



ظرفیت باربری و رفتار برشی تیرورق‌های I-شکل خمیده در افق و اثر نقص اولیه در رفتار برشی آنها

محمد مهدی علی نیا*، مسعود محمدزاده

دانشکده عمران و محیط‌زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۳ خرداد ۱۳۹۴
بازنگری: ۲۷ خرداد ۱۳۹۴
پذیرش: ۳۰ خرداد ۱۳۹۴
ارائه آنلاین: ۲۹ تیر ۱۳۹۴

کلمات کلیدی:

تیرورق فولادی
مکانیزم زوال برشی
پل خمیده فولادی
قاب عرضی
نقص اولیه

چکیده: نیاز به هدایت روان و ایمن ترافیک و محدودیت‌های ناشی از کمبود فضای شهری باعث تمایل چشم‌گیر طراحان به استفاده از پل‌های خمیده فولادی شده است. این سازه‌ها از لحاظ زیبایی نیز مورد پسند معماران و شهرسازان می‌باشند. در این مقاله، تیرورق‌های دارای انحنای افقی مختلف با مشخصات و ابعاد واقعی توسط آیین‌نامه AASHTO طراحی شده و به دو صورت تک-تیرورقی و داخل سیستم پل توسط نرم‌افزار اجزا محدود آباکوس مدل‌سازی و برای دستیابی به رفتار و ظرفیت برشی تیرورق‌ها تحلیل شده‌اند. هدف این تحقیق تبیین رفتار، مکانیزم زوال برشی و برآورد مقاومت برشی تیرورق‌ها در سیستم پل و مقایسه آن با تک-تیرورق‌های معادل با استفاده از تحلیل غیرخطی هندسی-مادی می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که رفتار برشی، مقاومت برشی نهایی و مقاومت کمانشی برشی تک-تیرورق‌ها و سیستم پل مشابه یکدیگر بوده، ولی سختی الاستیک دو حالت مذکور، متفاوت می‌باشند. همچنین مدل تک-تیرورقی بدلیل عدم در نظر گرفتن سختی قاب‌های عرضی و اندرکنش بین تیرورق‌ها قادر به پیش‌بینی صحیح زوال برشی در برخی از پانل‌های میانی تیرورق‌های داخلی نیست. در این تحقیق هم‌چنین اثر نقص اولیه هندسی در رفتار برشی تیرورق‌های با انحنای مختلف مطالعه شده است. نتایج نشان می‌دهند که نقص اولیه تأثیری در مقاومت برشی نهایی تیرورق‌های خمیده نداشته ولی باعث کاهش این مقاومت در تیرورق‌های مستقیم می‌گردد. آیین‌نامه AASHTO از تاثیر نقص اولیه در مقاومت برشی تیرورق‌ها صرف‌نظر می‌نماید.

۱- مقدمه

تیرورق‌ها دارای شکل مقطع متفاوتی می‌باشند که متداول‌ترین این شکل‌ها عبارتند از تیرورق I-شکل، تیرجعبه و دلتا [۱]. تیرورق‌ها از لحاظ هندسی به تیرورق‌های مستقیم و خمیده تقسیم‌بندی می‌شوند. خمیدگی تیرورق‌ها در دو راستای قائم و افقی مطرح می‌شود. خمیدگی تیرورق‌ها در راستای قائم برای کنترل خیز سازه و عملکرد قوسی بکار می‌رود. تیرورق‌های I-شکل خمیده در افق از اجزای پرکاربرد در سازه‌های مختلف از جمله پل‌ها می‌باشند که در این پژوهش به آن‌ها پرداخته شده است. نیاز به انتقال هموار ترافیک و محدودیت‌های استفاده از مسیر مستقیم، ملاحظات اقتصادی و زیست محیطی و تاکید بر زیبایی، باعث افزایش استفاده از پل‌های فولادی خمیده شده است [۲].

تحقیقات اولیه در مورد پل‌های خمیده در افق در دهه ۱۹۶۰ با پژوهش دانشگاهی با عنوان CURT در کشور آمریکا شروع شد. با استفاده از نتایج این پروژه، اولین راهنمای طراحی پل‌های خمیده با عنوان "راهنمای طراحی پل‌های بزرگراهی خمیده در پلان" [۳] در سال ۱۹۸۰، توسط AASHTO چاپ شد. در کشور ژاپن نیز تحقیقات گسترده‌ای در مورد پل‌های خمیده فولادی، هم‌زمان با تحقیقات فوق انجام گرفته بود که نتایج این تحقیقات

توسط شرکت هانشین ژاپن در سال ۱۹۸۸ با عنوان "راهنمای طراحی پل‌های خمیده" [۴] چاپ شده است. در سال ۱۹۹۲، اداره کل بزرگراه‌های آمریکا (FHWA) پروژه تحقیقاتی بزرگی را برای انجام مطالعات بنیادی در مورد رفتار و مقاومت سیستم پل فولادی خمیده و اجزای آن با عنوان CSBRP آغاز کرد. هدف اصلی پروژه CSBRP بررسی اساسی رفتار تیرورق‌های خمیده به کمک انجام آزمایش‌ها در ابعاد واقعی و داخل سیستم واقعی پل بود. با استفاده از نتایج این پروژه آیین‌نامه طرح پل به روش ضرایب بار و مقاومت AASHTO [۵] تدوین شد.

در مورد رفتار برشی تیرورق‌های خمیده نیز پژوهش‌های گسترده‌ای انجام شده است. موزر^۱ و همکارانش [۶] عنوان کردند که افزایش انحنای تیرورق، مقاومت پس‌کمانشی را کاهش می‌دهد. ناکایی^۲ و همکارانش [۷] گزارش کردند که خمیدگی، تاثیر ناچیزی بر بار کمانش برشی تیرورق‌ها دارد و افزایش انحنای تیرورق، باعث کاهش مقاومت برشی نهایی می‌شود. شانموگام^۳ و همکارانش [۸] مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل عددی غیرخطی در زمینه مقاومت برشی نهایی تیرورق‌های خمیده انجام دادند و در این پژوهش به عنوان نتیجه گزارش شد که ظرفیت برشی نهایی و سختی

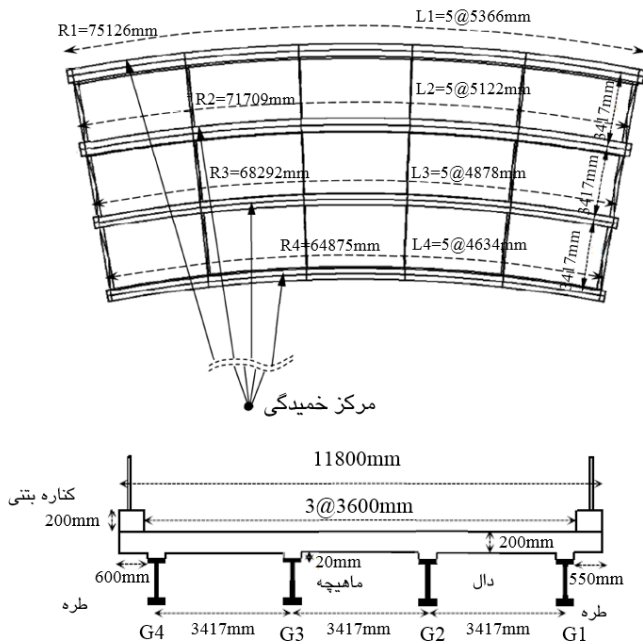
1 Mozer

2 Nakai

3 Shanmugam

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: malinia@aut.ac.ir

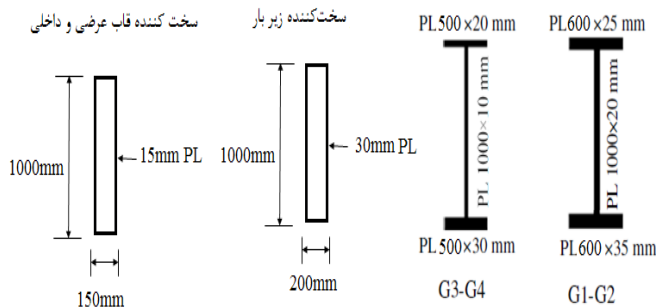
با مقاومت فشاری 30 MPa فرض شده است. ضریب پواسون فولاد و بتن نیز به ترتیب برابر $0/3$ و $0/2$ در نظر گرفته شده است.



شکل ۱: هندسه کلی پل خمیده کامپوزیتی مینا؛ پلان سازه فولادی و مقطع عرضی پل در فاصله بین قاب‌های عرضی

Fig. 1. The overall geometry of the base bridge; Plan view and the cross section of the bridge

جزئیات دقیق مقاطع تیرورق‌ها و ابعاد مربوط به سخت‌کننده‌های پل مینا در شکل ۲ قابل مشاهده است. چیدمانی که برای سخت‌کننده‌ها در نظر گرفته شده است نیز در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۲: مقطع تیرورق‌ها و ابعاد سخت‌کننده‌ها در پل مینا

Fig. 2. Cross section of the girders and stiffeners

تیرورق‌ها با افزایش انحنا، کاهش پیدا می‌کند. در این تحقیق عمل میدان کششی به وضوح در تیرورق‌های خمیده نشان داده شده و بیان شده است که با نازکتر شدن جان، این عمل نقش خود را در مقاومت برشی بیشتر نشان می‌دهد. جونگ و وایت [۹] گزارش کردند که ضوابط موجود در آیین‌نامه طرح پل به روش ضرایب بار و مقاومت AASHTO به طرز مناسبی مقاومت کمناش برشی و مقاومت برشی نهایی تیرورق‌های مستقیم و خمیده را پیش‌بینی می‌کند. این محققین بیان کردند که در تیرورق‌های خمیده و مستقیم طراحی شده توسط آیین‌نامه طرح پل به روش ضرایب بار و مقاومت سال ۲۰۰۴ موسسه AASHTO، نیازی به در نظر گرفتن اندرکنش لنگر خمشی و نیروی برشی نیست.

هدف اصلی این پژوهش، تبیین رفتار، مقاومت و مکانیزم زوال برشی تیرورق‌های خمیده در حالت قرارگیری در سیستم پل و تک-تیرورق‌های معادل و مقایسه این دو حالت با یکدیگر است. توجه به این نکته ضروری است که عموم ضوابط طراحی تیرورق‌های I-شکل خمیده در آیین‌نامه AASHTO بر مبنای مطالعات پارامتریک انجام شده بر روی تک-تیرورق‌ها تنظیم شده است. همچنین بخش زیادی از آزمایش‌های انجام گرفته بر روی سیستم‌های چند تیرورقی دارای ابعاد حقیقی یک سیستم پل خمیده کاربردی نیستند. بنابراین آیین‌نامه AASHTO دارای نواقصی می‌باشد که در این تحقیق به آن پرداخته شده است. برای دستیابی به اهداف پژوهش، پل مبنای کامپوزیتی که توسط آیین‌نامه AASHTO طراحی شده، مدنظر قرار گرفته است. سپس با توجه به این پل مینا، ابعاد نمونه تیرورق‌های خمیده و مشخصات مطالعات پارامتریک انتخاب شده و به صورت سیستم پل و تک-تیرورق معادل توسط نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS [۱۰] مدل‌سازی شده و مورد تحلیل قرار گرفته‌اند. همچنین در این تحقیق اثر نقص اولیه هندسی در رفتار برشی تیرورق‌های مستقیم و خمیده بررسی شده است.

۲- روش انجام تحقیق

۲-۱- مشخصات پل مینا

هندسه کلی پل کامپوزیتی مینا که شامل پلان سازه فولادی و مقطع عرضی پل در فاصله بین قاب‌های عرضی می‌باشد، در شکل ۱ نشان داده شده است. محور میانی پل دارای شعاع خمیدگی ۷۰ متر و طول قوس ۲۵ متر می‌باشد. چهار تیرورق فولادی I شکل در تک دهانه ۲۵ متری بر روی کوله بتنی قرار داده شده‌اند. تکیه‌گاه‌های مفروض در این پل از نوع ساده کروی می‌باشد. قاب‌های عرضی، عمود بر محور میانی پل می‌باشند و طول هر تیرورق را به پنج قسمت مساوی تقسیم می‌کنند. همچنین این قاب‌ها از نوع V شکل و دارای یال‌های بالایی و پایینی هستند که در مقاطع موردنظر، بین هر چهار تیرورق نصب شده‌اند. در طراحی پل مینا، فولاد بکار رفته از نوع AASHTO M207 Grade 345 در نظر گرفته شده است. بتن بکار رفته

۲-۲- هندسه پل های مورد مطالعه

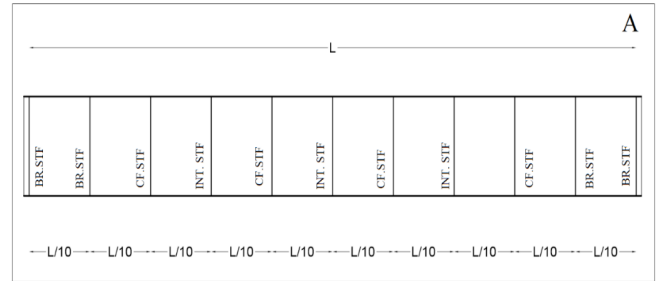
- با توجه به پل مینا، هندسه پل های مورد مطالعه به شرح زیر می باشد:
- پل خمیده با شعاع انحنای میان تار ۳۰ متر (R30) - خمیدگی زیاد
 - پل خمیده با شعاع انحنای میان تار ۷۰ متر (R70) - خمیدگی متوسط (پل مینا)
 - پل خمیده با شعاع انحنای میان تار بینهایت (STR) - بدون خمیدگی.

بسیاری از جزییات هندسی پل مینا، در پل های R30 و STR ثابت نگه داشته شده و فقط شعاع انحنای پل مینا در این پل ها تغییر داده شده است. در جدول ۱ خلاصه ای از جزییات هندسی پل های مورد بررسی و در جدول ۲ نیز مجموعه های در نظر گرفته شده برای ضخامت های بال و جان تیورورق ها ارائه شده است. با توجه به جدول ۱ مقدار L_b/R در مدل های مورد مطالعه بین ۰ تا ۰/۱۵ می باشد؛ در حالیکه آیین نامه AASHTO این مقدار را به ۰/۱ محدود می نماید.

در پل های مستقیم، عموماً ابعاد و ضخامت کلیه تیورورق ها یکسان در نظر گرفته می شوند. بنابراین در مدل سازی پل های مستقیم روندی که اتخاذ گردیده بدین ترتیب است که در هر مجموعه در نظر گرفته شده برای ضخامت، دو پل مستقیم یکی با ضخامت های تیورورق های بیرونی و دیگری با ضخامت های تیورورق های داخلی، مدل سازی شده است.

۲-۳- روش تحلیل اجزا محدود، صحت سنجی و مدل سازی

در این پژوهش، تحلیل با استفاده از مدل سازی عددی و روش اجزا محدود غیرخطی در نرم افزار ABAQUS v6.13 انجام شده است. هر دو رفتار غیرخطی مصالح و هندسی مدنظر قرار گرفته است. مدل سازی اجزای تیورورق با استفاده از المان S4R و مدل سازی قاب های عرضی با استفاده از المان تیر B31 صورت پذیرفته است. در این پژوهش برای بررسی تسلیم



شکل ۳: چیدمان سخت کننده ها

Fig. 3. Configuration of stiffeners

جدول ۱: مشخصات هندسی پل های مورد بررسی

Table 1. The geometric properties of the presumed bridges

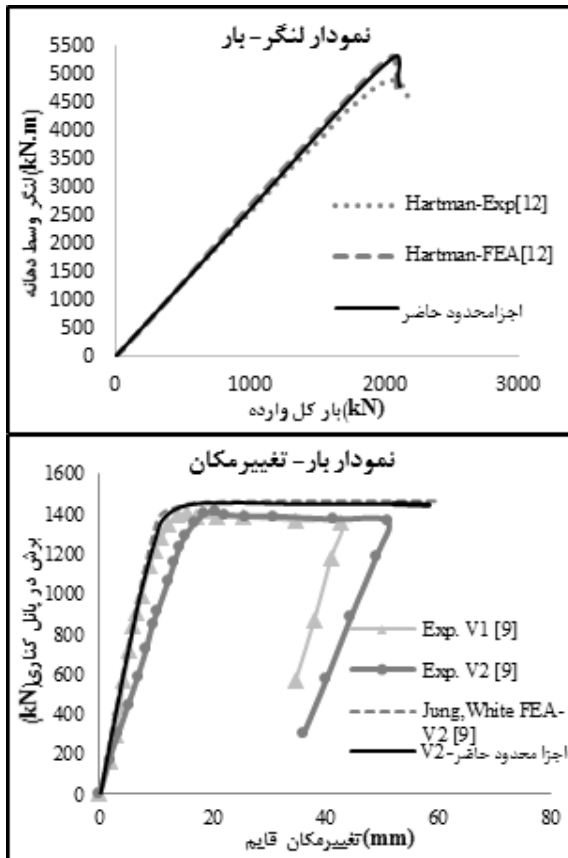
پل	تیورورق	R (mm)	L (mm)	L_b (mm)	α	L_b/R
R30	G1	۳۵۱۲۶	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	۰/۸۲۰	۰/۱۵۳
	G2	۳۱۷۰۹	۲۴۶۴۴/۳	۴۸۴۴	۰/۷۴۰	۰/۱۵۳
	G3	۲۸۲۹۲	۲۱۹۸۸/۶	۴۳۲۲	۰/۷۹۲	۰/۱۵۳
	G4	۲۴۸۷۵	۱۹۳۳۲/۹	۳۸۰۰	۰/۶۹۷	۰/۱۵۳
R70	G1	۷۵۱۲۶	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	۰/۳۸۳	۰/۰۷۱
	G2	۷۱۷۰۹	۲۶۰۵۸/۳	۵۱۲۲	۰/۳۶۶	۰/۰۷۱
	G3	۶۸۲۹۲	۲۴۸۱۶/۶	۴۸۷۸	۰/۴۱۸	۰/۰۷۱
	G4	۶۴۸۷۵	۲۳۵۷۴/۹	۴۶۳۴	۰/۳۹۷	۰/۰۷۱
STR	G1	∞	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	.	.
	G2	∞	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	.	.
	G3	∞	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	.	.
	G4	∞	۲۷۳۰۰	۵۳۶۶	.	.

جدول ۲: مجموعه های در نظر گرفته شده برای ضخامت بال و جان تیورورق ها

Table 2. The presumed thickness sets

مجموعه	تیورورق	t_f (mm)	t_w (mm)	λ_f	λ_w
M1	G1,G2	۴۰	۸	۷/۵	C N
	G3,G4	۳۰	۶	۸/۳۳	C S
M2	G1,G2	۲۲	۸	۱۳/۶۳	N N
	G3,G4	۱۶	۶	۱۵/۶۳	N S
M3	G1,G2	۴۰	۱۰	۸/۳۳	C N
	G3,G4	۳۰	۱۰	۸/۳۳	C N

توجه: علامت C برای فشرده، N برای غیرفشرده، S برای لاغر استفاده شده است.



شکل ۵: مقایسه نتایج حاصل از اجزای محدود حاضر با نتایج آزمایشگاهی و عددی

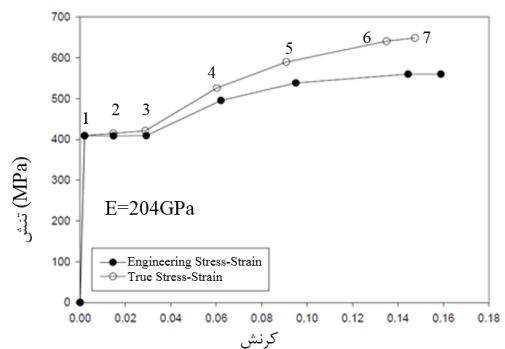
Fig. 5. Comparison of the current FE results against available experimental data.

در شکل ۶ جزئیات هندسی، شرایط مرزی و الگوی بار اعمالی تیرورق‌های داخل سیستم پل و تک-تیرورق‌های معادل برای ایجاد زوال برشی در تیرورق G1 برای مدل R30 (به نمایندگی از همه مدل‌ها) نشان داده شده است. برای بررسی زوال برشی تیرورق G3 در سیستم پل نیز همان الگو و نسبت بار بکار رفته است؛ بدین ترتیب که بار P روی تیرورق G3 و بار $0.2P$ بر روی سایر تیرورق‌ها اعمال گردیده است. دلیل اعمال بار $0.2P$ ، کنترل برکنش در این تیرورق‌ها، هنگام اعمال بار اصلی P می‌باشد. برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی در سیستم پل چهارتیرورقی به صورت زیر عمل شده است:

- در نقاط زیرسخت‌کننده فشاری در مقاطع 1L و 1R در تمام تیرورق‌ها، از فنر فشاری استفاده شده است. این فنرها دارای سختی بینهایت در فشار و بدون سختی در کشش می‌باشند.
- یک نقطه در میان تار تیرورق‌های G2 و G3 در مقطع 1L و 1R (وسط سخت‌کننده فشاری) در مقابل حرکت شعاعی ($u_r=0$) مقید شده است.
- یک نقطه در میان تار همه تیرورق‌ها در مقطع M (وسط سخت‌کننده)

یا عدم تسلیم یک نقطه از سازه، معیار تسلیم ون مایسس^۱ بکار گرفته شده است. برای تعقیب مسیر تعادل غیرخطی سازه از روش ریکس اصلاح شده^۲ استفاده شده است. نمودار تنش-کرنش بدست آمده از آزمایش (مهندسی) و همچنین نمودار تنش-کرنش واقعی که در نرم‌افزار وارد شده است مطابق شکل ۴ می‌باشد. برای بررسی درستی عملکرد نرم‌افزار و مدل‌سازی، دو نمونه آزمایشگاهی S2-S، مربوط به نتایج حاصل از آزمایش‌های زورک^۳ و همکاران [۱۱] که توسط وایت و جونگ [۹] با روش‌های عددی مدل‌سازی شده، و B6، حاصل از آزمایش انجام شده توسط هارتمن^۴ [۱۲]، برای صحت‌سنجی مدنظر قرار داده شدند. نتایج صحت‌سنجی در شکل ۵ نشان داده شده است. با توجه به این شکل تطابق مناسبی بین نتایج اجزای محدود حاصل از مدل‌سازی انجام شده در این تحقیق و نتایج عددی و آزمایشگاهی ارائه شده توسط سایر محققین وجود دارد.

برای دستیابی به اهداف پژوهش، زوال برشی بیرونی‌ترین تیرورق (G1) و یکی از تیرورق‌های داخلی (G3) در سیستم پل مدنظر قرار گرفته است. سپس این تیرورق‌ها از سیستم جدا و بصورت تک-تیرورق، معادل‌سازی شده و زوال برشی در آن‌ها نیز بررسی شده است. مدل‌های عددی مطالعات پارامتریک، نامگذاری شده و دارای چهار جز به ترتیب؛ شعاع انحنای پل، مجموعه در نظر گرفته شده برای ضخامت بال و جان، نام تیرورق موردنظر برای زوال برشی و در انتها؛ حرف B^۵ برای مدل‌های چهار تیرورقی و حرف S^۶ برای مدل‌های تک-تیرورقی، می‌باشند. بنابراین در مجموع ۳۶ مدل وجود دارد که ۱۸ مورد از مدل‌ها مربوط به پل چهار تیرورقی و ۱۸ مورد از مدل‌ها مربوط به تک‌تیرورق‌های معادل می‌باشند. ۲۴ مورد از این مدل‌ها، مربوط به تیرورق‌های خمیده و ۱۶ مورد مربوط به تیرورق‌های مستقیم هستند.

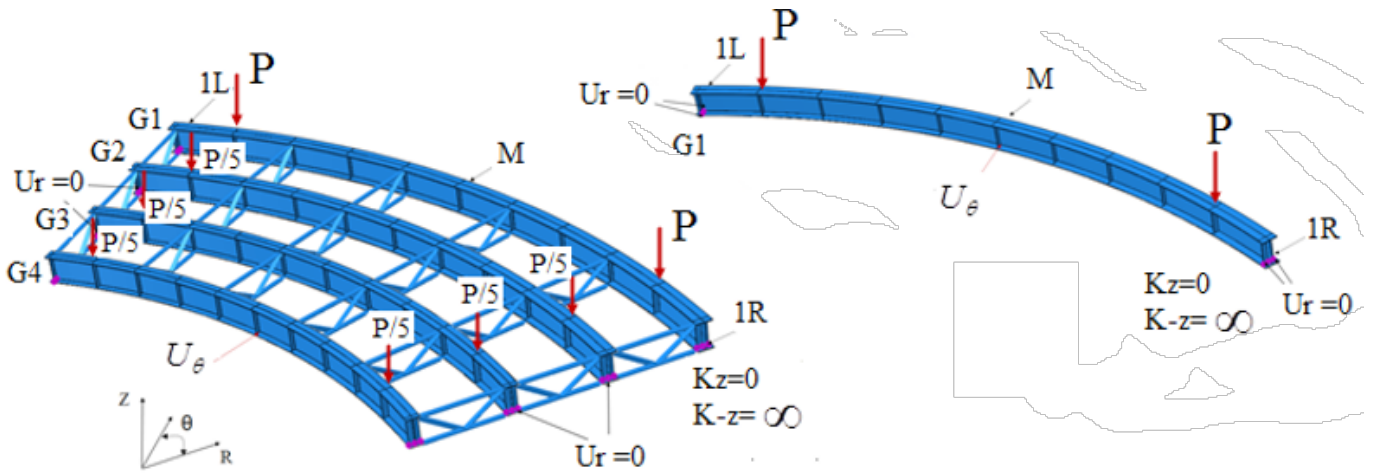


شکل ۴: نمودار تنش-کرنش فولاد بکار رفته در مطالعات

Fig. 4. Steel stress-strain curve used in the FE models

- 1 von Mises
- 2 Modified Riks Method
- 3 Zureick
- 4 Hartmann
- 5 Bridge
- 6 Single

در مقابل حرکت مماسی ($u_\theta=0$) مقید شده است.



شکل ۶: جزئیات هندسی، شرایط مرزی و نحوه بارگذاری تیورق‌های داخل سیستم پل و تک-تیورقی (R30) برای ایجاد زوال برشی در تیورق G1.

Fig. 6. Loading and boundary condition details of the bridge system and single-girder models (R30) for inducing shear failure in G1

جدول ۳: مقایسه مقاومت برشی نهایی تیورق G1

Table 3. Ultimate shear resistance of FE models for G1

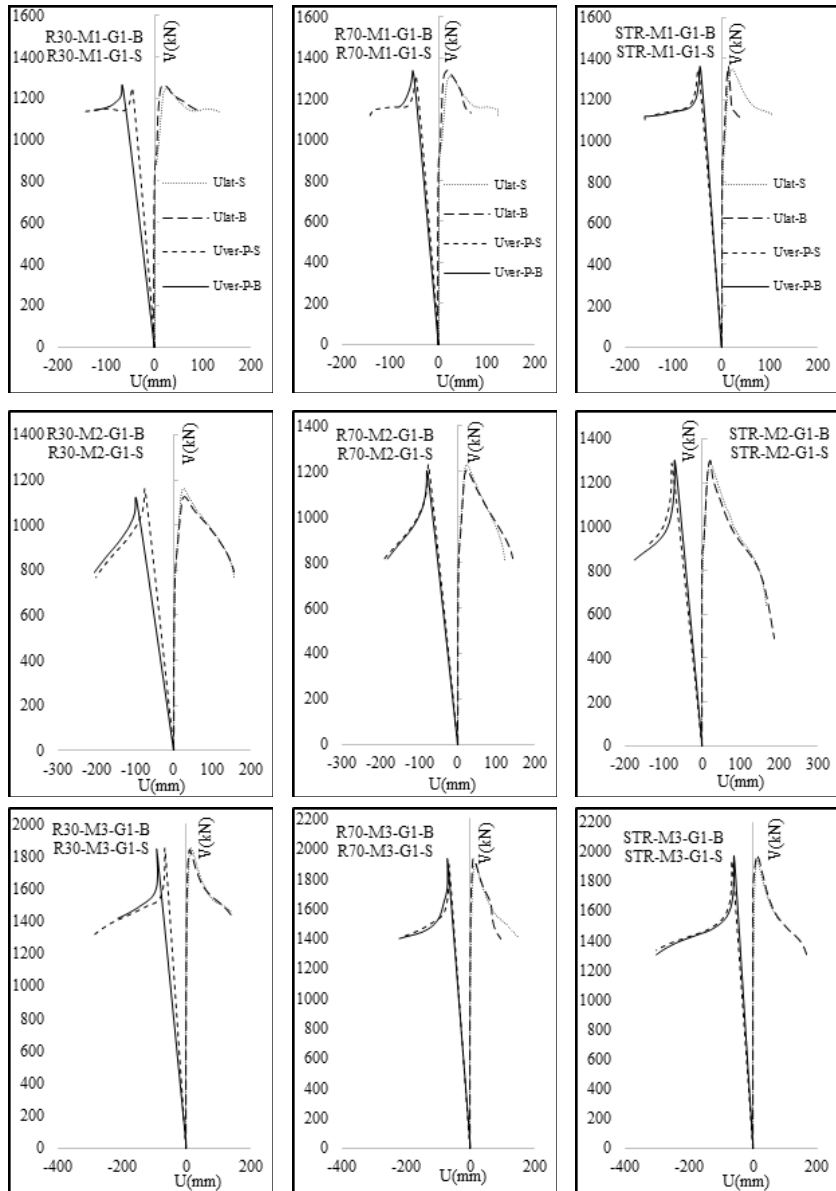
مجموعه	شعاع انحنا	$V_u^S (kN)$	$V_u^B (kN)$	اختلاف (%)
M1	R30	۱۲۴۹/۸۳	۱۲۶۵/۵۲	۱/۲۶
	R70	۱۳۱۱/۴۹	۱۳۳۷/۵۷	۱/۹۹
	STR	۱۳۵۰/۵۷	۱۳۶۲/۹۴	۰/۹۲
M2	R30	۱۱۶۰/۱	۱۱۲۳/۷۱	۳/۳۴
	R70	۱۲۲۸/۸۳	۱۲۰۴/۴۴	۲/۰۳
	STR	۱۲۸۹/۸۵	۱۳۰۳/۴۲	۱/۰۵
M3	R30	۱۸۴۸/۲۸	۱۸۴۷/۴۷	۰/۰۴۴
	R70	۱۹۰۲/۴۳	۱۹۳۷/۲۶	۱/۳۸
	STR	۱۹۴۲/۳۷	۱۹۷۱/۹۴	۱/۵۲

۳- نتایج مطالعات پارامتریک

۳-۱ رفتار و مکانیزم زوال برشی تیورق‌ها در سیستم پل و تک-تیورقی

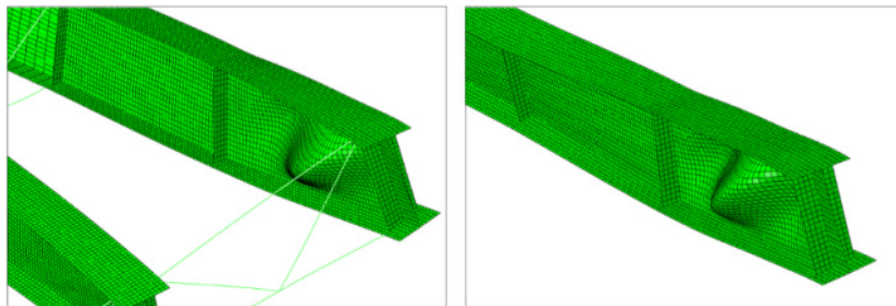
تیورق G1

به منظور مقایسه رفتار و مکانیزم زوال برشی تیورق G1 در داخل سیستم پل (B) و تک-تیورق معادل (S)، نمودار نیروی برشی ماکزیمم-تغییرمکان قائم زیر بار (Uver-P) و هم‌چنین نمودار نیروی برشی ماکزیمم-تغییرمکان ماکزیمم خارج از صفحه (Ulat، شعاعی) پانل انتهایی برای همه مجموعه‌ها در شکل ۷ گردآوری شده است. نیروی برشی حداکثر تحمل شده توسط تیورق‌ها در همه مدل‌ها، در جدول ۳ نشان داده شده است. در شکل ۸ نیز مقایسه‌ای از رفتار و زوال برشی تیورق G1، برای سیستم پل چهارتیورقی R30-M3-G1-S و تک-تیورقی R30-M3-G1-B برای نمونه در مرحله حدنهایی باربری ارائه شده است. با توجه به نتایج، مشاهده می‌گردد که برای پانل انتهایی، منحنی بار برشی-تغییرمکان و مکانیزم زوال در مدل‌های چهارتیورقی و تک-تیورقی معادل، مشابه یکدیگر بوده و مقدار نیروی برشی نهایی و نیروی کماتشی برشی در دو حالت مذکور به یکدیگر نزدیک می‌باشد.



شکل ۷: رفتار تیرورق G1 در مجموعه M1-M2-M3 داخل سیستم پل و تک-تیرورق معادل

Fig. 7. The behavior of G1 in bridge systems and single girders in M1-M2-M3 sets



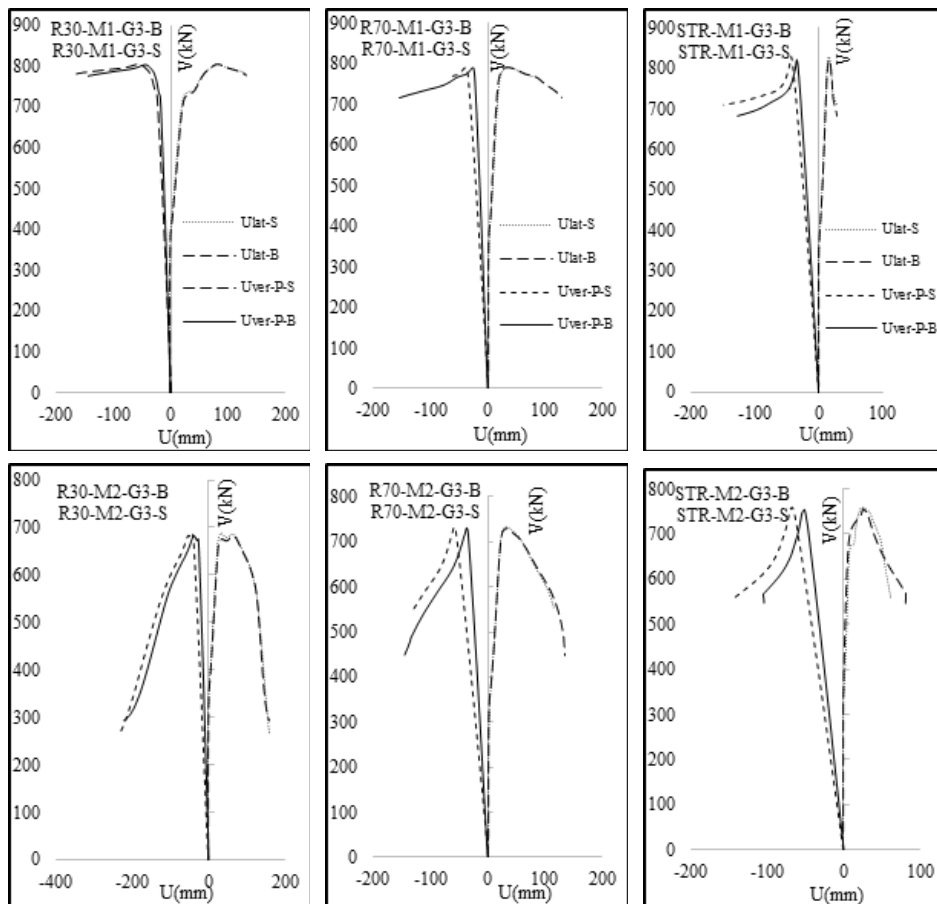
شکل ۸: مکانیزم زوال برشی تیرورق G1 در داخل و خارج از سیستم پل برای مجموعه M3 (ضریب بزرگنمایی: ۲۰)

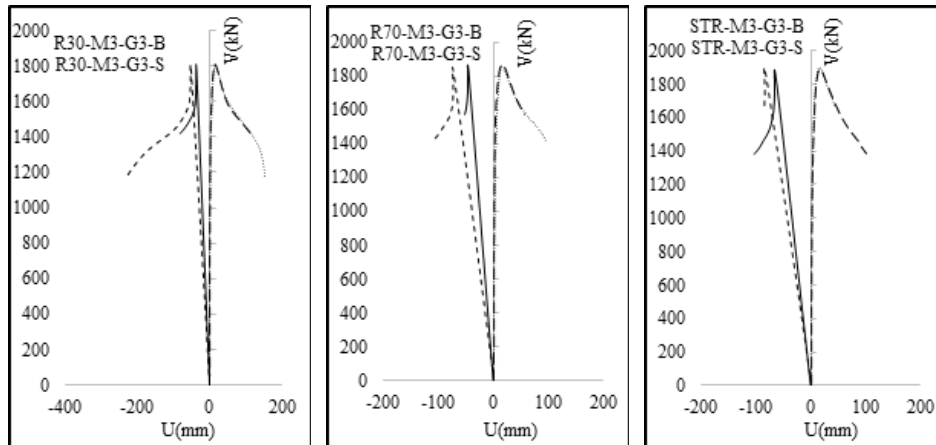
Fig. 8. Comparative shear failure modes of G1; multi-girder versus single-girder models for M3 (scale factor:20)

تیورق G3

۱۱ نمودار بار کل وارده بر سیستم پل و تک-تیورقی در مقابل تغییرمکان قائم نشان داده شده است. با توجه به این شکل، تیورق داخل سیستم پل، بار بیشتری نسبت به تک-تیورق تحمل می‌نماید. دلیل نتایج مشاهده شده در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، وجود قاب‌های عرضی و عملکرد سیستماتیک تیورق‌های مجاور است. قاب‌های عرضی به دلیل داشتن المان‌های مورب و اتصال به تیورق‌های کناری، دارای سختی قائم بوده و به عنوان تکیه‌گاه عمل می‌نماید و به پانل مجاور پانل انتهایی این امکان را می‌دهد که نیروی برشی جذب نماید. نحوه توزیع تنش در تیورق G3 برای سیستم پل در شکل ۱۰ نیز نشان‌دهنده این موضوع است که قاب‌های عرضی به عنوان تکیه‌گاه عمل نموده و نیرو را به تیورق‌های کناری G2 و G4 منتقل می‌نمایند به نحوی که در طول تیورق G3 بعد از قاب عرضی تنش‌های بسیار کمی وجود دارد. شکل ۱۲ زوال برشی در سیستم پل برای تیورق G3 را با زوال برشی حاصل از نتایج آزمایشگاهی تیورق دو سر ساده دو پانلی با بار متمرکز در وسط، مقایسه می‌نماید که با توجه به این شکل، عملکرد تکیه‌گاهی قاب‌های عرضی بیشتر روشن می‌شود.

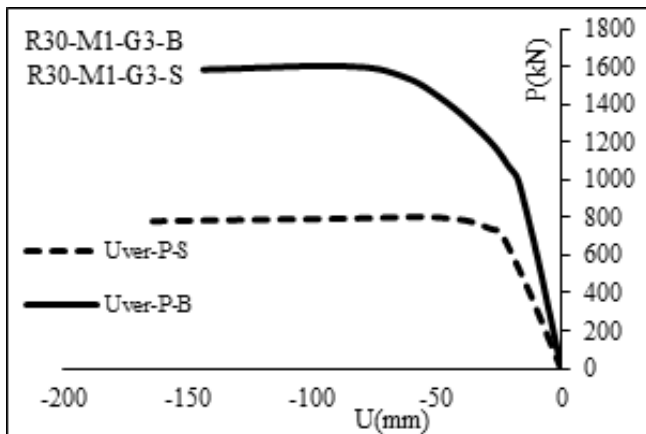
در شکل ۹ نتایج نموداری برای تیورق G3 در داخل سیستم پل و تک-تیورق معادل و در جدول ۴ نیروی برشی حداکثر تحمل شده توسط تیورق‌ها برای همه مدل‌ها در پانل انتهایی، نشان داده شده است. در این تیورق‌ها نیز، منحنی بار برشی-تغییرمکان و مکانیزم زوال در مدل‌های چهارتیورقی و تک‌تیورقی معادل، مشابه یکدیگر بوده و مقاومت برشی نهایی و نیروی کم‌انرژی برشی در دو حالت به یکدیگر نزدیک است. در شکل ۱۰ نیز برای نمونه مقایسه‌ای از رفتار و زوال برشی تیورق G3، برای سیستم پل R30-M3-G3-B و تک-تیورقی R30-M3-G3-S در مرحله پایان باربری ارایه شده است. با توجه به شرایط مرزی و الگوی بارگذاری در نظر گرفته شده در مدل‌های اجزا محدودی (شکل ۶)، در صورتی که تیورق G3 به صورت تک-تیورقی و خارج از سیستم پل در نظر گرفته شود، فقط در پانل انتهایی نیروی برشی می‌تواند وجود داشته باشد. در حالی که با توجه به شکل ۱۰ در سیستم پل چهارتیورقی در نظر گرفته شده، در پانل مجاور پانل انتهایی نیز نیرو و زوال برشی وجود دارد. در شکل





شکل ۹: رفتار تیورق G3 در مجموعه M1-M2-M3 داخل سیستم پل و تک-تیورق معادل

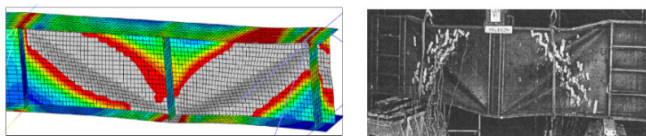
Fig. 9. The behavior of G3 in bridge systems and single girders in M1-M2-M3 sets



شکل ۱۱: بار کل وارد شده در مدل تک-تیورقی و داخل سیستم

پل برای زوال برشی G3 در مجموعه M1

Fig. 11. The ultimate applied load in multi-girder bridge system and single girder models for the failure of G3 girder in M1 set



شکل ۱۲: مقایسه لحظه نهایی باربری برای مدل R30-M1-

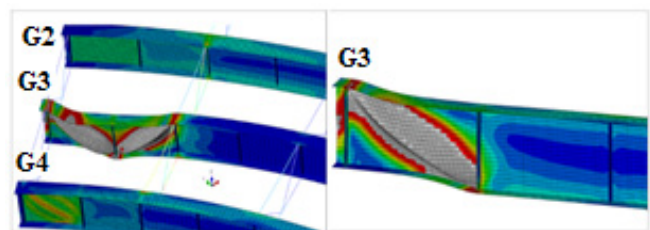
G3-B با نتایج آزمایشگاهی زوال برشی تیورق دوپانلی

Fig. 12. Comparison of shear failure modes for R30-M1-G3-B and experimental two-paneled girder

جدول ۴: مقایسه ظرفیت باربری برشی تیورق G3

Table 4. Ultimate shear resistance of FE models for G3

مجموعه	شعاع انحنای	V_u^S (kN)	V_u^B (kN)	اختلاف (%)
M1	R30	۸۰۳/۰۳	۸۰۳/۲۴	۰/۰۲۶
	R70	۷۹۲	۷۹۱	۰/۱۳
	STR	۸۲۷/۹۲	۸۲۱/۳۱	۰/۷۹
M2	R30	۶۸۶/۸۶	۶۸۲/۶۵	۰/۶۲
	R70	۷۳۳	۷۳۱/۲۱	۰/۳۸
	STR	۷۶۰/۱۲	۷۵۴/۷۵	۰/۷۱
M3	R30	۱۸۱۳/۴۱	۱۸۰۹/۳۶	۰/۲۲
	R70	۱۸۵۱/۰۴	۱۸۶۸/۲۵	۰/۹۲
	STR	۱۹۰۰/۷۸	۱۸۸۷/۱۸	۰/۷۲



شکل ۱۰: مکانیزم زوال برشی تیورق G3 در داخل و خارج از سیستم پل برای مجموعه M1 (ضریب بزرگنمایی: ۵)

Fig. 10. Comparative shear failure modes of G3; multi-girder versus single-girder models for M1 (scale factor: 5)

در هریک از مدل‌های فوق مقادیر نقص اولیه زیر وارد شده و تحت بارگذاری برشی، مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

$$\bullet \quad 0, t_w/100, t_w/50, t_w/10, t_w/2$$

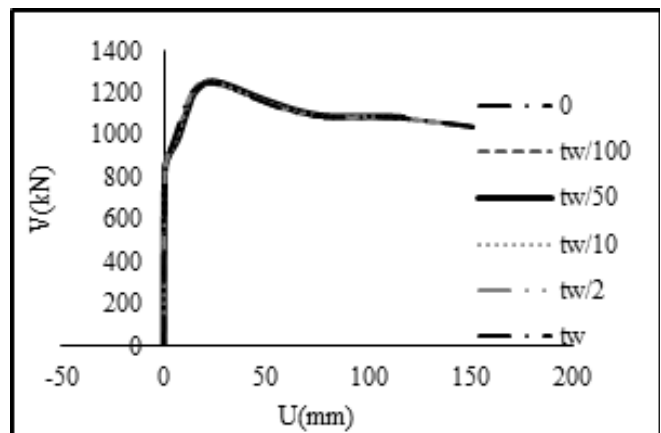
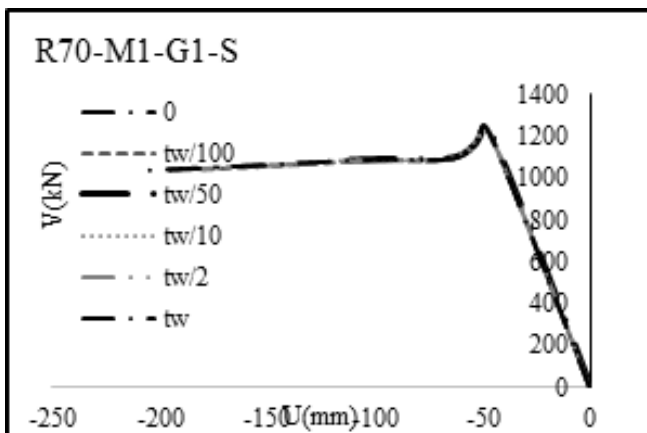
مطابق مطالب گفته شده ۲۴ مدل برای بررسی حساسیت جان تیورق‌ها و بدست آوردن مقدار مناسب برای اعمال نقص اولیه در نرم‌افزار اجزا محدودی ساخته و مورد تحلیل قرار گرفته شده است. نتایج حاصل از آنالیز حساسیت در شکل‌های ۱۳ و ۱۴ برای نمونه تیورق‌های مستقیم و خمیده دارای شعاع انحنای ۷۰ متر با ضخامت‌های جان ۸ میلی‌متر و ۱۰ میلی‌متر نشان داده شده است. هر یک از شکل‌های مذکور با دو نمودار نشان داده شده است. نمودار سمت راست نشان‌دهنده نیروی برشی ماکزیمم-تغییرمکان خارج از صفحه ماکزیمم در پانل‌های انتهایی و نمودار سمت چپ نشانگر نیروی برشی ماکزیمم-تغییرمکان قایم (داخل صفحه) وسط جان در زیر محل اثر بار می‌باشد. همچنین در جدول ۵ ظرفیت باربری برشی نهایی در حالت بدون اعمال نقص اولیه (V_u^0) و با اعمال نقص اولیه به مقدار t_w (بیشترین مقدار نقص اولیه اعمالی، $V_u^{t_w}$) در چهارنمونه تیورق یاد شده آورده شده است. مشاهده می‌شود که در تیورق‌های مستقیم با افزایش مقدار نقص اولیه، حد نهایی باربری برشی تیورق به طور محسوسی کاهش می‌یابد؛ در صورتیکه در تیورق‌های دارای شعاع خمیدگی ۷۰ متر این اختلاف مشاهده نمی‌گردد. همچنین با افزایش ضخامت جان تیورق که در این حالت سازه به کماتش حساسیت زیادی ندارد، این اختلاف کمتر شده و از ۱۷/۵۲٪ به ۹/۰۸٪ رسیده است. با توجه به مطالب عنوان شده می‌توان نتیجه گرفت که در تیورق‌های خمیده، نقص اولیه تأثیری در ظرفیت برشی نهایی این سازه‌ها نداشته در صورتی که در تیورق‌های مستقیم، نقص اولیه نقش تأثیرگذاری در مقاومت نهایی برشی ایفا می‌نماید که در آیین‌نامه AASHTO از این اثر صرف نظر شده است.

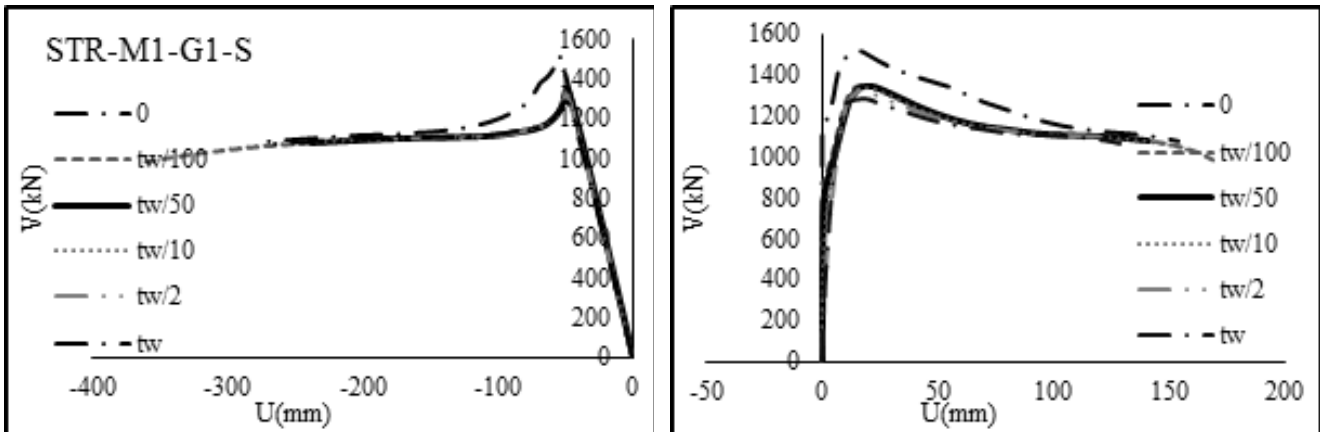
با توجه به شکل‌های ۷ و ۹ مشاهده می‌شود که در تیورق G1 بین دو حالت داخل سیستم پل و تک-تیورقی، اختلاف سختی اولیه وجود دارد که با افزایش انحنا این اختلاف سختی نیز بیشتر می‌شود و در برخی موارد سختی تک-تیورق و در برخی موارد سختی تیورق سیستم پل بیشتر می‌باشد. ولی در تیورق G3 یک اختلاف سختی ثابت وجود دارد که در هر حالتی سختی تیورق سیستم پل بیشتر از سختی تک-تیورق می‌باشد. باید توجه داشت عوامل متعددی در سختی اولیه تیورق‌ها در حالت داخل سیستم پل و تک-تیورقی نقش دارند که از جمله این موارد می‌توان به ضریب بار اعمالی به سایر تیورق‌ها ($0.2p$)، نحوه معادل‌سازی سختی شعاعی و قایم قاب‌های عرضی و محل قرارگیری تیورق‌ها (تیورق داخلی یا بیرونی) اشاره نمود. در مورد اختلاف مشاهده شده در سختی بین تیورق G1 و G3، محل قرارگیری تیورق نقش خود را بیشتر از سایر عوامل نشان می‌دهد. تیورق G1 تنها از یک طرف و تیورق G3 از دو طرف به قاب‌های عرضی متصل می‌باشد. بنابراین G3 هم در راستای شعاعی و هم در راستای قایم بیش از G1 مقید شده است.

۳-۲- بررسی اثر نقص اولیه در رفتار و مقاومت برشی تیورق‌ها

برای بررسی اثر نقص اولیه در رفتار برشی تیورق‌ها، مد اول کماتشی حاصل از تحلیل مقدار ویژه، شبیه‌سازی شده و آنالیز حساسیت بر روی آن انجام شده است. برای انجام این آنالیز، نمونه تک-تیورق R70-G1-S از G1-S بین تیورق‌های خمیده و نمونه تک-تیورق STR-G1-S از بین تیورق‌های مستقیم در نظر گرفته شده است. سپس دو مجموعه ضخامتی به نمونه‌های فوق اختصاص داده شده و بدین ترتیب چهار مدل با خصوصیات زیر ایجاد شده است:

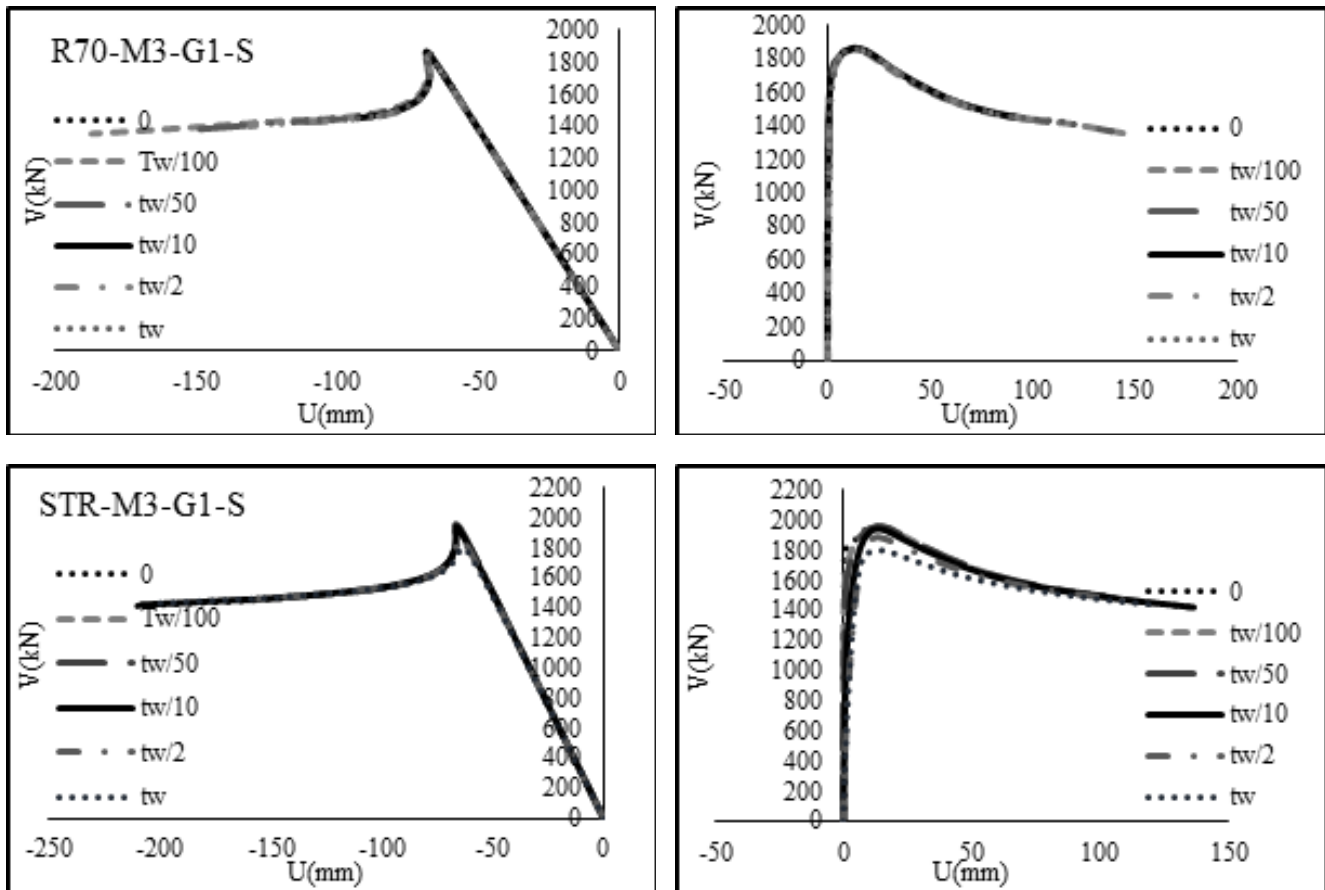
- مدل R70-G1-S با $t_w = 8mm$ و $t_f = 40mm$
- مدل STR-G1-S با $t_w = 8mm$ و $t_f = 40mm$
- مدل R70-G1-S با $t_w = 10mm$ و $t_f = 40mm$
- مدل STR-G1-S با $t_w = 10mm$ و $t_f = 40mm$





شکل ۱۳: نتایج آنالیز حساسیت نقص اولیه برای تیرورق با ضخامت جان ۸mm

Fig. 13. Imperfection sensitivity analyses for girder with web thickness of 8 mm



شکل ۱۴: نتایج آنالیز حساسیت نقص اولیه برای تیرورق با ضخامت جان ۱۰ mm

Fig. 14. Imperfection sensitivity analyses for girder with web thickness of 10 mm

جدول ۵: مقایسه ظرفیت باربری برشی تیورق G1 بدون اعمال نقص اولیه و با نقص اولیه به مقدار t_w

Table 5. Ultimate shear resistance of G1 without imperfection and with imperfection magnitude of

تیورق / شعاع انحنای	$V_u^{t_w} (kN)$	$V_u^0 (kN)$	حداکثر اختلاف (%)
STR- $t_w=8$	۱۵۱۳/۶۵	۱۲۸۸/۰۰	۱۷/۵۲
R70 - $t_w=8$	۱۲۵۴/۷۴	۱۲۵۳/۲۴	۰/۱۲
STR- $t_w=10$	۱۹۶۴/۶۳	۱۸۰۱/۰۵	۹/۰۸
R70 - $t_w=10$	۱۸۶۵/۱۸	۱۸۵۶/۷۶	۰/۴۵

۴- نتیجه گیری

در این مقاله رفتار، مقاومت و زوال برشی تیورق های فولادی خمیده در افق در دو حالت سیستم پل و تک-تیورقی مورد بررسی قرار گرفتند. در این راستا، یک پل خمیده مینا که توسط آیین نامه AASHTO طراحی شده بود مدنظر قرار گرفت و با تغییر ابعاد و هندسه آن، مشخصات مدل های مطالعات پارامتریک تعیین شدند. نتایج کلی به شرح زیر می باشند:

- رفتار برشی، مقاومت برشی نهایی و مقاومت کمانشی برشی در سیستم پل و تک-تیورق مشابه بوده و برای بررسی تاثیر پارامترهای مختلف از جمله نقص اولیه بر روی آنها، می توان بجای مدل سازی کل سیستم پل، از تک-تیورق های معادل استفاده نمود.
- تفاوت اصلی بین مدل های چهارتیورقی و مدل های تک-تیورقی در سختی الاستیک آنها است. در تیورق های کناری، سختی الاستیک تیورق در داخل سیستم، گاهی کمتر یا بیشتر از سختی الاستیک مدل های تک-تیورقی بوده و اختلاف سختی با افزایش انحنای زیادتر شده است. در تیورق میانی، همواره یک اختلاف سختی ثابت بین دو حالت وجود دارد و سختی تیورق داخل سیستم پل همواره بیشتر از تک-تیورق می باشد.
- اختلاف سختی بین تیورق های داخل سیستم پل و تک-تیورق ها، ناشی از نحوه معادل سازی قاب های عرضی در مدل های تک-تیورقی است. در مدل های تک-تیورقی در محل قاب عرضی از تکیه گاه صلب شعاعی استفاده شده است که بیانگر سختی واقعی شعاعی و قایم قاب های عرضی نیست. برای کاهش این اختلاف می توان از فترهایی برای مدل سازی سختی واقعی قاب های عرضی در تک-تیورق ها بهره برد.
- تک-تیورق ها قادر به پیش بینی زوال برشی برخی از پانل های تیورق میانی سیستم پل نیستند. دلیل این امر تاثیر سختی قایم قاب های عرضی و اندرکنش بین تیورق ها در سیستم پل است که

در مدل تک-تیورقی در نظر گرفته نمی شوند.

- تحت الگوی نقص اولیه در نظر گرفته شده در تیورق های خمیده، مقاومت برشی نهایی به میزان نقص اولیه حساس نیست، اما در تیورق های مستقیم، با افزایش مقدار نقص اولیه مقاومت نهایی کاهش محسوسی پیدا می کند که آیین نامه AASHTO این اثر را در نظر نگرفته است.
- آیین نامه AASHTO حداکثر مقدار L_b/R را به 0.1 محدود می کند. در این پژوهش تیورق هایی با پارامتر L_b/R برابر با 0.15 نیز مورد بررسی قرار گرفتند. مشاهده شد که در مکانیزم زوال برشی و رفتار برشی این تیورق ها تغییری ایجاد نمی شود.

فهرست علائم

R	شعاع انحنای تیورق
L	طول تیورق
L_b	فاصله قاب های عرضی
α	شدت انحنای تیورق
t_f	ضخامت بال تیورق
t_w	ضخامت جان تیورق
λ_w	نسبت لاغری جان تیورق
λ_f	نسبت لاغری بال تیورق
V	نیروی برشی مقطع تیورق
V_u	مقاومت برشی نهایی مقطع

مراجع

[1] C.G. Salmon, J.G. Johnson, F.A. Malhas, Steel Structures: Design and Behavior; Emphasizing Load and Resistance Factor Design, Prentice hall, 2008.

[2] R.D. Ziemian, Guide to Stability Design Criteria for Metal Struct, John Wiley & Sons, 2010.

[3] AASHTO, Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges, in, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, 1980.

[4] Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (Draft), in, Hanshin Expressway Public Corporation and Steel Structure Study Committee, Japan, 1988.

[5] AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications, in, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, 2004.

[6] J. Mozer, R. Ohlson, C.G. Culver, Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders, Technical Report, Carnegie-Mellon University,

- [13] D.G. Linzell, Studies of a Full-Scale Horizontally Curved Steel I-Girder Bridge System Under Self- Weight, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 1999.
- [14] D.W. White, A.H. Zureick, N. Phoawanich, S.-K. Jung, Development of Unified Equations for Design of Curved and Straight Steel Bridge I Girders, Technical Report, American Iron and Steel Institute, Federal Highway Administration, Atlanta, 2001.
- [15] J.S. Davidson, M.A. Keller, C.H. Yoo, Cross-Frame Spacing and Parametric Effects in Horizontally Curved I- Girder Bridges, Journal of Structural Engineering, 122(9) (1996) 1089- 1096.
- [16] M.M. Alinia, M. Shakiba, H.R. Habashi, Shear Failure Characteristics of Steel Plate Girders, Thin-Walled Structures, 47(12) (2009) 1498-1506.
- [17] M.M. Alinia, A. Gheitasi, M. Shakiba, Post buckling and ultimate state of stress in steel plate girders, Thin-Walled Structures, 49(4) (2010) 455-464
- Pittsburgh, 1971.
- [7] H. Nakai, T. Kitada, R. Ohminami, K. Fukumoto, Experimental Study on Shear Strength of Horizontally Curved Plate Girders, Japan Society of Civil Engineers, 1984(350) (1984) 281-290.
- [8] N.E. Shanmugam, M. Mahendrakumar, V. Thevendran, Ultimate Load Behavior Of Horizontally Curved Plate Girders, Journal of Constructional Steel Research, 59(4) (2003) 509-529.
- [9] S.K. Jung, D.W. White, Shear Strength Of Horizontally Curved Steel I- Girders – Finite Element Analysis Studies, Journal of Constructional Steel Research, 62(4) (2006) 329-342.
- [10] Abaqus 6.13, Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc, 2013.
- [11] A. Zureick, D.W. White, N. Phoawanich, J. Park, Shear Strength of Horizontally Curved Steel I-Girders — Experimental Tests, Technical Report, No.02-4, Federal Highway Administration, Washington, 2002.
- [12] J.L. Hartmann, An Experimental Investigation of the Flexural Resistance of Horizontally Curved Steel I-Girder Systems, University of Maryland, College Park, 2005.

Please cite this article using:

M. M. Alinia, M. Mohammadzadeh, The Shear Loading Capacity and Behavior of Horizontally Curved Steel I-girder Bridges, and the Imperfection Effect. *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(4) (2018) 733-744.

DOI: 10.22060/ceej.2015.409

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

