

تحلیل تنش‌های برشی در جان تیر ورقهای با جان عمیق موج‌دار

محمد علی گودرزی خویگانی، دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران
حسین رجایی، استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

E-mail: hrajae@aut.ac.ir

چکیده

در طرح و ساخت تیر ورقهای با جان عمیق استفاده از جان موج‌دار به دلیل افزایش سختی خارج صفحه و مقاومت کمانشی آن، بدون بکارگیری سخت‌کننده‌های قائم، در دهه‌های اخیر مورد توجه و استفاده قرار گرفته است. نوع خاصی از جانهای فلزی موج‌دار به همراه بالهای بتنی پیش‌تینیده در قالب تیرهای مرکب در پلها به طور وسیع به کار گرفته شده است. شکل پروفیل‌های مختلفی که معمولاً برای موج‌جان این تیرها مورد استفاده قرار می‌گیرد دوزنقه‌ای، زیگزاگ و سینوسی است. این تحقیق با تعبیه یک مدل سه بعدی اجزای محدود، تحلیل تنش‌های برشی در جان تیر ورقهای فولادی با پروفیل موج دوزنقه‌ای را با ملاحظه مدهای مختلف کمانشی، مورد مطالعه قرار می‌دهد. همچنین بررسی پارامتریک جهت ارزیابی تأثیر پارامترهای هندسی مختلف در ظرفیت برشی نهایی جان این تیرورقها انجام شده است. این پارامترها برای موجهای دوزنقه‌ای عبارتند از: (۱) زاویه موج دوزنقه‌ای (۲) طول قسمت مسطح موج (۳) عمق موج (۴) ضخامت جان (۵) ارتفاع مقطع. با استفاده از مدل یاد شده مطالعات پارامتریک در برش، برای موج‌های سینوسی نیز دنبال شده و تأثیر طول موج و دامنه موج را در ظرفیت نهایی برش مورد بررسی قرار داده است. مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج حاصل از روابط تحلیلی موجود برای صفحات مسطح، فرض رفتار صفحات ارتوتروپیک را برای جان موج‌دار در حالت وقوع کمانشی کلی جان مورد تأیید قرار می‌دهد. بر پایه نتایج عددی حاصل شده، مزایا و معایب جانهای با پروفیل موج سینوسی و دوزنقه‌ای در پایان مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

واژه‌های کلیدی: اجزای محدود، تحلیل غیرخطی، تیرهای با جان موج‌دار، موج دوزنقه‌ای، موج سینوسی، روش عددی

۱. مقدمه

موج‌دار کردن جان با افزایش سختی خارج صفحه ورق باعث حذف سخت‌کننده‌های عرضی می‌شود و امکان استفاده از جان نازک‌تر را نیز مهیا می‌کند. تیر ورقهای فلزی، متشکل از جان موج‌دار و بالهای فلزی، بیشتر در ساختمانها و تیر ورقهای مرکب

یک روش اقتصادی برای جلوگیری از کمانش جان، موج‌دار کردن آن است. برای جلوگیری از کمانش جان تیر ورقهای I شکل معمولی با جان مسطح یا باید ضخامت جان را زیاد و یا از سخت‌کننده‌های عرضی و طولی استفاده کرد، در حالی که

اقتصادی تر شدن تیرهای با جان موج دار می شود. خصوصاً در تیرهای بتنی، به دلیل جایگزینی جان بتنی با یک ورق فولادی سبک کاهش قابل توجهی در وزن تیر حاصل می شود.

- اصلی ترین نقص تیر ورقهای با جان موج دار، افزایش هزینه های مربوط به ساخت ورق های موج دار است. هر چند با بکارگیری جانهای موج دار، هزینه های مربوط به استفاده از سخت کننده های عرضی و ضخیم تر بودن جان وجود ندارد.

مشکل از جان موج دار و بالهای بتنی پیش تنیده بیشتر در پلها بکار می رود (شکل ۱). ایده استفاده از تیرهای فولادی با جان موج دار، اولین بار در ساختهای صنعتی با ضخامت جان حدود ۲ تا ۵ میلیمتر مطرح شد. با این کار نسبت ارتفاع به ضخامت جان می تواند تا مقدار ۲۶۰ افزایش یابد. این نسبت برای تیرورقهای با جان موج دار بکار گرفته شده در پلها، تا مقدار ۴۰۰ هم استفاده شده است.

۲. مزایا و معایب

در جمع بندی کلی، ویژه گی های بارز جان های موج دار را می توان در موارد زیر خلاصه کرد.

- موج دار کردن جان باعث می شود تا کمانش جان به صورت موضعی در قسمتهای مسطح موج اتفاق افتد و نتیجتاً افزایش در مقاومت نهایی کمانشی جان ایجاد شود.

- موج دار کردن جان باعث کاهش سختی محوری آن می شود که در نتیجه اثر عوامل ایجاد کننده کرنش محوری جان نظیر نیروهای محوری ناشی از خمش، تغییرات دما، خزش و جمع شدگی در جان تیر کم می شود و در نتیجه حساسیت در مقابل کمانش در جان کاهش می یابد و اثرات ناشی از خطاهای ساخت در افزایش تنش های محوری کم رنگ تر می شود.

- برای تیر ورقهای فلزی با جان موج دار، باید ضخامت بال قدری افزایش یابد، زیرا کمانش موضعی در عرضی بیشتر از نصف بال اتفاق می افتد و همچنین جان تیر در مقابل تنش های خمشی مقاومتی نمی کند. [1]

- در تیرهای مرکب به دلیل پیش تنیده بودن بالها، جان تحت تنش های محوری قرار می گیرد، اما جانهای موج دار به علت عدم سختی محوری و امکان وقوع تغییر شکل در راستای محور جان، تحت تأثیر تنش های محوری ایجاد شده قرار نمی گیرند. این ویژگی به خاصیت آکاردئونی جان معروف است. [2]

- در خصوص تیرورقهای قوطی شکل که جان آنها از ورقهای فلزی موج دار ساخته شده است، مقاومت در مقابل تنش های برشی ناشی از اثرات پیچشی بارهای خارجی افزایش می یابد.

همچنین توزیع تنش در این تیرها یکنواخت تر است [3].

- کاهش ضخامت جان و حذف سخت کننده ها و هزینه های مربوط به جوشکاری آنها باعث کاهش وزن و در نتیجه

۲-۱ مرور تحقیقات انجام شده

ویژگیهای یاد شده باعث شد تا نحوه عملکرد این تیرها مورد توجه بسیاری از محققان قرار گیرد. این تحقیقات نخستین باریوسیله گروه تحقیقاتی به نام BTP در فرانسه آغاز گردید و سپس توسط Cheyreyzy & Combault در سال ۱۹۹۰ Yoda و همکاران (۱۹۹۴)، Johnson & Elmetwally & Loov (۱۹۹۸) Cafolla (۱۹۹۷)، در خصوص ویژگیهای مختلف این تیر ورقها مطالعات گسترده ای انجام گرفت. اما گزارش نسبتاً جامع از ظرفیت باربری این تیرها در سال ۱۹۹۷ و به وسیله Elgaaly منتشر شده است [5]. Zhang & Li نیز در سال ۲۰۰۰ در مورد تیرهای با جان تماماً موج دار به تحقیق پرداختند [8].

در سالهای اخیر علاوه بر این که تحقیقات پژوهشگران در زمینه استفاده از ظرفیت برشی تیرورقهای فلزی ادامه دارد [10,14,15,16]، سایر زمینه های تحقیقاتی جدید در مورد این تیرها حول سه محور اصلی شامل استفاده از تیرهای مرکب با بال بتنی و جان موج دار فولادی [10,11,18,19]، بررسی اثرات خستگی در این تیرها (استفاده این تیر ورقها در پلها تحت بارهای دوره ای ناشی از حرکت بارهای دینامیکی، امکان ظهور پدیده خستگی در این تیرها را افزایش می دهد) [13,19] و همچنین امکان نورد گرم و استفاده از ظرفیت خمشی جان موج دار علاوه بر مزایای برشی آن [8,12]، ادامه دارد.

خلاصه نتایج حاصل از این تحقیقات به شرح زیر است:

○ در تیرهای با جان موج دار وظیفه تحمل تنش های خمشی به طور کامل با بالهاست و وظیفه تحمل برش با جان تیر است. به عبارت دیگر هیچ اندرکنشی بین برش و خمش

بحرانی برای صفحات، بر اساس روابط ارائه شده تئوریک به صورت رابطه زیر است [9].

$$\tau_{cre} = K_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1)$$

که در آن: b پهنای قسمت مسطح موج (شکل ۲) و t ضخامت جان است. K_s ضریب کمانشی است که براساس شرایط تکیه‌گاهی تعیین می‌شود.

$$K_s = 5.34 + 2.3 \left(\frac{b}{h_w}\right) - 3.44 \left(\frac{b}{h_w}\right)^2 + 8.39 \left(\frac{b}{h_w}\right)^3 \quad (2)$$

$$K_s = 5.34 + 4 \left(\frac{b}{h_w}\right)^2 \quad (3)$$

$$K_s = 8.98 + 5.6 \left(\frac{b}{h_w}\right)^2 \quad (4)$$

اگر قسمت مسطح موج دوزنقه‌ای دربالا و پایین دارای شرایط گیردار و از طرف چپ و راست دارای شرایط تکیه‌گاهی ساده در نظر گرفته شود رابطه (۲) مورد استفاده قرار می‌گیرد. این حالت برای تیرهای با بال بتنی صادق است [۱۱].

اگر صفحه مسطح موج را در هر چهار طرف ساده فرض کنیم از رابطه (۳) استفاده می‌شود. رابطه (۴) برای حالتی است که چهارطرف صفحه شرایط تکیه‌گاه ساده فرض شود. این حالت برای تیرهای با بال فلزی صادق است. اگر شرایط چهار طرف گیردار را برای کمانش موضعی قسمت مسطح جان در نظر بگیریم، نتایج تئوری، مقادیر دست بالایی را ارائه می‌دهند و اگر فرض کنیم قسمت مسطح موج دوزنقه‌ای به صورت دو طرف گیردار و دو طرف ساده است، نتایج به دست آمده نسبت به نتایج آزمایشگاهی مقادیر کمتری از خود نشان می‌دهد. مطالعات نشان می‌دهد مقدار میانگین حالات یاد شده با نتایج آزمایشگاهی همخوانی دارد [5].

۲-۳-۱- حالت مد کمانش کلی برای جان‌های موج‌دار

دوزنقه‌ای

بررسی‌های محققین نشان می‌دهند که اگر عمق موج دوزنقه‌ای کم و یا به عبارت دیگر عرض قسمت مسطح پانل کوچک باشد، معمولاً کمانش به صورت کلی در طول چند موج و در راستای قطر اتفاق می‌افتد و دیگر به صورت موضعی محدود به قسمتهای مسطح موج نیست. در این حالت جان به صورت

در نظر گرفته نمی‌شود و در نتیجه ظرفیت خمشی این تیرها برابر با ممان پلاستیک بال است. [4]

○ با متراکم‌تر شدن موج جان، کمانش به صورت کلی در جان اتفاق می‌افتد ولی در موجهای بازتر، کمانش به صورت موضعی در قسمتهای مسطح موج اتفاق می‌افتد [5].

○ تحت بارهای جانبی وارد شده به بال، دو ساز و کار لهیدگی برای جان وجود دارد. یا این که بال به سمت جان کمانه کرده و بدون در نظر گرفتن جان تا حد جاری شدن بال پیش می‌رود و یا این که جان در محل زیر بار در اثر خمش بال در جهت قائم جاری می‌شود. در هر دو ساز و کار، مقدار بار نهایی به نقطه اثر بار و پارامترهای موج بستگی دارد. افزایش ارتفاع مقطع باعث افزایش ظرفیت برشی تیر می‌شود، درحالی که در مقاومت لهیدگی درمقابل بارهای جانبی بی‌تأثیر است [6].

○ به طور کلی تیرورق‌های با زاویه موج بیشتر و جان و بال ضخیم‌تر، مقاومت نهایی بیشتری در لهیدگی و برش از خود نشان می‌دهند [7].

○ کمانش موضعی بال تحت فشار در عرضی بیشتر از نصف بال اتفاق می‌افتد. مشاهدات انجام شده، زاویه موج را به عنوان اصلی‌ترین پارامتر در تعیین عرض مؤثر بال معرفی می‌کند [1].

○ بررسی اثر پارامترهای موج سینوسی بر روی مقاومت نهایی تیرهای با جان تماماً موج‌دار بیانگر افزایش ۱/۵ تا ۲ برابری در مقاومت کمانشی این تیرهاست [8].

۲-۲- تنش‌های برشی در تیر ورق‌های با جان موج دار

به طور کلی سه نوع مد کمانشی متفاوت برای تیرورق‌های با جان موج‌دار در مقابل برش وجود دارد. مد کمانش کلی، مد کمانش موضعی و مد کمانش نیمه کلی.

۲-۲-۱- حالت مد کمانش موضعی برای موج‌های دوزنقه‌ای

کمانش موضعی محدود به قسمتهای مسطح یک موج دوزنقه‌ای است. اگر قسمتهای مسطح یک موج دوزنقه‌ای به صورت یک صفحه مسطح در نظر گرفته شود که از بالا و پایین به بالها و از اطراف به قسمتهای مورب موج متصل است، آنگاه تنش برشی

تیرهای آزمایش شده به صورت دو سر ساده است که مدل المان محدود، به دلیل تقارن فقط برای نیمی از تیر بر پا شده است (شکل ۲). بار در انتهای سمت چپ تیر و به صورت متمرکز، بر روی بال بالای تیر اعمال می‌شود. عرض اعمال بار در تمام تحلیلها برابر با یک سانتیمتر است.

از سخت کننده‌های قائم در زیر محل اعمال بار و در محل تکیه گاهها استفاده شده است. اتصال بال به جان به صورت پیوسته می‌باشد و از مدل کردن جوش بال به جان صرفنظر شده است. تعداد المانها در ارتفاع جان ۳۰ عدد در نظر گرفته شده و بال‌ها و سخت کننده‌های قائم به دلیل عدم تأثیر در فرآیند کمانش برشی جان با حداقل تعداد المان مدل سازی شده است.

تحلیل غیر خطی استاتیکی با در نظر گرفتن اثر تغییر شکل‌های بزرگ بیانگر حالت کمانش غیر خطی است. برای تحلیل غیر خطی از نرم افزار ANSYS 5.4 استفاده شده است. در این تحلیل هم اثر غیر خطی حاصل از مصالح و هم اثر غیر خطی هندسی در نظر گرفته شده است. از المان SHELL93 که در کتابخانه نرم افزار موجود است برای مدل سازی بال و جان و سخت کننده‌ها استفاده شده است.

این المان نه گرهی خاصیت پلاستیک شدن را دارا می‌باشد. تنش جاری شدن $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون $\nu = 0.3$ و $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ مصالح ارتجاعی مصالح در نظر گرفته شده است. از منحنی الاستیک-پلاستیک کامل برای مدل رفتاری مصالح استفاده شده است. تنش‌های پسماند در نظر گرفته نشده و از روش نیوتن-رافسون کامل به همراه روند تکراری کمان قوسی برای انجام تحلیل غیر خطی استفاده شده است. افزایش بار خارجی در یک روند تکراری تا رسیدن به تعادل ادامه می‌یابد.

۳-۱ بررسی صحت مدل و ارزیابی آن

در سال ۱۹۹۵ Elgaaly و همکارانش [5]، ۴۲ آزمایش بر روی ۲۱ نمونه تیر دو سر ساده (شکل ۴) انجام دادند که از چهار شکل پروفیل دوزنقه‌ای با ابعاد متفاوت در این تیرها استفاده شده است. پارامترهای تعریف کننده موج دوزنقه‌ای در شکل ۳ نمایان است.

صفحات ارتوتروپیک عمل می‌کند. تنش بحرانی کمانش برای صفحات ارتوتروپیک به شکل زیر محاسبه می‌شود:

$$\tau_{cre} = K_g \frac{(D_y^{.25} D_x^{.75})}{t_w h_w^2} \quad (5)$$

$$D_X = \frac{E \cdot I_X}{C} = \frac{E}{C} \left(2bt(h/2)^2 + \frac{th^3}{6 \sin \theta} \right) \quad (6)$$

$$D_Y = \left(\frac{C}{S} \right) \frac{Et^3}{12} \quad (7)$$

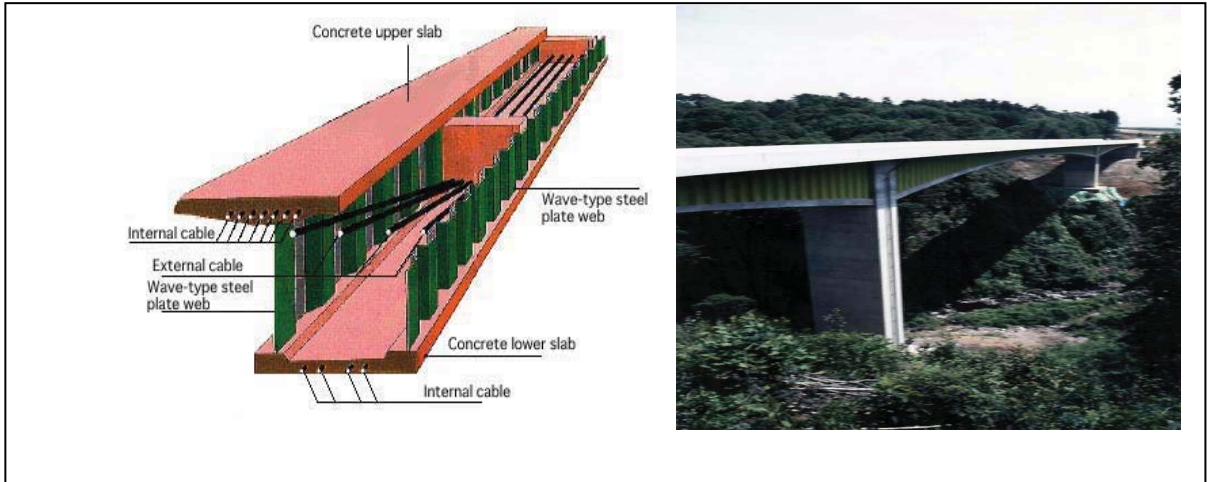
C طول افقی موج و S طول واقعی موج می باشد (شکل ۲). K_g ضریب کمانشی است که به شرایط انتهایی بستگی دارد و مقدار آن برای تکیه گاه ساده برابر با ۳۶ و برای حالت تکیه گاه گیردار برابر ۶۸/۴ است. رابطه (۷) با فرض عدم دوران بالها صادق است و K_g برای تمام تیرها می‌تواند برابر با ۳۶ در نظر گرفته شود، بجز در حالتی که بالها بتنی باشد که مقدار ۶۸/۴ مناسب است. بعضی محققین این مقدار را برای تیرهای کامپوزیت برابر با ۶۰/۴ پیشنهاد می‌کنند [11]. باید توجه کرد که چه در حالت کمانش موضعی و چه در حالت کمانش کلی، اگر τ_{cre} از مقدار $0.8\tau_y$ بیشتر شود، باید از کمانش غیر کشسان در محاسبه تنش بحرانی به شکل زیر استفاده کنیم:

$$\tau_{crei} = \sqrt{0.8\tau_{cre}\tau_y} \quad (8)$$

$$\tau_{cre} > 0.8\tau_y$$

۳. هندسه مدل، بارگذاری و شرایط مرزی

در این قسمت با استفاده از تحلیل غیر خطی به روش المان محدود، به بررسی اثر پارامترهای هندسی مختلف بر بار بحرانی کمانش تیرهای با جان موج دار با پروفیل دوزنقه ای پرداخته شده است. برای این کار پس از معرفی هندسه مدل المان محدود، نمونه‌های آزمایش شده توسط القالی [5] به وسیله مدل مذکور تحلیل شده و صحت عملکرد آن بر پایه نتایج حاصل از این آزمایشات تأیید می‌شود. پس از تأیید مدل المان محدود، علاوه بر انجام مطالعات پارامتریک برای موجهای دوزنقه‌ای، موجهای سینوسی نیز به وسیله آن تحلیل شده و اثر طول موج و دامنه موج بر مقاومت نهایی آنها جهت امکان مقایسه نتایج مدل و نتایج آزمایشگاهی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

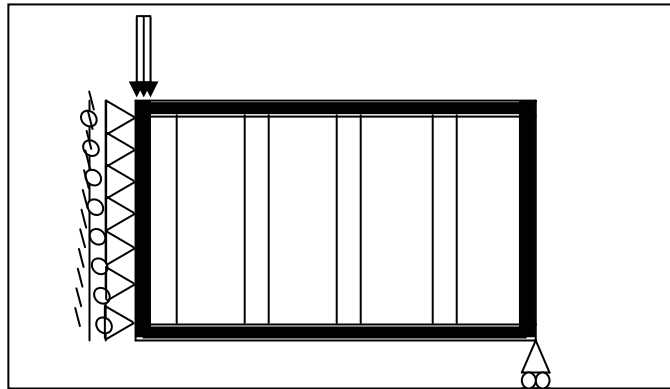


(ب)

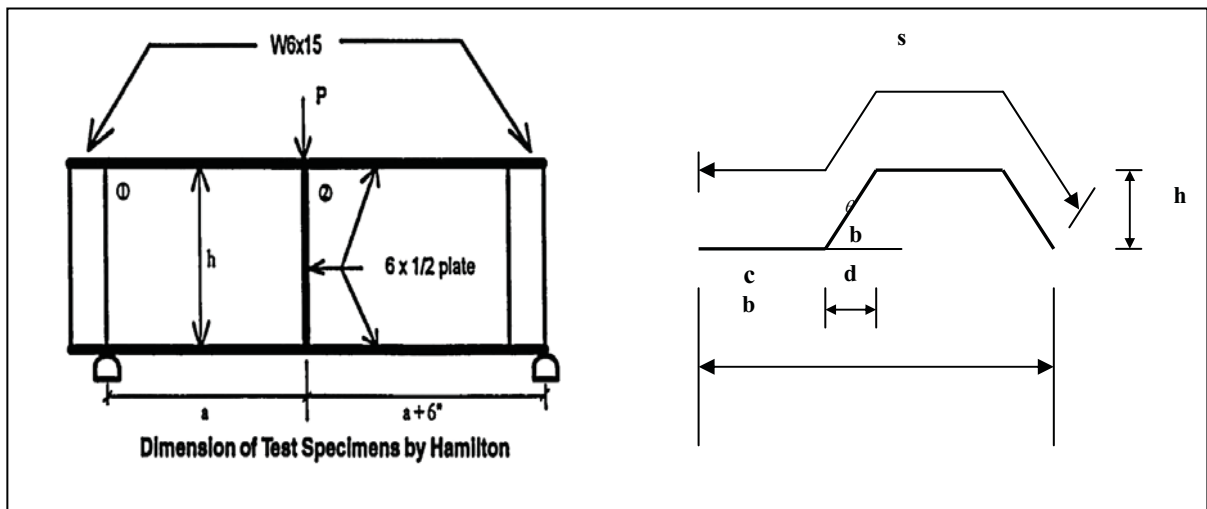
(الف)

شکل ۱. ب. جزئیات تیر مرکب با جان فولادی وب‌های بتنی پس تنیده

شکل ۱. الف. پل هوندانی در ژاپن

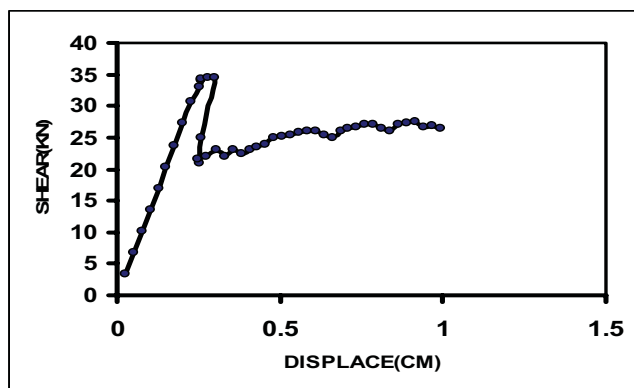


شکل ۲. شکل شماتیک مدل المان محدود نصف تیر



شکل ۳. ب. شکل شماتیک تیرهای آزمایش شده [5]

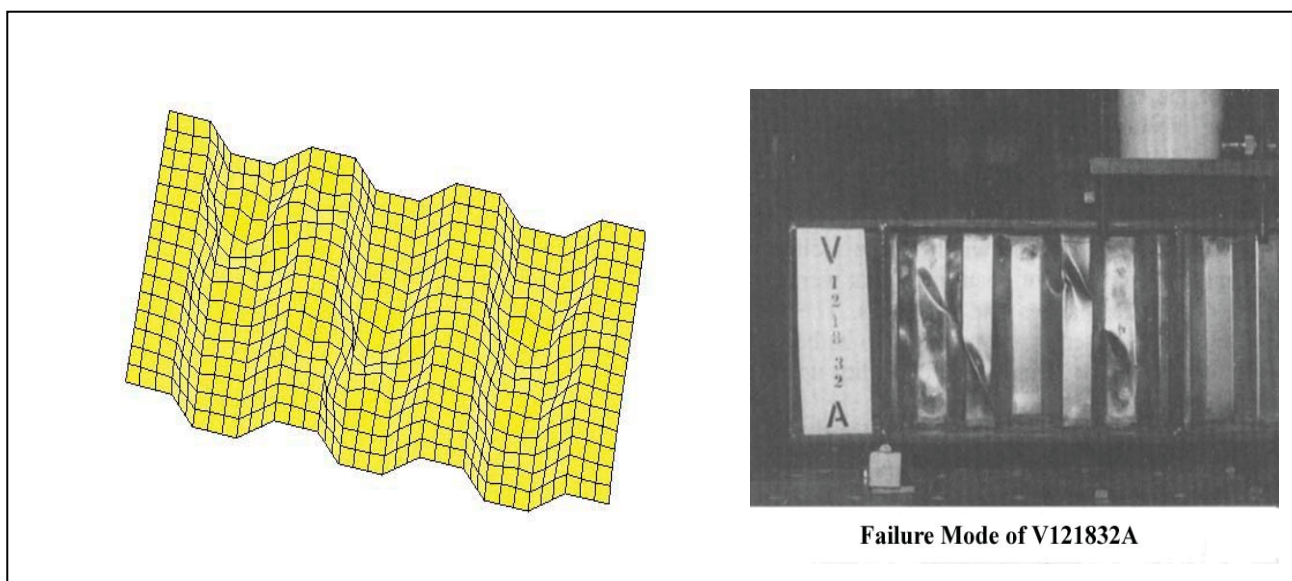
شکل ۳. الف. پارامترهای تعریف کننده موج دوزنقه‌ای



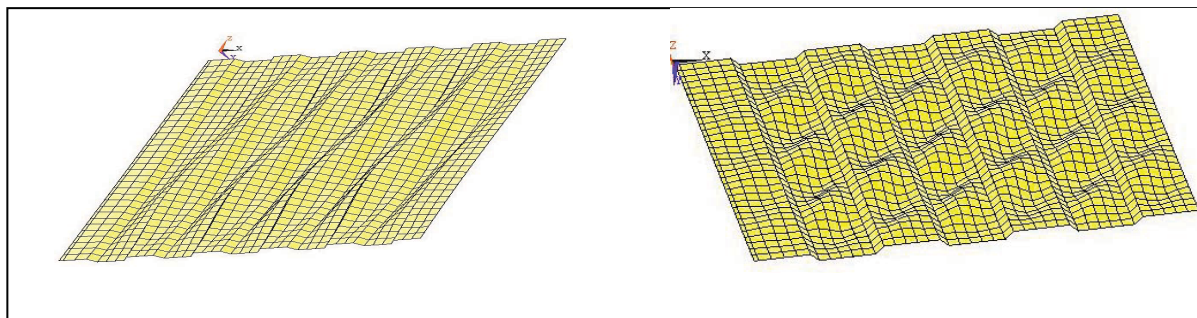
شکل ۴. منحنی بار تغییر مکان برای نمونه V121832A حاصل از تحلیل اجزای محدود

جدول ۱. مقایسه نتایج حاصل از مدل المان محدود با نتایج آزمایشگاهی (ابعاد برحسب سانتیمتر می‌باشد و پارامترها در شکل ۲ معرفی شده‌اند. V_f و V_e به ترتیب نیروی برشی نهایی تحمل شده توسط تیر در آزمایش و تحلیل می‌باشند).

شماره نمونه	t (cm)	H (cm)	b (cm)	d (cm)	h (cm)	V_e (kg/cm ²)	V_f (kg/cm ²)	V_f/V_e
121216A	.063	30.48	3.81	2.54	2.54	50.06	57.5	1.14
121216B	.077	30.48	3.81	2.54	2.54	85.12	87.67	1.03
121832A	.063	45.72	4.98	2.64	5.08	34.49	36.8	1.07
121832A	.063	45.72	4.19	2.34	3.33	61.86	67.5	1.09
181821B	.077	45.72	4.19	2.34	3.33	93.45	109.5	1.17
241216A	.063	60.96	3.81	2.54	2.54	75	95	1.26



شکل ۵. شکل کمانش یافته برای نمونه آزمایشگاهی [12] V121832A در مقایسه با شکل کمانشی تحلیلی



شکل ۶. حالت کمانش یافته نمونه‌های B1, B3 (کمانش کلی و موضعی جان)

جدول ۲. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود برای تنش برشی بحرانی با تغییر مقدار عرض قسمت مسطح موج

	b	Tf	Tcrel	Tcreg	Tf/ Tcrel	Tf/ Tcreg	Tf/ Ty
B1	13	902	785	1876	1.14	0.48	0.26
B2	10	1464	1317	1843	1.11	0.79	0.42
B3	8	1957	2120	1813	0.92	1.07	0.56
B4	5	1875	5220	1750	0.35	1.07	0.54

جدول ۳. نتایج حاصل از تحلیل با تغییرات عمق موج

	h	Tf	Tcrel	Tcreg	Tf/ Tcrel	Tf/ Tcreg	Tf/ Ty
h1	1.5	1251	1317	1230	0.95	1.02	0.36
h2	2	1464	1317	1843	1.11	0.79	0.42
h3	3	1280	1317	3275	0.97	0.40	0.4
h4	5	1293	1317	6652	0.98	0.20	0.38

۴. مطالعه پارامترهای هندسی مؤثر در ظرفیت

نهایی مدل (تیرهای با موج دوزنقه‌ای)

مدل المان محدود به کار رفته همان مدل قبلی است که با نتایج آزمایشگاهی برای موجهای دوزنقه‌ای کالیبره و صحت عملکرد آن با نتایج آزمایشگاهی تأیید شد. پارامترهای هندسی مورد بررسی برای موجهای دوزنقه‌ای عبارتند از: زاویه موج دوزنقه‌ای، طول قسمت مسطح موج، عمق موج، ضخامت جان و ارتفاع مقطع. پارامترهای مذکور در شکل ۲ نشان داده شده است. عرض و ضخامت بال در تمام نمونه‌ها ثابت و برابر $b_f = 15$ و $t_f = 15$ است. پارامترهای هندسی مورد بررسی برای موجهای دوزنقه‌ای عبارتند از: زاویه موج دوزنقه‌ای، طول قسمت مسطح موج، عمق موج، ضخامت جان و ارتفاع مقطع. پارامترهای مذکور در شکل ۳

برای بررسی صحت عملکرد مدل، پنج نمونه از تیرهای آزمایش شده در ابعاد گوناگون انتخاب شده و بوسیله مدل مذکور تحلیل شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل در جدول ۱ آورده شده است. H ارتفاع تیر و t ضخامت جان را نشان می‌دهد. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی مقادیر بالاتری را نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. این افزایش با توجه به حضور عیوب اولیه در نمونه‌های آزمایشگاهی کاملاً قابل توجیه است. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی مقادیر بالاتری را نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

خرابی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی از نظر نوع مدکمانشی همان خرابی حاصل از آزمایش‌ها است. منحنی بار تغییر- مکان برای یکی از تیرهای مورد بررسی برای نمونه در شکل ۴ ارایه شده است. حالت کمانش یافته این نمونه در شکل ۵ نمایان است.

نشان داده شده است. عرض و ضخامت بال در تمام نمونه‌ها ثابت و برابر $b_f = 15$ و $t_f = 15$ است.

۴-۱ اثر تغییرات عرض قسمت مسطح موج دوزنقه‌ای

(b)

برای بررسی اثر طول قسمت مسطح موج بر ظرفیت برشی نهایی و نوع کمانش حاصل شده، چهار نمونه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. مقادیر عمق موج ($h=2$)، زاویه موج ($\alpha = 45^\circ$)، ارتفاع مقطع ($H=100$) و ضخامت جان ($tw=0.1$) در انجام تحلیل ثابت است و عرض قسمت مسطح موج با مقادیر 13cm و 10 و 8 و 5 $b=$ تغییر داده شده است. نتایج مطابق با جدول ۲ است. (همه تنش‌ها بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر و همه ابعاد بر حسب سانتیمتر می‌باشد).

در جدول فوق T_f تنش اسمی گسیختگی حاصل از تحلیل المان محدود، T_{crel} تنش بحرانی کمانش موضعی است که با توجه به عرض قسمت مسطح موج به دست می‌آید و برابر با متوسط نتایج حاصل از رابطه (۱) با فرض شرایط گیردار و ساده است. T_{creg} تنش بحرانی در حالت کمانش کلی با فرض رفتار ارتوتروپیک جان و T_y تنش جاری شدن در برش است که با توجه به معیار وان میسر برابر با $F_y/\sqrt{3}=3464$ است. با افزایش مقدار b کمانش موضعی و با کاهش مقدار b کمانش کلی حاکم می‌شود. جدول (۲) انطباق نسبتاً خوب نتایج حاصل از المان محدود را با روابط تئوری و فرضیهایی که در بخش پیش برای کمانش موضعی و کمانش کلی ارایه شد، نشان می‌دهد. در نمونه‌های که کمانش موضعی حاکم است، نتایج حاصل از تحلیل به مقدار کمانش موضعی نزدیک‌تر است و در نمونه‌های که کمانش ناحیه‌ای و کلی اتفاق می‌افتد، نتایج به مقادیر T_{creg} نزدیک‌تر است (شکل ۶).

۴-۲ اثر ناشی از تغییرات عمق موج (h)

برای بررسی اثر عمق موج، چهار نمونه مورد توجه قرار گرفته‌اند. مقدار عمق موج با مقادیر ۱/۵، ۲ و ۳ و ۵ سانتیمتر تغییر داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل، برای بار بحرانی کمانش در جدول ۳ آورده شده است. کمانش برای نمونه $h1$ از نوع کمانش کلی و برای سایر نمونه‌ها از نوع کمانش موضعی است. با کم شدن عمق موج، رفتار صفحه جان به صورت یکپارچه‌تر

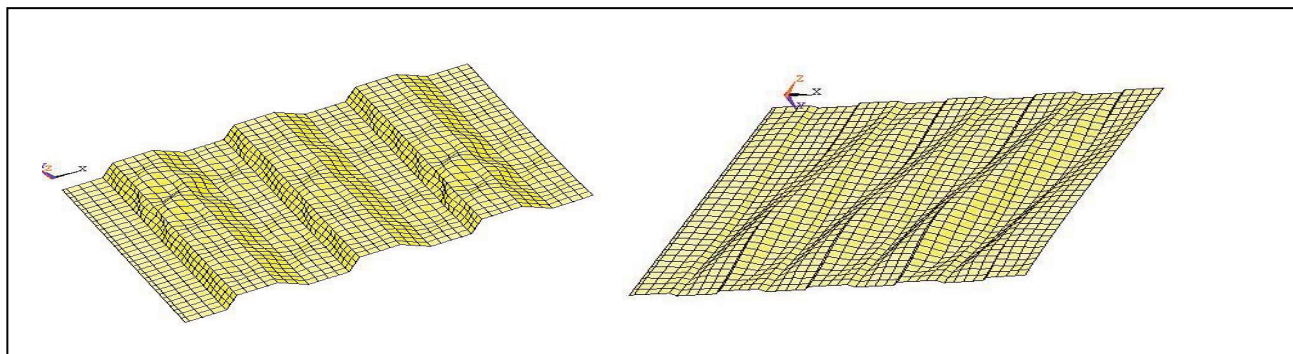
است و انتظار می‌رود که کمانش کلی در سرتاسر ارتفاع جان رخ دهد. در حالی که با افزایش عمق موج، کمانش به صورت موضعی و در قسمت مسطح موجهای دوزنقه‌ای اتفاق می‌افتد. وقتی کمانش موضعی رخ دهد، افزایش عمق موج به دلیل تأثیر ناچیز بر شرایط قسمت مسطح موج تأثیر چندانی بر بار بحرانی کمانش ندارد. این موضوع برای نمونه‌های $h2$ و $h3$ و $h4$ صادق است، اما در نمونه $h1$ به دلیل عمق کم موج، کمانش در مد کلی اتفاق افتاده و بنابراین بار بحرانی کاهش قابل ملاحظه‌ای از خود نشان می‌دهد. به طور کلی می‌توان گفت که در یک مد مشخص، عمق موج تأثیر چندانی بر مقدار نهایی بار گسیختگی ندارد (شکل ۷).

۴-۳ اثرات ناشی از تغییر زاویه موج

برای بررسی اثر زاویه موج دوزنقه‌ای بر بار بحرانی کمانش سه نمونه بررسی شده است. سایر مقادیر ثابت نگه داشته شده‌اند. زاویه موج با مقادیر 60 و 45 و 30 $\alpha=$ تغییر کرده است. نتایج حاصل مطابق جدول ۴ است. با افزایش زاویه موج مقدار بار بحرانی کمانش تحت نیروهای برشی افزایش می‌یابد. اگر زاویه موج کوچک باشد، کمانش از نوع کلی است و با زیاد شدن زاویه موج، کمانش از نوع موضعی می‌شود. پس از وقوع کمانش موضعی، زیاد شدن زاویه موج تأثیر چندانی در افزایش ظرفیت باربری ندارد. این موضوع به دلیل تأثیر ناچیز زاویه موج بر شرایط حاکم بر قسمت مسطح موج است. (شکل ۸)

۴-۴ اثر ارتفاع مقطع (H)

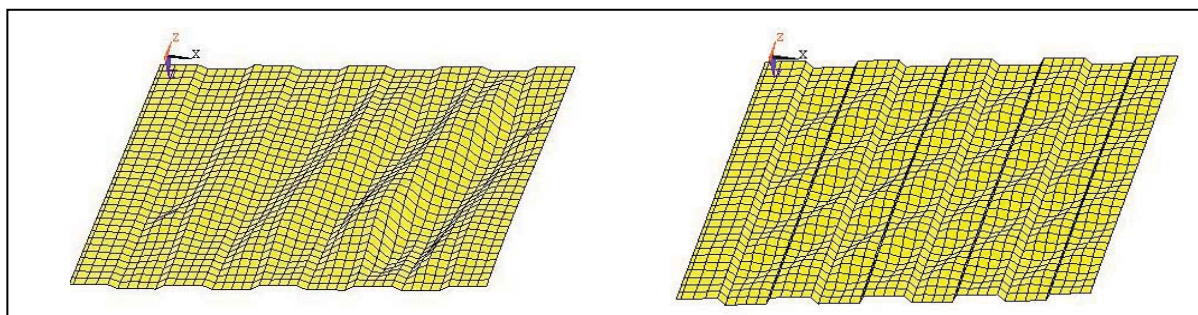
برای بررسی تأثیر تغییر ارتفاع مقطع چهار نمونه مورد بررسی گرفته‌اند. ارتفاع مقطع با مقادیر 120 و 100 و 80 و 60 $H=$ سانتیمتر تغییر داده شده است. سه نمونه اول در اثر کمانش موضعی و نمونه چهارم در اثر کمانش کلی باربری خود را از دست داده‌اند. افزایش میزان باربری تقریباً به تناسب افزایش ارتفاع، افزایش می‌یابد. این موضوع به دلیل افزایش سطح مقطع برش است. نمونه‌های $H1$ و $H2$ و $H3$ که در اثر کمانش موضعی گسیخته شده‌اند، با نتایج حاصل از تئوری کاملاً منطبق هستند. افزایش ارتفاع مقطع باعث تغییر مد کمانش از حالت موضعی به حالت کلی می‌شود (شکل ۹).



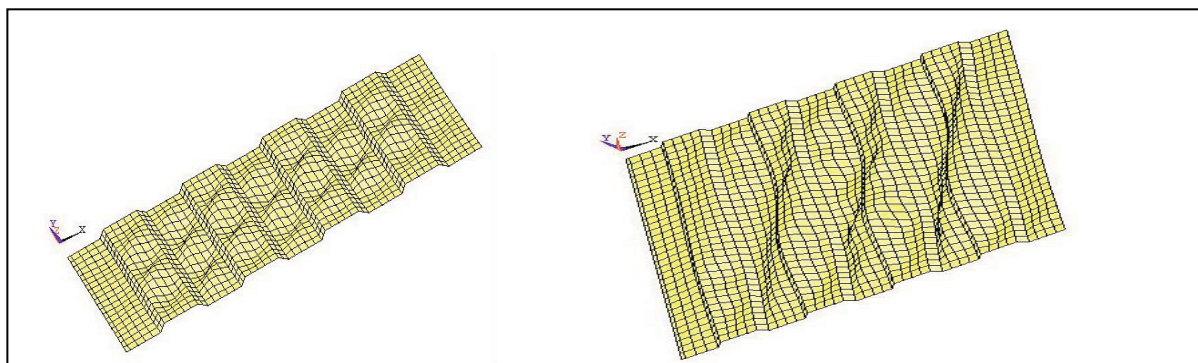
شکل ۷. حالت کمانش یافته نمونه‌های $h1, h4$

جدول ۴. نتایج حاصل از تحلیل برای تغییرات زاویه موج دوزنقه‌ای

	α	T_f	T_{crel}	T_{creg}	T_f / T_{crel}	T_f / T_{creg}	T_f / T_y
α_1	30	1160	1320	1058	0.88	1.10	0.34
α_2	45	1464	1320	1843	1.11	0.79	0.42
α_3	60	1565	1320	2553	1.19	0.61	0.45



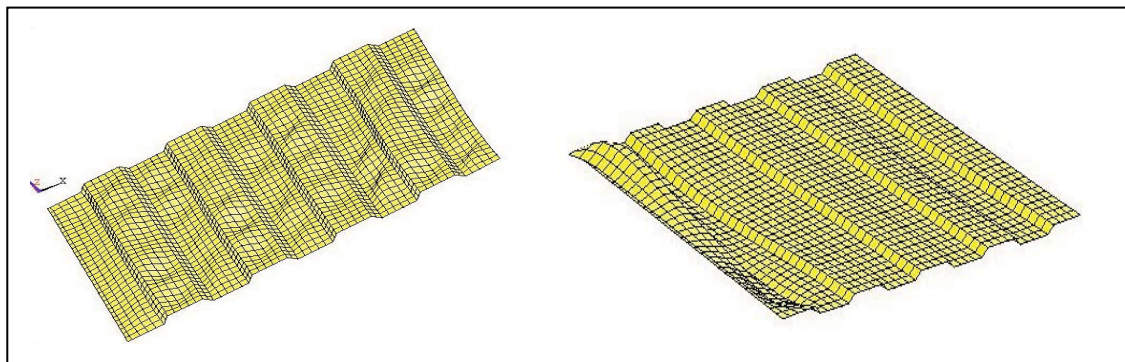
شکل ۸. حالت کمانش یافته نمونه‌های α_1, α_3



شکل ۹. حالت کمانش یافته نمونه‌های $H4, H1$

جدول ۵. نتایج حاصل از تحلیل برای تغییرات ارتفاع مقطع

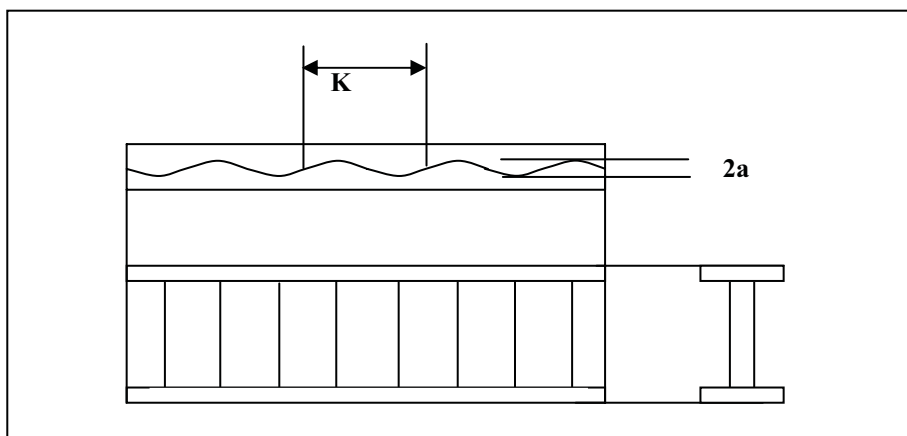
	H	T _f	T _c rel	T _c reg	T _f /T _c rel	T _f /T _c reg	T _f /T _y
H1	60	1360	1337	5120	1.02	0.27	0.235
H2	80	1552	1324	2880	1.17	0.54	0.358
H3	100	1464	1317	1843	1.11	0.79	0.422
H4	120	1368	1313	1280	1.04	1.07	0.47



شکل ۱۰. حالت کمانش یافته نمونه‌های t1, t3

جدول ۶. نتایج حاصل از تحلیل برای تغییرات ضخامت جان

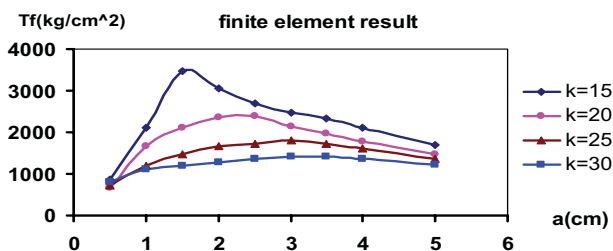
	t	T _f	T _c rel	T _c reg	T _f /T _c rel	T _f /T _c reg	T _f /T _y
t1	.1	1464	1317	1843	1.11	0.79	0.42
t2	.2	2364	5271	2610	0.45	0.91	0.68
t3	.4	1755	$\frac{2108}{4}$	3692	0.08	0.48	0.506



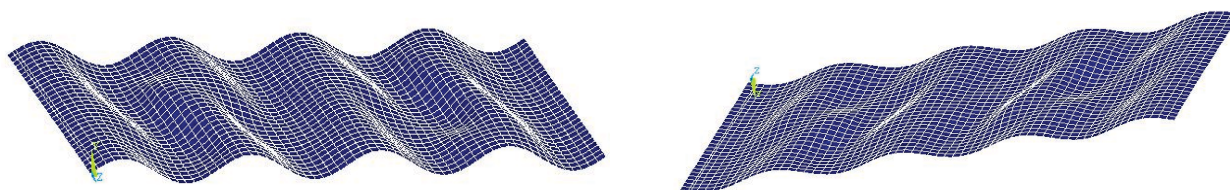
شکل ۱۱. پارامترهای هندسی موج سینوسی

جدول ۷. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود (a نصف دامنه و K طول موج بر حسب سانتیمتر است)

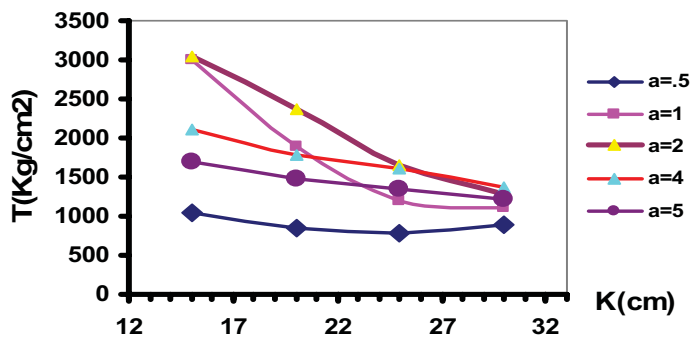
$\tau_f \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	a = 0.5 (cm)	a = 1 (cm)	a = 1.5 (cm)	a = 2 (cm)	a = 2.5 (cm)	a = 3 (cm)	a = 3.5 (cm)	a = 4 (cm)	a = 5 (cm)
K=10(cm)	2730	3464	3464	3464	3350	3250	-	-	-
K=15(cm)	1050	3000	3464	3050	2700	2460	2330	2100	1700
K=20(cm)	840	1900	2120	2360	2400	2150	1980	1780	1480
K=25(cm)	790	1200	1460	1660	1720	1800	1710	1600	1350
K=30(cm)	890	1100	1200	1290	1350	1420	1420	1360	1220



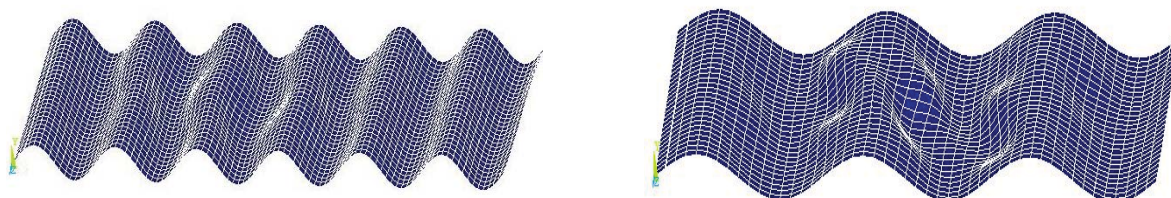
شکل ۱۲. تغییرات تنش برشی بحرانی در مقابل دامنه موج برای طول موج‌های مختلف



شکل ۱۳. شکل کمانشی برای نمونه‌های با نیم دامنه a = 0.5, 3.5 و طول موج برای $\lambda = 25$



شکل ۱۴. تغییرات تنش برشی بحرانی در مقابل دامنه موج برای طول موج‌های مختلف



شکل ۱۵. شکل کمانشی برای نمونه‌های با نیم دامنه a=3 و طول موج برای $\lambda = 15, 20, 25, 30$

۴-۵ اثر تغییرات ضخامت جان

برای بررسی اثر ضخامت جان سه نمونه تحلیل شده است. ضخامت جان با مقادیر $t=1,2,4$ تغییر داده شده است. نتایج حاصل از تحلیل در جدول ۶ آورده شده‌اند. با افزایش ضخامت مقطع کمانش از حالت موضعی در قسمت مسطح موج به حالت بسیار موضعی در نزدیک محل اعمال بار یا نزدیک تکیه‌گاه انتقال پیدا می‌کند.

نتایج حاصل از فرمولهای تئوری و نتایج حاصل از تحلیل بجز در نمونه $t1$ تطابق چندانی ندارد و این بخاطر عدم ظهور کمانش کلی یا موضعی در نمونه $t2, t3$ است. به طور کلی می‌توان گفت که با افزایش ضخامت جان، بار نهایی قابل تحمل توسط تیر افزایش می‌یابد. اگر باز هم ضخامت جان را افزایش دهیم ممکن است خرابی در سخت کننده‌ها اتفاق افتد (شکل ۱۰).

۵. برش در جانهای موج دار با پروفیل سینوسی

به منظور انجام مطالعات پارامتریک و بررسی اثر پارامترهای مختلف هندسی بر روی ظرفیت نهایی برش در موجهای سینوسی، از مدل المان محدود قسمت قبل استفاده شده که با نتایج آزمایشگاهی برای موجهای دوزنقه‌ای کالیبره شد. پارامترهای هندسی مؤثر برای پروفیل‌های سینوسی شامل طول موج (K) و دامنه (a) است. معادله موج به کار رفته از رابطه زیر پیروی می‌کند (شکل ۱۱).

$$y = a \cdot \sin \left(\frac{2 \pi x}{K} \right)$$

ضخامت جان $t_w = 0.1$ سانتیمتر و ارتفاع مقطع $h_w = 100$ سانتیمتر فرض شده است و در تمام نمونه‌ها ثابت است. عرض و ضخامت بال $b_f = 15$ و $t_f = 15$ سانتیمتر است. دامنه موج از مقدار ۱cm تا ۱۰cm تغییر داده شده است که تقریباً کلیه حالات متداول و عملی را از نظر امکان تولید در نظر می‌گیرد. نتایج حاصل از تحلیل المان محدود برای تنش بحرانی برشی در این نمونه‌ها در جدول ۶ آمده است.

۵-۱ اثرات مربوط به تغییرات دامنه

با دقت در نتایج حاصل از تحلیل المان محدود برای موجهای سینوسی مشاهده می‌شود که با افزایش دامنه موج در مقدار طول موج ثابت، مقاومت برشی مقطع ابتدا افزایش پیدا کرده و سپس روند نزولی از خود نشان می‌دهد. شکل ۱۲ بیانگر تغییرات تنش بحرانی حاصل از تحلیل نسبت به تغییرات دامنه (برای طول موج‌های مختلف با مقادیر $K=15,20,25,30$ سانتیمتر) است. با افزایش طول موج روند حساسیت تنش بحرانی نسبت به تغییرات مقدار دامنه کاهش می‌یابد. همچنین در طول موج ثابت با افزایش دامنه، مد کمانشی ابتدا به شکل نیمه کلی و سپس به صورت موضعی درفاصله بین دو نقطه اکسترمم موج اتفاق می‌افتد. پس از رخ دادن کمانش موضعی با افزایش بیشتر دامنه، مدکمانشی همچنان به صورت موضعی باقی می‌ماند. شکل ۱۳ بیانگر کمانش درمد کلی برای نمونه‌های با دامنه کوچک‌تر و کمانش موضعی برای دامنه‌های بزرگ‌تر است.

۵-۲ اثرات مربوط به تغییرات طول موج

اگر تغییرات تنش برشی را در مقابل افزایش طول موج برای دامنه‌های مختلف، مورد بررسی قرار دهیم مشاهده می‌شود که با افزایش طول موج در حالت کمانش موضعی، مقاومت برشی کاهش می‌یابد. اما اگر کمانش کلی رخ دهد، با افزایش طول موج، تنش بحرانی ابتدا کاهش و سپس افزایش می‌یابد (شکل ۱۴). شکل ۱۵ بیانگر نوع کمانشی برای نمونه‌های با دامنه ثابت است. تأثیر افزایش طول موج در تغییر مد کمانشی بسیار اندک است. به عبارت دیگر تغییر در مد کمانشی، بیشتر به تغییرات دامنه وابسته است و نسبت به تغییرات طول موج حساسیت کمتری از خود نشان می‌دهد. به هر حال واضح است که افزایش طول موج تمایل به تغییر مد کمانشی از حالت کلی به حالت موضعی دارد.

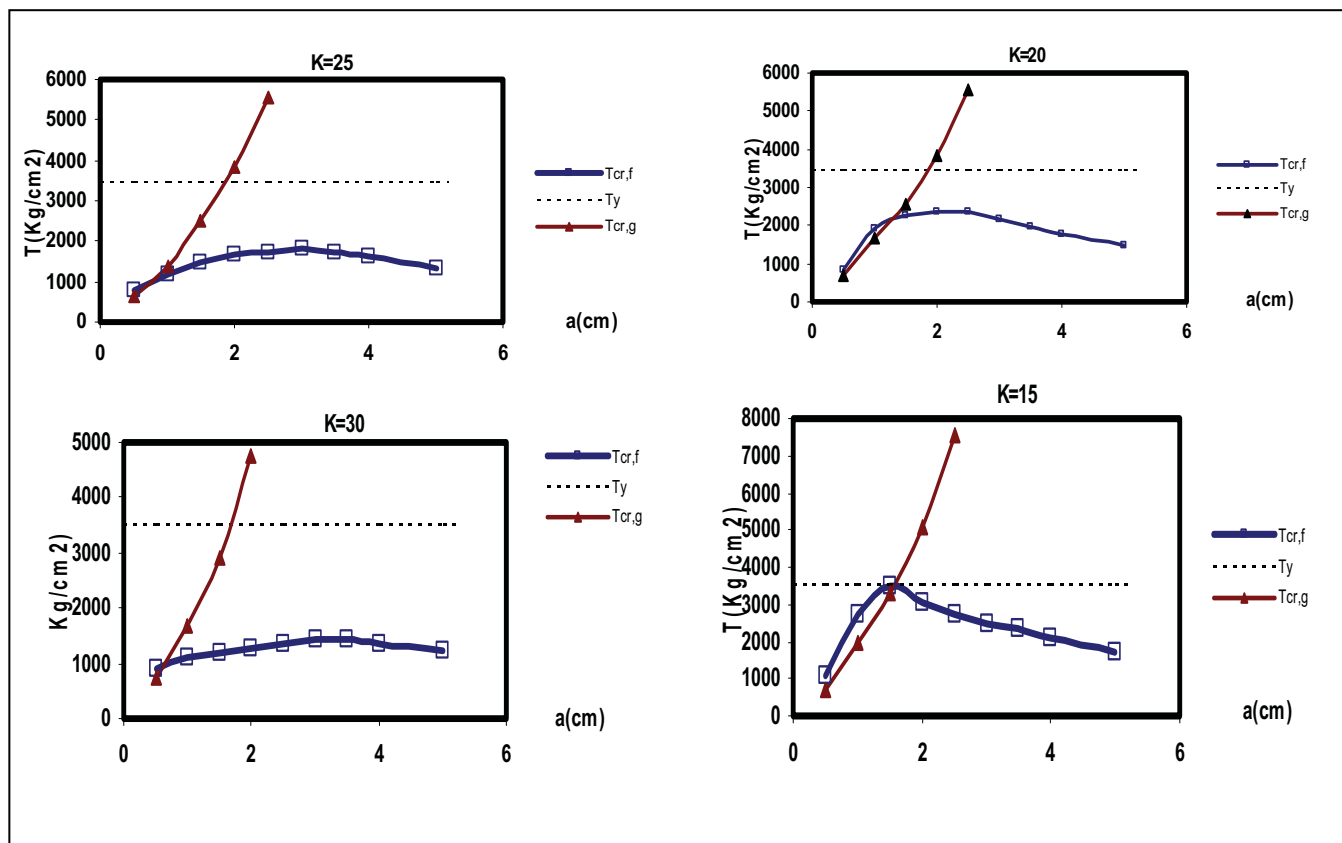
۵-۳ حالت مد کمانشی کلی

اگر برای کمانش کلی جان‌های با پروفیل سینوسی فرض رفتار ارتوتروپیک را ملاک عمل قرار دهیم، آنگاه می‌توان از روابط مربوط به صفحات ارتوتروپیک برای موجهای سینوس هم استفاده کرد. برای این کار داریم [۵]:

$$\tau_{cre} = K_g \frac{(D_y^{.25} D_x^{.75})}{t_w h_w^2} \quad (10)$$

$$D_x = \frac{EI_x}{c} = \frac{E}{K} \int_0^K y^2 t_w ds = \frac{E}{K} \int_0^K a^2 \sin^2 \left(\frac{2\pi x}{K} \right) \sqrt{1 + \frac{4\pi^2 a^2}{K^2} \cos^2 \left(\frac{2\pi x}{K} \right)} dx$$

$$D_y = \frac{c}{s} \left(\frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \right) = \frac{K}{\int_0^K \sqrt{1+y'^2} dx} \left(\frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \right) = \frac{K}{\int_0^K \sqrt{1 + \frac{4\pi^2 a^2}{K^2} \cos^2 \left(\frac{2\pi x}{K} \right)} dx} \left(\frac{Et_w^3}{12(1-\nu^2)} \right) \quad (11)$$



شکل ۱۶. نتایج حاصل از مدل عددی و نتایج تحلیلی برای کمانش کلی نمونه‌های مورد بررسی (Tcr,f) تنش بحرانی کمانش حاصل از حل عددی، Ty تنش جاری شدن در برش و Tcr,g تنش حاصل از رابطه (۱۰) است)

حاصل از رابطه ۱۰ برای همه طول موجها به هم نزدیک هستند. اما با بزرگ‌تر شدن دامنه مقاومت برشی جان ابتدا افزایش می‌یابد تا به مقدار تنش جاری شدن مصالح در برش برسد و پس از آن با افزایش بیشتر دامنه موج به علت تغییر در مد کمانشی، مقاومت برشی مقطع کاهش می‌یابد.

نمودارهای شکل ۱۶ مقادیر حاصل از روابط فوق را با مقادیر حاصل از تحلیل عددی برای موج های سینوسی در ابعاد مورد بررسی مقایسه می‌کند. همان گونه که مشاهده می‌شود برای دامنه‌های کم که کمانش جان در مد کلی رخ می‌دهد، مقادیر حاصل از تحلیل و تنش‌های بحرانی

۵-۴ حالت مد کمانشی موضعی

همان طور که اشاره شد با افزایش دامنه و طول موج، مد کمانشی از حالت کمانش کلی به حالت موضعی میل می‌کند. در حالت کمانش موضعی، کمانش در فاصله‌ای به نسبت مسطح بین نقاط پیشینه و کمینه موج سینوسی رخ می‌دهد.

۶. نتیجه‌گیری

در مجموع، از مقایسه نتایج می‌توان چنین بیان کرد که در شرایط مشابه، موج‌های سینوسی نسبت به موج‌های دوزنقه‌ای مقاومت برشی بیشتری از خود نشان می‌دهند. علی‌رغم این موضوع موج‌های دوزنقه‌ای به دلیل سهولت تولید، با استقبال بیشتری روبرو هستند. انتخاب ابعاد بهینه برای پروفیل موج در هر دو حالت دوزنقه‌ای و سینوسی، بستگی به ضخامت انتخابی برای جان و محدودیت‌های ساخت موج مربوطه دارد. اما در حالت استفاده از موج‌های سینوسی، اگر ضخامت جان به اندازه کافی کم باشد به طوری که تنش کمانشی کمتر از تنش

جاری شدن شود و یا به عبارتی کمانش در جان تیر رخ دهد، آنگاه بر پایه مطالعات انجام شده در این تحقیق می‌توان با انتخاب دامنه موج در محدوده 3 تا 4 سانتیمتر به مقدار حداکثر مقاومت برشی رسید (این مقدار برای ابعاد معمول طول موج از 10 تا 30 سانتیمتر صادق است). اما به هر حال باید توجه کرد برای اطمینان از صحت نتایج حاصل، با توجه به این که تاکنون آزمایش‌های محدودی در این رابطه انجام شده‌اند بایستی آزمایش‌های بیشتری برای مقایسه نتایج به دست آمده از تئوری انجام شود. در خصوص موج‌های دوزنقه‌ای باید گفت که استفاده از موج‌های با طول قسمت مسطح و مورب یکسان منجر به دستیابی به پیشینه مقاومت برشی می‌شود. در این رابطه افزایش بیشتر زاویه موج، باعث افزایش مقاومت برشی می‌شود (زاویه موج با ملاحظات اجرایی نظیر عرض بال و محدودیت‌های ساخت نظیر امکان ایجاد خم‌های مربوطه کنترل می‌شود درحالی که ضخامت جان با توجه به محدودیت‌های ناشی از جوش اتصال بال به جان کنترل می‌شود).

۷. مراجع

1. Johnson, R. P. and Cafolla, J. (1997) "Local flange buckling in plate girders with corrugated webs", in: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol. 122, No. 2, , pp. 148–156.
2. Huang, L., H.Hikosaka, H. and. Komine, K. (2004) "Simulation of accordion effect in corrugated steel web with concrete flanges", in: Computers and Structures.
3. Mo, Y.L., Jeng, C. and Chang, Y.S.(2000) "Torsion behaviors of prestressed concrete box girder bridges with corrugated steel webs". ACI Struct J; 97(6), pp.849–59
4. Elgaaly, M., Seshadri, A. and Hamilton, R.W. (1997) "Bending strength of steel beams with corrugated webs", J. Structural Engineering, ASCE 123 (6), pp.772–782.
5. Elgaaly, M., Hamilton, R.W. and Seshadri, A.(1996) "Shear strength of beams with corrugated webs", J. Struct. Eng. ASCE 122 (4) pp.390–398.
6. Elgaaly, M. and Seshadri, A. (1997) "Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading", J. Struct. Eng. ASCE 123 (6) pp.783–791.
7. Elgaaly, M. and Seshadri, A. (1998) "Depicting the behavior of girders with corrugated webs up to failure using non-linear finite element analysis", Journal of Advances in Engineering Software; 29(3–6), pp.195–208.
8. Zhang, W., Li, Y., Zhou, Q. and Qi, X. (2000) "Optimization of the structure of an H-beam with either a flat or a corrugated web", Part 3: Development and research on H-beams with wholly corrugated webs. In Journal of Materials Processing Technology; 101(1), pp.119–23.

15. Yamazaki, M. (2001) "Buckling strength of corrugated webs", Journal of Structural Engineering, ASCE, 47 A, pp. 19-26.
16. Abbas, H.H., Sause, R. and Driver, R.G. (2002) "Shear strength and stability of high performance steel corrugated web girders" Proceedings - Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, pp. 361-387.
17. Gil, H., Lee, S., Lee, H. and Yoon, T. (2004) "Study on elastic buckling strength of corrugated web", Journal of Structural Engineering, ASCE, 24 (1 A), pp. 192-202
18. Sayed-Ahmed, E.Y (2003) "Composite bridges constructed with corrugated steel web box girders; Role of concrete bridges in sustainable development" - Proceedings of the International Symposium - Celebrating Concrete: People and Practice, pp. 43-52
19. Wang, C. S. and Nie, J. G. "State of the art of fatigue tests and fatigue performance of composite girders with corrugated steel webs" Journal of Harbin Institute of Technology, 37 (SUPPL. 2), pp. 222-225
20. گودرزی، محمد علی "تحلیل تنش در تیر ورق‌های عمیق با جان موج‌دار"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، تیر ماه، ۱۳۸۲، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
9. Timoshenko, S.P., Gere, S. P. (1961) "Theory of elastic stability", 2nd Edition, New York, McGraw-Hill.
10. Johnson, RP, Ca.olla J.) 1997.("Fabrication of steel bridge girders with corrugated webs". Struct Eng;75(8):133-5.
11. Johnson R.P., Cafolla, J. (1997) "Corrugated webs in plate girders for bridges", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings; 122(2), pp. 157-64.
12. Chan ,C. L., Khalid, Y.A, Shahari, B. B. and Hamouola, A. M. S. (2002) ."Finite element analysis of corrugated web beam under bending", Journal of Constructional Steel Research, 58, pp.1319-1406
13. Ibrahim, S.A., El-Dakhkhni, W.W. and Elgaaly, M.(2006) "Fatigue of corrugated-web plate girders: Analytical study", Journal of Structural Engineering" 132 (9), pp. 1381-1392
14. Abbas, H.H., Sause, R. and Driver, R.G. (2006) "Behavior of corrugated web I-girders under in-plane loads", Journal of Engineering Mechanics, 132 (8), pp. 806-814

Shear Stress Analysis of Corrugated Web Girders for Bridges

M. A. Goudarzi Khoygani, Ph. D. Student, Department of Civil Engineering, Khaje Nassir University of Technology, Tehran, Iran.

M.A. Rajaie, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Khaje Nassir University of Technology, Tehran, Iran.

B. Baradaran, Msc. Student, Department of Civil Engineering, Khaje Nassir University of Technology, Tehran, Iran.

E-Mail: hrjaee@aut.ac.ir

ABSTRACT

Long span beams with heavy load require increasing the thickness of web and in many cases using a number of stiffeners needs to improve the lateral buckling difficulty. Development and application of corrugated steel web provides facilities to modify the web thickness of beam girders in the design and construction procedure. The attractiveness for using corrugated webs in bridges and composite sections has been increased in recent years. The new system combines the usage of either corrugated steel plates as webs or steel or reinforced/ prestressed concrete slabs as flanges.

The application of corrugated steel web may reduce the thickness of webs and restricts it between 2 to 5mm while increases the portion of height/thickness of corrugated web girders in industrial structures up and about 260 and even for long span bridges up to 400.

Manufacturers have produced different corrugated profiles such as sinusoid, trapezoid and other forms. The investigations show that the most significant weakness of application of the corrugated web beams is failure due to shear stress. The flanges are assumed to provide the flexural strength of the girder with no contribution from the corrugated web, which is assumed to provide the entire shear capacity of the girder. The corrugated web is thus, subjected to an “almost” pure shear stress state. Failure of a corrugated steel web plate may occur by the classical steel yielding of the web under a pure shear stress state. It may also occur by web buckling due to either local instability of any “panel” between two folds or overall instability of the web over two or more panels. An interactive failure mode between these different failure criteria represents another possibility of failure and so many researchers have considered global, local and semi global buckling in phenomena due to shear strength in their research work.

In this paper nonlinear 3D Finite Element Model with regarding buckling modes phenomena for shear analysis of different profile shape of available manufacture corrugated webs is intended. The model is verified with published experimental results and sensitivity of the involved parameters is investigated. As presented in the following figure, the post-buckling strength of girders with corrugated steel webs could be investigated by this model.

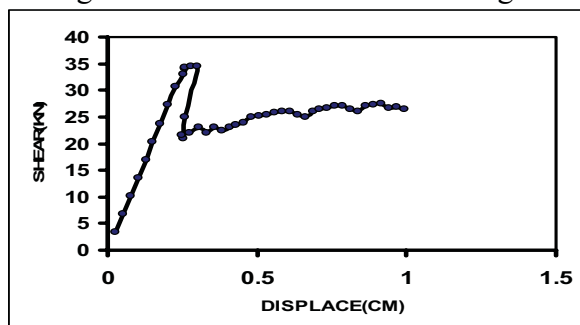


Figure 1: Typical nonlinear load-deflection curve for corrugated web beam under shear stress

The geometric parameters that influence the shear resistance of trapezoidal corrugated web girders investigated in this study, involve:

- 1) Corrugation angle
- 2) Width of the plane sub panel of the web
- 3) Web thickness
- 4) Height of the web
- 5) Corrugation depth of the web.

The parameter study is developed for the sine corrugated web by focusing on amplitude of the central curve of the web and the wave length of the central curve of the web. Corrugated web shear capacity is changed by altering of the amplitude and wave length of the sinusoidal corrugated web. These changing manners are presented in the following figures respectively:

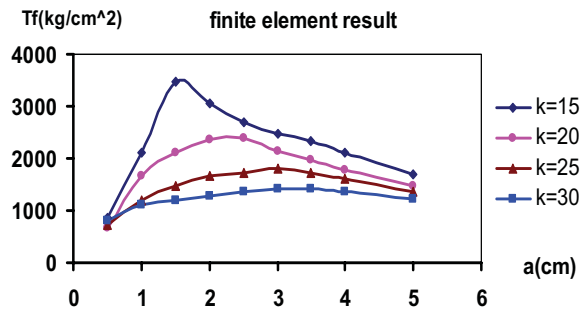


Figure 2: Shear capacity versus sinusoidal web wave length

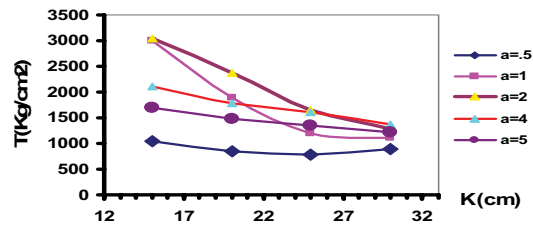


Figure 3: Shear capacity versus sinusoidal web amplitude

Results show, the sinusoidal webs have better performance than trapezoidal webs in the same conditions. The optimum size of trapezoid and sinusoid dimensions depends to the thickness of applied plate for producing the profile. Concerning to the manufacture restriction for production of profile, the study shows that the maximum shear strength will appear in the sinusoid profile for amplitude of 3 to 4 centimeter while in the trapezoid profile the equal dimension for flat and inclined part in the profile provides maximum shear strength.

Keywords: Finite element, nonlinear analysis, corrugated web beam, sinusoidal web, girder, numerical method