‌ای مورد مطالعه، استفاده شود. در مورد شکل‌پذیری و سختی نمونه‌های مورد مطالعه نیز می‌توان از نمودارهای نیرو-تغییر مکان، مدل‌های خرابایی پیشنهادی را در پیش‌بینی رفتار اعضای مورد مطالعه تحت اثر بارهای یکنواخت مناسب در نظر گرفت. نتایج تحقیق پیش رو را می‌توان به‌صورت زیر بیان کرد:

- ۱- بارهای شکست و تغییر مکان متناظر با آن که از تحلیل مدل‌های خرابایی در اعضای سازه‌ای به دست می‌آیند، در مقایسه با نتایج تجربی تطابق خوبی را نشان می‌دهند.

- ۲- منحنی رفتار سازه تا لحظه شکست، از لحاظ تغییرات سختی و شکل پذیری نزدیک به نمونه‌های واقعی تجربی می‌باشند که نشان‌دهنده مناسب بودن مدل‌های در نظر گرفته برای پیش‌بینی رفتار اعضای سازه‌ای مورد نظر است.
- ۳- مقایسه‌ی نتایج به دست آمده این مسئله را بیان می‌کند که می‌توان در اعضای سازه‌ای مورد مطالعه از تحلیل ساده خرابایی به جای تحلیل زمان‌بر و طولانی اجزاء محدود به منظور پیش‌بینی بار شکست و تغییر مکان متناظر با این بار استفاده کرد که تعمیم این نتیجه به اعضای سازه‌ای مختلف تحت اثر بارگذاری‌های متفاوت نیاز به مطالعه بیشتری دارد.

۵- مراجع

- [1] A. H. Nilson, D. Darwin, and W. D. Charles. "Design of Concrete Structures". Fourteenth Edition, 2010.
- [2] W. Ritter, "Die Bauweise Hennwbique" (The Hennebique System), Schweizerische Bauzeitung, Bd, XXXIII, No. 7, January 1899.
- [3] E. Morsch, "Der Eisenbetonbique, Seine Theorie Und Anwendung", (Reinforced Concrete, Theory and Application), Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 1912.
- [4] J. A. Ramirez, and J. E. Breen., "Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear", ACI Structural Journal, pp. 562-571, 1991.
- [5] P. Mueller, "Plastische Berechnung Von Stahlbetonscheiben Und Balken" (Plastic Analysis Of Reinforced Concrete Deep Beams and Beams), Bericht No. 83, Institute Fur Baustatik Und Konstruktion, Eth Zurich, 1978.
- [6] J. Schlaich, K. Schaefer and M. Jennewein, "Towards a Consistent Design of Structural Concrete" journal of the Prestressed Concrete Institute, No 3, pp. 77-150, 1987.
- [7] CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, A23.3-04 Design of Concrete Structures, Canadian Standards Association, 1984.
- [8] CEB-FIP Model Code, Design Code, Committee Euro-International DU Beton, 1990.
- [9] AASHTO, LRFD Bridge Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, 1994.
- [10] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318 R-02)", American Concrete Institute, 2002.
- [11] A. Arabzadeh, R. Aghayari, and A. Rahai. "Investigation of experimental and analytical shear strength of reinforced concrete deep beams", International Journal of Civil Engineering, Vol.9, No. 3, 2009.
- [12] A. Shah, E. Haq, and S. Khan, "Analysis and Design of Disturbed Region in Concrete Structures", Procedia Engineering. 14. Pp. 3317-3324, 2011.
- [13] A. B. Shuraim, "Behavior and Shear Design Provisions of Reinforced Concrete D-region Beams", College of Engineering (Civil Eng. Dept.), King Saud University, Riyadh, Saudi Arabia, pp. 65-74, 2013.
- [14] D. J. Kim, J. Lee, Y. H. Lee. "Effectiveness Factor of Strut-and-Tie Model for Concrete Deep Beams Reinforced with FRP Rebars", Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University, pp.117-125, 2014.
- [15] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary," American Concrete Institute, 2011.
- [16] ABAQUS, Superior Finite Element Analysis (FEM) Solutions, Providence. RI, USA, 2011.
- [17] M. R. Salamy, H. Kobayashi and Sh. Unjoh, "Experimental and Analytical Study on RC Deep Beam Behavior under Monotonic Load", 2003-2004.
- [18] H. S. KIM, M. S. LEE and Y. S. SHIN, "Structural Behaviors of Deep beams under Combined Axial and Bending Force" College of Engineering, Ewha Womans University, pp. 2212-2218, 2011.
- [19] L. D. Lefas, M. D. Kotsovos, and N. N. Ambraseys, "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism", ACI Structural Journal, pp. 23-31, 1990.
- [20] J. Maier, B. Thurlimann, "Bruchversuche an Stahlbetonscheiben" Birkhauser Verlag Basel, 1985.

[21] J. Y. Lee, S. Kono, and et al, "Softening behavior of RC Columns under Cyclic loading", The 14th World Conference on Earthquake, 2008.

[۲۲] چوبداریان، ریزان، "تحلیل مدل STM اعضای بتن آرمه تحت بارهای دوره‌ای" پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه کردستان، ۱۳۹۳.