



رفتار اتصالات صلب تیر به ستون فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارهای انفجاری

* غلامرضا عبدالله زاده^۱، جواد جوانمرد^۲، حمیدرضا توکلی^۳
(تاریخ دریافت: ۹۴/۰۲/۲۶، تاریخ پذیرش: ۹۵/۰۲/۱۵)

چکیده

وقوع حوادث گوناگون تروریستی در مورد سازه‌های مهم در سراسر جهان، اهمیت پرداختن به مبحث پدافند غیرعامل و طراحی ساختمان‌ها در برابر بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار را مورد توجه ویژه‌ای قرار می‌دهد. در زنجیره انتقال نیرو در سازه‌ها، اتصالات نقش مهمی را ایفا نموده و حتی بعد از حذف یک عضو سازه‌ای، اتصالات مناسب می‌تواند سازه را به هم متصل نگاه داشته و پایداریش را حفظ کند. در این مقاله رفتار اتصالات صلب تیر به ستون با ورق انتهایی بلند در قابهای ساختمانی فولادی تحت اثر بار انفجاری در حالات مختلف مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS با در نظر گرفتن اثرات نرخ کرنش نشان داد که برای بهبود عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند در برابر بارهای انفجاری، جانمایی سخت‌کننده‌ها بسیار اهمیت دارد و ترکیب توام ورق پیوستگی و مضاعف در ناحیه چشمه اتصال ستون گزینه بسیار مناسبی برای تقویت ناحیه اتصال است. بطور کلی عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بطور مستقیم با ضخامت جان تیر و ستون در ناحیه چشمه اتصال مرتبط است و برای تقویت ناحیه اتصال در برابر بارهای انفجاری یا باید با اضافه کردن ورق مضاعف به ضخامت ستون افزود و یا با کاهش سطح جان تیر خرابی را از ناحیه اتصال و ستون دور کرده و به تیر منتقل نمود.

کلمات کلیدی

بارگذاری انفجاری، سازه‌های فولادی، اتصالات صلب، صفحه انتهایی بلند

Behavior of Extended End Plate Beam-to-Column Steel Connections under Blast Loads

G.R. Abdollahzadeh, J. Javanmard, H.R. Tavakoli

ABSTRACT

Integrity and stability of important structures is threatened by terrorist attacks all-over the world. Hence, analysis and design of such structures against blast and impact loads attracts more attention by researchers nowadays. Beam-to-column connections play important role in load-carrying chain in the structure, so that well-designed ones can retain stability of the structure after failure of some structural elements and, hence, prevent overall collapse of the structure. Present research focuses on against-blast behavior of extended end plate beam-to-column steel connections. In this way, various configurations of these connections are analyzed by nonlinear dynamic analysis in the finite element software, ABAQUS/Explicit taking into account strain-rate effects. The result of this research indicates that against-blast performance of steel structures with extended end plates is directly influenced by web thickness of beams and columns in the joint zone, and locating stiffeners has important role in this issue. Strengthening the column in the joint with continuity plates and web doubler plates is an appropriate choice for improving the performance of the joint under blast loads.

KEYWORDS

Blast loads, Steel structures, Moment beam-to-column connection, Extended end plate

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، abdollahzadeh@nit.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل



است، عامل مهمی در پیشروی تخریب اتصالات بصورت پیشرونده است. Liew با یک مدل عددی اقدام به بررسی سالم ماندن قاب‌های فلزی ساختمان‌ها در برابر انفجار و آتش نمود [۵]. نتایج حاصله نشان داد تاثیر انفجار و آتش بوجود آمده از آن در قاب‌های فولادی ساختمان‌ها می‌تواند به صورت مجزا از یکدیگر بوده و یا بصورت مرکب و پیچیده بر روی یکدیگر تاثیرگذار باشد. از دیگر تلاش‌های ارزشمند، می‌توان به مطالعه اثر زاویه برخورد موج توسط Rose و همکاران در سال ۲۰۰۶ اشاره کرد [۶].

در تحقیق حاضر سعی شده است به بررسی رفتار اتصالات سازه‌های فولادی با ورق انتهایی بلند تحت اثر بارگذاری انفجاری داخلی پرداخته شود.

۲- انفجار و بارهای ناشی از آن

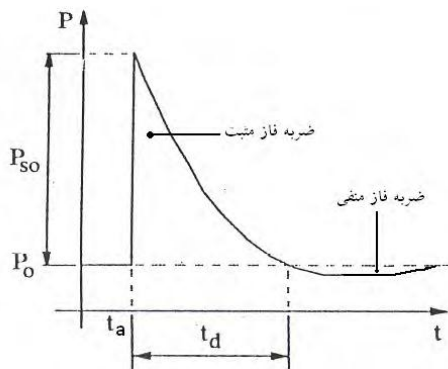
انفجار واکنشی است که در آن نرخ سوختن مواد با سرعتی به مراتب بیشتر از سرعت صوت انجام می‌شود که در نتیجه دما و فشار بسیار بالایی ایجاد و موج انفجار بلافاصله تولید و با سرعت بسیار زیادی منتشر می‌شود [۷]. مدت زمان بارگذاری ضربه ناشی از انفجار مواد منفجره بسیار کوتاه بوده و در آن فشار گازهای شکل گرفته از انفجار، با انتشار از چشمه انفجار، گسترش و تا فشار مبنای PSO افزایش و سپس تا فشار محیطی کاهش می‌یابد که به این مرحله فاز مثبت می‌گویند. در نتیجه انتشار موج، گازهای حاصل از انفجار سرد شده و فشار آن‌ها به مقدار ناچیزی کمتر از فشار اتمسفر می‌رسد که به آن فاز منفی می‌گویند (شکل (۱)). فشار فاز منفی نسبتاً کوچک و تدریجی بوده به طوری که در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار در اکثر مواقع از آن‌ها صرف نظر می‌گردد [۷]. برای تعیین فشار مبنای انفجار ناشی از حرکت موج انفجار، روابط مختلفی توسط محققین ارائه شده است. از جمله می‌توان به رابطه (۱) پیشنهادی ایزدی فرد و فروتن اشاره کرد [۸].

$$\log_{10}[\log_{10} P_s] = -0.1319X^2 - 0.323X + 0.464 \quad (1)$$

که در آن X از رابطه (۲) حاصل می‌گردد.

طراحی سازه در برابر بارهای انفجاری در گذشته فقط محدود به ساختمان‌های نظامی و ساختمان‌های مرتبط با فعالیت‌های هسته‌ای و سوختی می‌شد. اما در سال‌های اخیر رشد روز افزون حملات تروریستی در سراسر دنیا و به تبع آن اقدامات نظامی بازدارنده دولت‌ها، موجب توجه ویژه به بارهای انفجاری گشته و اهمیت طراحی سازه در مقابل بارهای ناشی از انفجار را افزایش داده است. یکی از انواع حملات تروریستی رایج در دنیا، استفاده از مواد منفجره می‌باشد. بر اثر موج‌هایی که از انفجار در داخل یک محیط بسته ساختمانی ایجاد می‌گردد و همچنین به لحاظ نبود راه خروجی، اثر خرابی‌ها و آسیب پذیری بیشتر خواهد بود. بدون تردید اثر بارهای حاصل از این انفجار بر روی اتصالات سازه‌های فولادی که بصورت یک شبکه بهم پیوسته موجب پایداری ساختمان می‌گردد نیز افزایش خواهد یافت، لذا ضرورت تقویت اتصالات ساختمانی در سال‌های اخیر مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است. طراحی و ساخت ساختمان‌های فولادی که از اتصالات قوی‌تری نسبت به سایر ساختمان‌ها برخوردار باشند به هنگام بروز امواج ناشی از انفجار مقاوم‌تر عمل کرده و صدمات و تلفاتی که از تخریب بوجود می‌آید را به حداقل می‌رساند. بررسی در خصوص اتصالات فولادی و ایجاد تغییراتی که بتواند موجب تقویت آن در برابر بارهای قوی حاصل از انفجار که در زمان بسیار کوتاه اتفاق می‌افتد شود بخشی از مباحث پدافند غیرعامل در هنگام مواجه شدن با حوادث ناشی از اینگونه تهدیدات می‌باشد. اگرچه اطلاعات قابل ملاحظه‌ای را درباره این موضوع می‌توان در مراجع مختلفی یافت، اما بطور معمول روند طراحی آن‌ها به روشنی بیان نمی‌شود [۱]. TM5-1300 و GSA از جمله آیین نامه‌هایی هستند که رهنمودهایی برای طراحی ایمن اتصالات سازه‌های فولادی و بتنی در برابر بارهای انفجاری ارائه می‌دهد [۲ و ۳]. Krauthammer تخریب پیش رونده یک ساختمان با اتصالات فولادی را در نرم افزار مدل‌سازی نمود [۴]. ایشان نشان داد که چرخش تیر و ستون که به علت فشارهای ناشی از بارگذاری انفجاری





شکل (۱): نمودار تغییرات فشار برحسب زمان ناشی از انفجار [۷]

همچنین Izadifard و Forotan رابطه (۴) را برای بدست آوردن t_d ارائه داده‌اند [۸].

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = -64.86Z^4 + 52.32Z^3 - 15.68Z^2 + 1.794Z + 0.1034 \quad ; Z \leq 0.37$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = 4.64Z^2 - 3.86Z + 0.854 \quad ; 0.37 < Z < 0.82$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = -2.97X^3 + 6.27X^2 + 0.358X + 0.763 \quad ; 0.82 < Z < 2.5$$

$$\frac{t_d}{W^{\frac{1}{3}}} = 0.608X^3 - 2.38X^2 + 5.62X - 0.22 \quad ; Z > 2.5$$

سازه‌هایی، مشخص گردید که علت خرابی آن اتصالات عمدتاً در ترد بودن آن‌ها بدلیل استفاده از جوش در ساخت اتصال بوده، زیرا که شکل‌پذیری مناسب در محل اتصال به میزان کافی تامین نگردیده است. جهت رفع این مشکل جزئیات متعددی برای اتصالات از نوع خمشی پیشنهاد و ارائه گردید. یکی از این پیشنهادات استفاده از اتصالاتی است که در سال‌های قبل از زلزله نورث‌ریچ در برخی از شهرهای آمریکای شمالی در قاب‌های خمشی فولادی استفاده می‌گردید. این اتصال خمشی مطابق شکل (۲) شامل یک ورق فولادی بصورت صفحه انتهایی بلند است که در کارخانه به تیر مورد اتصال جوش شده و سپس در کارگاه در هنگام نصب به بال ستون توسط پیچ‌های با مقاومت بالا وصل می‌شود. اتصال با صفحه انتهایی بلند نسبت به اتصالات جوشی بعلت ساخت در کارخانه نیاز به بازرسی کیفیت جوش کمتری در مقایسه با بازرسی کارگاهی داشته و همچنین زمان برپاسازی آن نیز کوتاه‌تر می‌باشد.

$$X = \log_{10} Z \quad (۲)$$

در رابطه (۱)، Z فاصله مقیاس شده مطابق رابطه زیر است:

$$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} \quad (۳)$$

که در آن

R : فاصله خرج انفجار تا محل مورد نظر (متر)

W : وزن معادل خرج انفجار بر حسب وزن TNT معادل (کیلوگرم)

استفاده از Z این امکان را می‌دهد که بیان خلاصه و موثری از موج انفجاری برای محدوده وسیعی از حالات وجود داشته باشد.

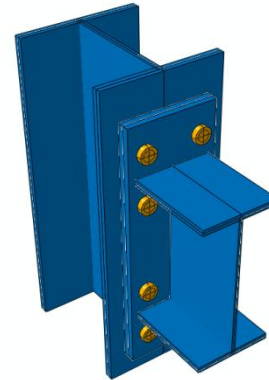
اگر موج انفجار در مسیر خود به مانعی برخورد کند، پدیده انعکاس موج، پیش خواهد آمد که میزان این انعکاس، متناسب با زاویه برخورد موج، متفاوت خواهد بود. در صورتی که زاویه برخورد صفر باشد میزان انعکاس ایجاد شده از رابطه (۵) قابل محاسبه است:

$$P_r = 2P_s \left[\frac{7P_0 + 4P_s}{7P_0 + P} \right] \quad (۵)$$

۳- اتصالات با صفحه انتهایی بلند

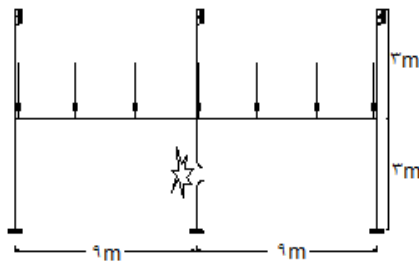
واضح است که رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تا حد بسیار زیادی به اتصالات تیر به ستون آن‌ها بستگی دارد. تا قبل از زلزله نورث‌ریچ آمریکا و کوبه ژاپن طرح متداول جهت اتصال تیر به ستون شامل جوشکاری در قسمت اعظم اتصال می‌گردید. اما طی زلزله‌های مذکور بسیاری از سازه‌هایی که از اتصالات صلب جوشی در آن‌ها استفاده شده بود، دچار گسیختگی در بخش اتصال گردیدند. پس از بررسی چنین

در ضمن به علت جایگزین شدن جوش با پیچ در بخش-هایی از اتصال، شکل پذیری سازه نیز افزایش می‌یابد. این اتصال با توجه به ظرفیت خمشی اعضاء اتصال شونده، می‌تواند با جزئیات مختلفی ساخته شود [۹].

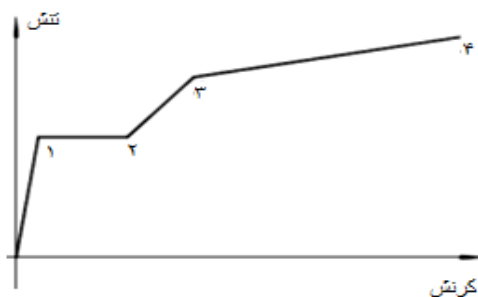


شکل (۲): اتصال خمشی با ورق انتهایی بلند

دوم بارگذاری در فاصله ۶ متری از محل اتصال انجام خواهد گرفت. مدل در نظر گرفته شده بصورت تقویت نشده و تقویت شده می‌باشد و جابجایی تیر هنگام بارگذاری بسمت پایین خواهد بود. مشخصات رفتار مکانیکی مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی نمونه‌های تحلیلی برای معتبرسازی مطابق شکل (۴) و جدول (۱) می‌باشد.



شکل (۳): مدل مورد بررسی [۱۰]



شکل (۴): مشخصات رفتار مکانیکی اعضای سازه مورد بررسی [۱۰]

جدول (۱): مقادیر مشخصات رفتار مکانیکی اعضای سازه مورد بررسی

نقطه	۱	۲	۳	۴
تنش (مگاپاسکال)	۲۳۵	۲۳۵	۳۶۰	۴۹۰/۸
کرنش	۰/۰۰۱۱۷۵	۰/۰۱۳۲۸	۰/۰۳۶۵۳	۰/۴۰۰۰

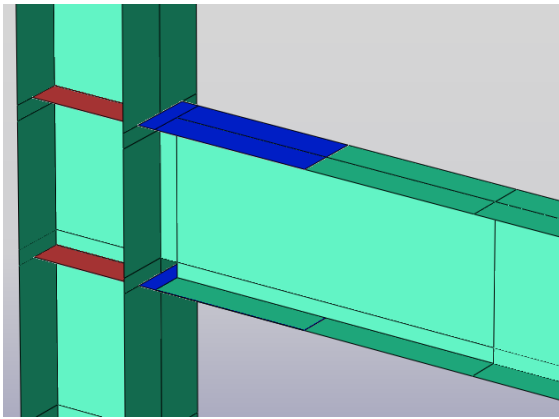
تیر استفاده شده در اسکلت فلزی نشان داده شده در شکل (۳)، تیر 457×191UB98 و ستون‌های استفاده شده در اسکلت فلزی از نوع 305×305UC283 می‌باشد مدل اتصال اولیه بدین صورت ساخته شده است که تیر و ستون

۴- نمونه شبیه سازی شده برای صحت سنجی نمونه در نظر گرفته شده برای شبیه‌سازی از مقاله متعلق به جی ال ليو تحت عنوان "جلوگیری از فرورینختگی پیش‌رونده در ساختمان‌ها بوسیله تقویت اتصالات تیر به ستون" است [۱۰]. در این مقاله چند نمونه از اتصالات فولادی برای انجام آزمایش به روش المان محدود در نظر گرفته شده که در اینجا فقط به شبیه‌سازی دو نمونه از آن اکتفا می‌گردد. نمونه انتخاب شده در دو مقطع تقویت شده و تقویت نشده مورد بررسی قرار می‌گیرد. تیرهای انتخاب شده از نوع روسی بوده و بصورت اتصال گوشه و در وسط ستون این اتصال انجام گرفته است.

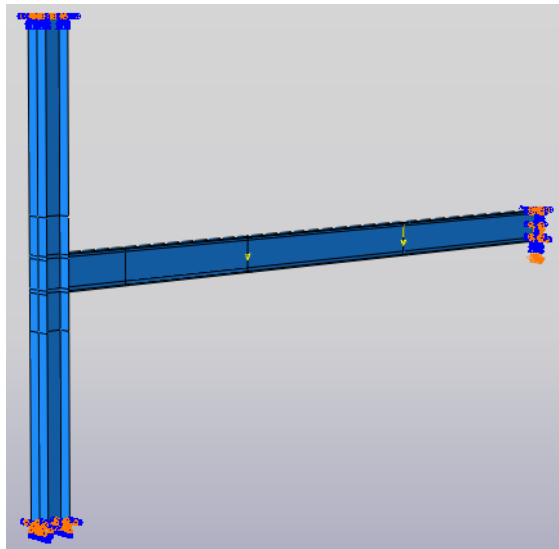
۴-۱- مدل هندسی

مدل مورد بررسی در این قسمت در شکل (۳) نشان داده شده است که از یک قاب با دو دهانه ۹ متری و شش ستون ۳ متری ساخته شده است. در مدل نمونه یک سر تیر گیردار فرض گردیده و یک سر دیگر آن تا یک متر قابلیت جابجایی به سمت پایین خواهد داشت. بارگذاری بصورت استاتیکی و در دو نقطه صورت می‌گیرد. ابتدا بارگذاری در فاصله ۳ متری از محل اتصال انجام می‌گیرد و در مرحله





شکل (۷): مدل نمونه صحت سنجی بصورت تقویت شده



شکل (۸): نمونه انتخاب شده بصورت کامل برای صحت سنجی

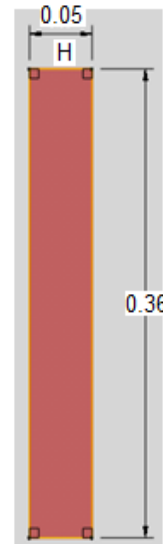
۴-۱-۲- بارگذاری

بارگذاری انجام شده بر روی این مدل در سه مرحله انجام شده است. در تمام این مراحل قسمت پایین ستون کاملاً ثابت شده است و تمام درجات آزادی قسمت بالای ستون به جز حرکت در راستای عمودی مقید شده است. قسمت راست تیر نشان داده شده در شکل (۸) در مراحل اول و دوم بارگذاری کاملاً ثابت نگه داشته شده است و در مرحله سوم بارگذاری امکان حرکت در راستای عمودی برای آن فراهم شده است.

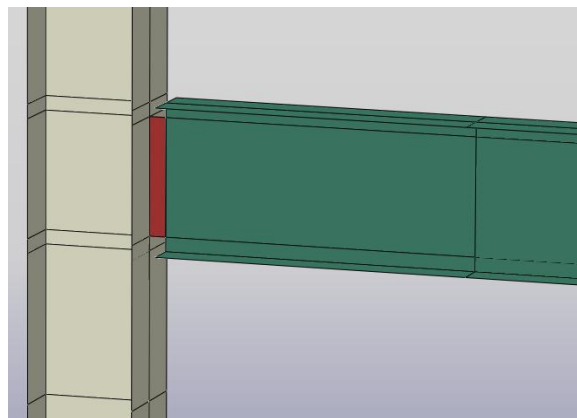
در مرحله اول بارگذاری دو بار ۹۰ کیلو نیوتنی به نقاط ثلث تیر وارد می شود و در مرحله دوم این نیروها به دلیل

به وسیله ورق انتهایی^۱ به یکدیگر متصل شده اند. ابعاد ورق انتهایی در شکل (۵) نشان داده شده است.

در شکل (۶) نحوه اتصال مدل اولیه ارائه شده است. در مدل تقویت شده از سخت کننده ستون^۲ و ورق پوششی مقاوم کننده^۳ در اتصال تیر و ستون استفاده شده است. نحوه اتصال در مدل تقویت شده در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل (۵): ابعاد ورق اتصال مدل مورد بررسی



شکل (۶): نحوه اتصال مدل انتخاب شده برای صحت سنجی

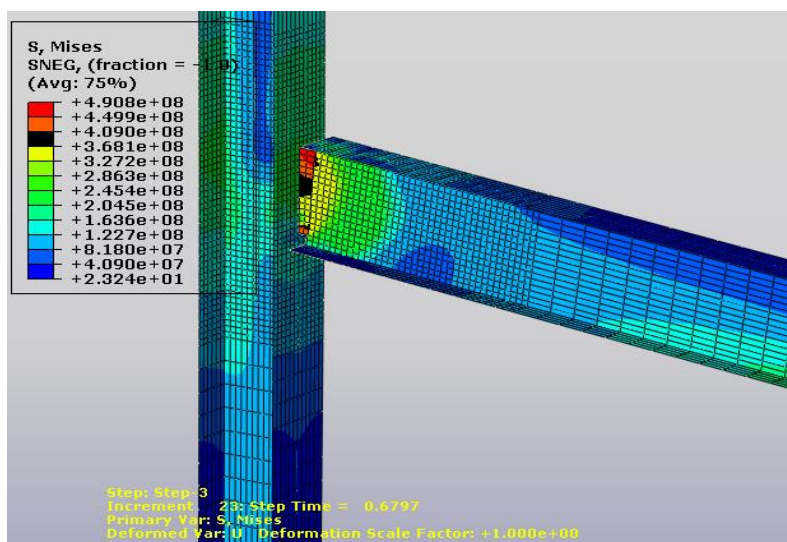
- ¹ Fin plate
- ² Column stiffener
- ³ Strengthening cover plate

در نظر گرفتن اثر دینامیک به ۱۳۵ کیلونیوتن افزایش پیدا می‌کند و در مرحله سوم بارگذاری برای شبیه سازی از بین رفتن ستون وسط اسکلت فلزی با ثابت ماندن مقدار بار بر روی تیر، جابجایی ۱ متری به قسمت سمت راست تیر اعمال می‌شود.

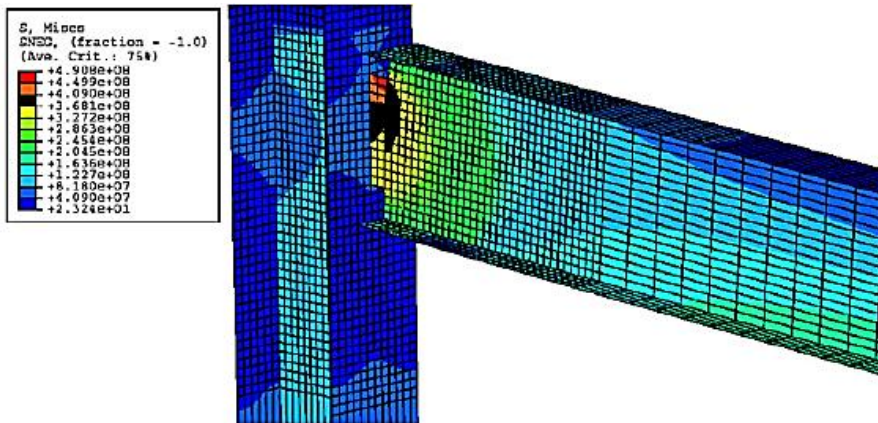
۴-۱-۳- بررسی نتایج

پس از مدل سازی و انجام تحلیل‌های لازم کانتور تنش مدل تقویت نشده محاسبه و در شکل (۹) نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، در زمانی که جابجایی سمت راست تیر به مقدار ۰/۶۷۹۷ متر رسیده است تنش فون مایسرز به مقدار ۴۹۰/۸ مگاپاسکال می‌رسد که این مقدار برابر مقدار تنش شکست ماده

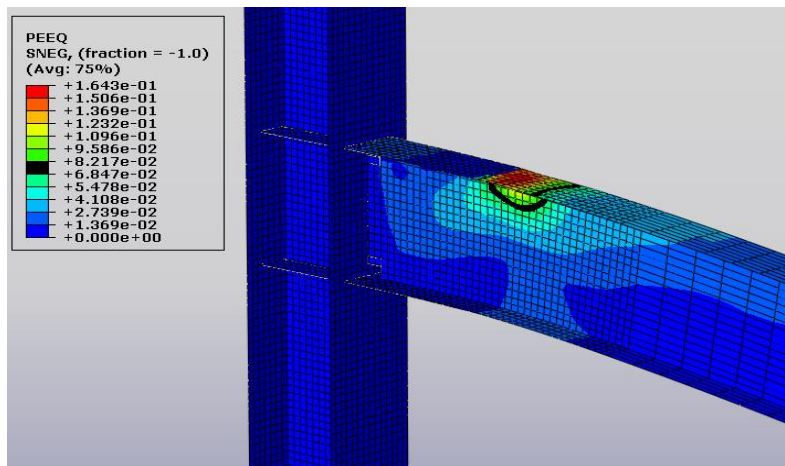
استفاده شده می‌باشد. لازم به ذکر است که مطابق شکل (۱۰) مقدار جابجایی برای رسیدن به این حد تنش ۰/۶۷۴۸ متر بوده است و نشان می‌دهد که مدل‌سازی انجام شده کاملاً صحیح بوده است و تطبیق مناسبی با نتایج مدل مرجع [۱۰] دارد. در شکل (۱۱) کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده در لحظه‌ای که جابجایی سمت راست تیر ۱/۱ متر می‌باشد نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود میزان کرنش پلاستیک برابر $1/643 \times 10^{-1}$ می‌باشد که در مقایسه با مقدار $1/651 \times 10^{-1}$ از شکل (۱۲) که مقدار کرنش پلاستیک مدل مرجع [۱۰] می‌باشد تفاوت ناچیزی داشته و نشان از صحت شبیه‌سازی دارد.



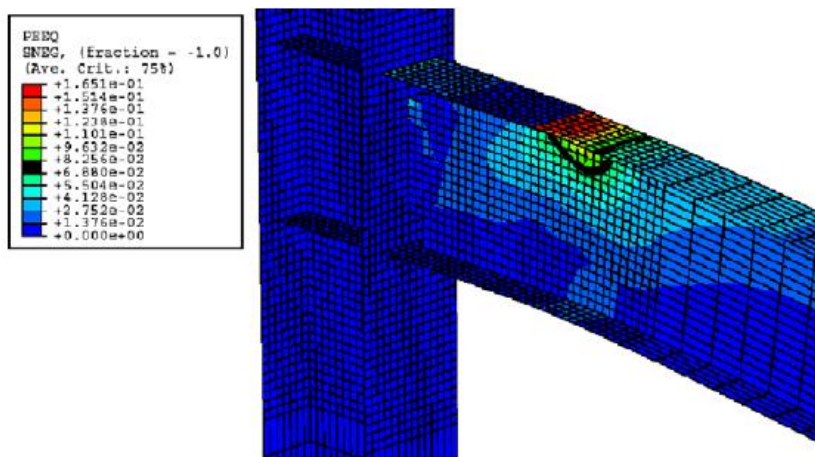
شکل (۹): کانتور تنش برای مدل نمونه بصورت تقویت نشده برای صحت سنجی



شکل (۱۰): کانتور تنش برای مدل تقویت نشده مرجع به هنگام جابجایی قائم ۰/۶۷۴۸ متر [۱۰]



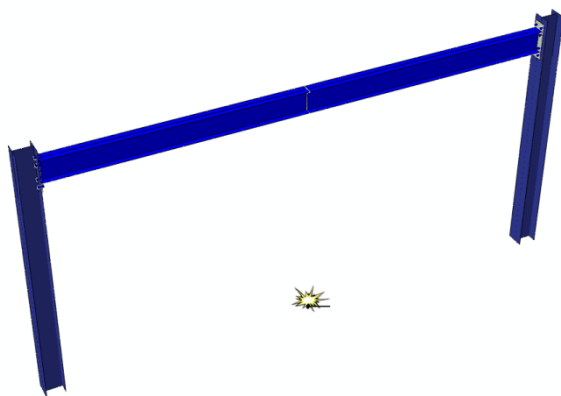
شکل (۱۱): کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده برای صحت سنجی



شکل (۱۲): کانتور کرنش پلاستیک مدل تقویت شده مرجع به هنگام جابجایی قائم ۱/۱ متر [۱۰]

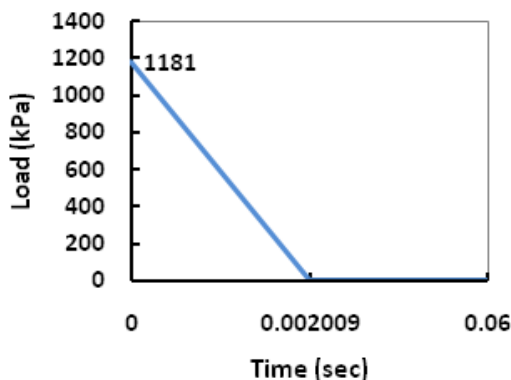
۵- مدل‌سازی المان محدود قاب مورد مطالعه

قاب مورد بررسی مربوط به یک قاب میانی از سازه یک طبقه با فاصله شش متری قاب‌ها نسبت به هم می‌باشد. ارتفاع ستون در قاب مد نظر سه متر و طول تیر شش متر می‌باشد. با در نظر گرفتن بارهای ثقلی و جانبی وارد بر قاب مورد نظر و انجام محاسبات، مقطع IPE270 برای تیر و IPB220 برای ستون انتخاب گردید. برای تحلیل دینامیکی غیر خطی از نرم‌افزار المان محدود آباکوس استفاده شده است. با توجه به در نظر گرفتن انفجار داخلی، مکان وقوع انفجار مطابق شکل (۱۳) در نقطه میانی تیر و در ارتفاع معادل با پای ستون فرض شده که سبب ایجاد بارگذاری متقارن شده است. بنابراین برای کاهش در زمان انجام تحلیل نیمی از قاب مدل شده به طوری که محل پایه‌های ستون را به صورت کاملاً گیردار فرض کرده و قسمت میانی تیر فقط می‌تواند بصورت عمودی و به طرف بالا و پایین حرکت کند، (شکل (۱۴)).



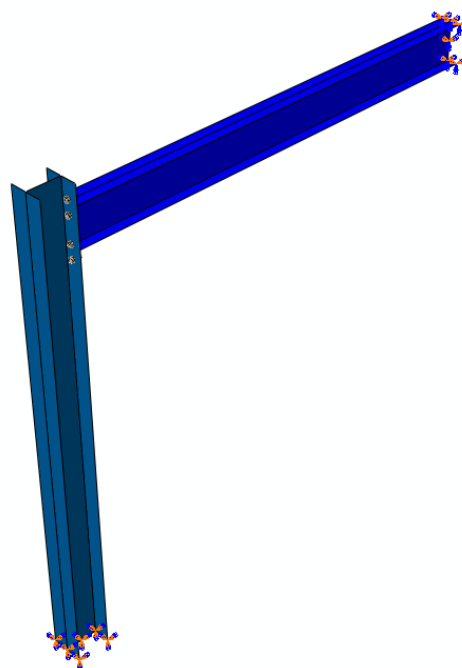
شکل (۱۴): نیمه تقارنی قاب با شرایط مرزی

بارگذاری وارده بر قاب‌ها مطابق شکل (۱۵) بصورت مثلثی گسترده با میزان بار بیشینه ۱۱۸۱ کیلوپاسکال که معادل بارگذاری ایجاد شده بعلت انفجار هفت کیلوگرم TNT می‌باشد انجام گرفته است که مطابق شکل (۱۵) تا لحظه $0/002$ ثانیه قاب تحت ارتعاش اجباری بوده و از این لحظه به بعد در ارتعاش آزاد میرا قرار داشته و تحلیل‌ها نیز تا لحظه $0/06$ ثانیه (۳۰ برابر مدت زمان تداوم ارتعاش اجباری) که امکان ارتعاش قاب در ناحیه پلاستیک را داشته، ادامه یافته است تا بتوان آخرین تغییرات بارهای انفجاری بر روی اتصال را مشاهده نمود.

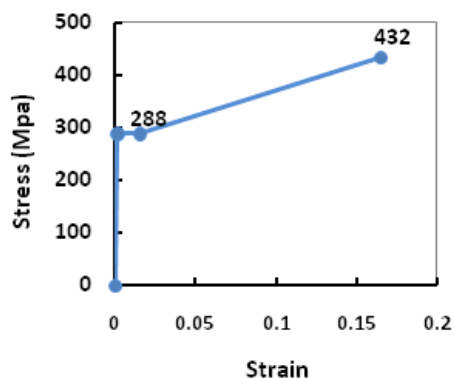


شکل (۱۵): بارگذاری انفجاری معادل ۷ کیلوگرم TNT

بار موثر بر قاب مورد نظر مطابق شکل (۱۶) با توجه به سطح باربر جانبی آن که عبارت است از مجموع نصف فاصله قاب تا قاب‌های کناری آن می‌باشد، محاسبه گردیده است. در واقع از طریق این دیواره انتقال تمامی بار انفجاری به سازه ممکن می‌گردد.

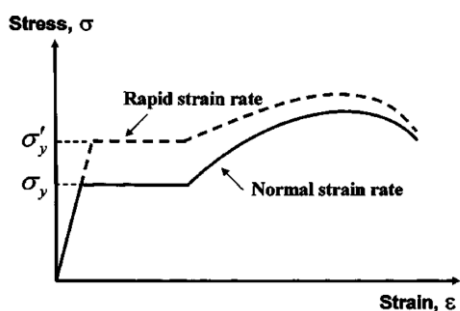


شکل (۱۳): قاب مورد مطالعه



شکل (۱۸): مشخصات رفتار مکانیکی مصالح ستون، تیر و صفحه انتهایی

اگر خواص مکانیکی فولاد تحت اثر بارگذاری استاتیکی به عنوان مبنا در نظر گرفته شود، اثرات افزایش نرخ کرنش بالا در بار انفجاری طبق شکل (۱۹) خواهد بود و ضریب افزایش دینامیکی طبق جدول (۲) ارائه شده است [۱۱].



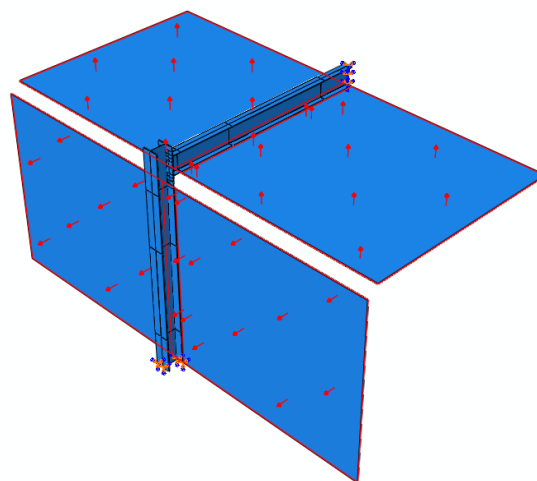
شکل (۱۹): رابطه تنش-کرنش فولاد با در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش [۱۲]

جدول (۲): ضریب افزایش دینامیکی برای در نظر گرفتن اثر نرخ کرنش [۱۲]

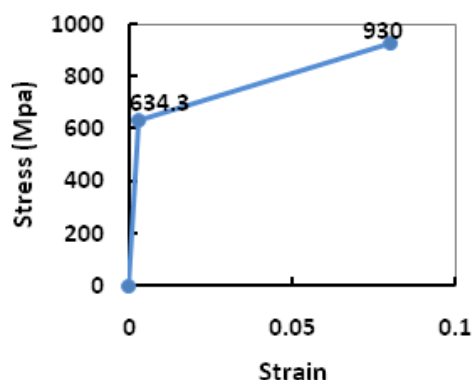
عضو	برای تنش تسلیم	برای تنش نهایی
تیر، ورق انتهایی و سخت کننده‌ها	۱/۲۹	۱/۱
ستون و پیچ‌ها	۱/۱	۱/۰۵

برای محاسبه ضخامت صفحه انتهایی از تئوری خطوط تسلیم استفاده می‌شود. با استفاده از این تئوری، لنگر ظرفیت در صفحه انتهایی اتصال از رابطه (۶) که توسط سروجی [۱۳] ارائه شده است، محاسبه می‌شود.

مصالح فولادی به کار رفته در مدل‌ها به صورت ایزوتروپیک می‌باشند و رفتار آن‌ها در کشش و فشار به صورت یکسان و سطح تسلیم فون میزس به عنوان معیار تسلیم پذیرفته گردید. مقدار مدول الاستیسیته برابر 210 GPa ، ضریب پواسون برابر 0.3 و چگالی فولاد برابر 7850 kg/m^3 می‌باشد. مقدار تنش تسلیم فولاد مصرفی برای ستون، تیر و صفحه انتهایی 288 MPa و برای پیچ اتصال 634.3 MPa و همچنین مقدار تنش نهایی برای ستون، تیر و صفحه انتهایی برابر 432 MPa و برای پیچ اتصال 930 MPa می‌باشد. رابطه تنش-کرنش مصالح در شکل (۱۷) و (۱۸) آمده است.

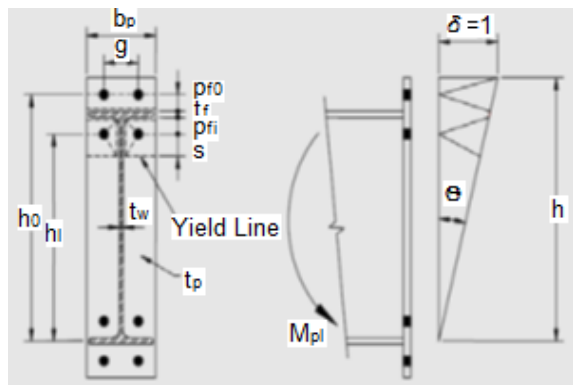


شکل (۱۶): بارگذاری انفجاری وارد بر قاب



شکل (۱۷): مشخصات رفتار مکانیکی مصالح پیچ اتصال

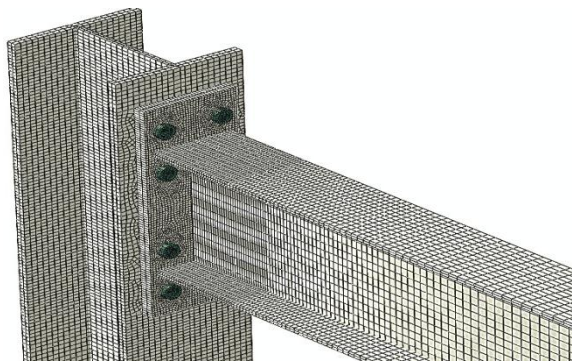
جابجایی قائم آن نقطه، مش بندی ریز می شود (شکل (۲۱)).



شکل (۲۰): اتصال با صفحه انتهایی سخت نشده [۱۳]

جدول (۳): نتایج آنالیز همگرایی تیر مدل اصلی

تعداد مش بندی در امتداد محور اصلی تیر	تغییر مکان انتهایی تیر (mm)	حداکثر تنش فون مایسز در کل تیر (MPa)
۹۰	۱۹۸	۳۸۵
۱۲۰	۲۰۵	۴۰۲
۱۵۰ (انتخاب شده)	۲۱۰	۴۰۹
۱۸۰	۲۱۱	۴۰۸



شکل (۲۱): مش بندی مدل در محدوده اتصال

پس از مش بندی المان‌ها و به منظور طراحی اتصال تیر به ستون بر اساس پیشنهادات سروجی [۱۳] و آئین نامه AISC [۱۵]، در رابطه (۶) لنگر پلاستیک تیر جایگزین شده M_t است و ابعاد ورق انتهایی مطابق شکل (۲۲) بدست آمده و ضخامت ورق صفحه انتهایی $2/2$ cm و قطر

$$M_t = F_{yt} t_p^2 \left\{ \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \right\} \quad (6)$$

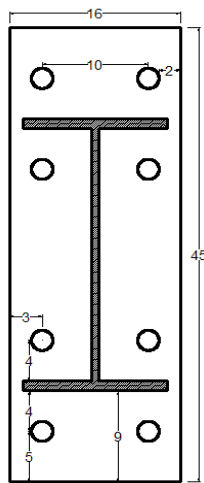
برای رابطه (۶) متغیرهای b_p ، p_{fi} ، p_{fo} ، h_0 ، h_1 ، s و g در شکل (۲۰) نشان داده شده‌اند. t_p ضخامت صفحه انتهایی و F_{yt} نیز تنش تسلیم فولاد بکار رفته در صفحه انتهایی است. فاصله s در روابط خطوط تسلیم از رابطه (۷) حاصل می‌گردد.

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (7)$$

تیر، ستون، ورق انتهایی و ورق‌های سخت‌کننده اتصال قاب فولادی مورد مطالعه با استفاده از المان‌های Shell نوع S4R مدل‌سازی شده‌اند تا اثرات غیرخطی ناشی از برش زیاد تحت بار انفجاری به صورت دقیق‌تر در نظر گرفته شوند، المان S4R یک المان چهارگره‌ای با انحنا دو طرفه با انتگرال‌گیری کاهش یافته است [۱۴] و همچنین برای مدل‌سازی پیچ‌های اتصال از المان‌های Solid استفاده شده است.

با توجه به اهمیت اندازه المان‌های انتخابی در نتایج حاصل، اندازه المان‌ها در بخش چشمه اتصال و پیچ‌ها و خود ورق انتهایی کوچک‌تر از ادامه ستون و تیر انتخاب شده است. البته ریزتر کردن مش در محل اتصالات تا جایی ادامه می‌یابد که حساسیت نتایج تحلیل رفتار اتصالات نسبت به آن قابل توجه باشد. مطابق جدول (۳) با کاهش اندازه المان‌ها و افزایش تعداد آنها در امتداد محور اصلی تیر به بیش از ۱۵۰ عدد، از تغییر نتایج تحلیل در مورد دو کمیت تغییر مکان انتهایی تیر و حداکثر تنش فون مایسز (که به عنوان شاخص‌هایی برای تعیین اندازه مناسب المان‌ها انتخاب شده بودند) به شدت کاسته شده و نتایج این دو کمیت به سمت همگرایی سوق یافتند. ضمناً با دور شدن از چشمه اتصال دیگر نیازی به المان‌های ریز نبوده و برای افزایش سرعت تحلیل از المان‌های بزرگ‌تر استفاده شده است و فقط در نقطه میانی تیر به علت اهمیت

نهم تیر با مقطع جان کاهش یافته مورد بررسی قرار گرفته‌اند که مشخصات این مدل‌ها در جدول (۴) آمده است.

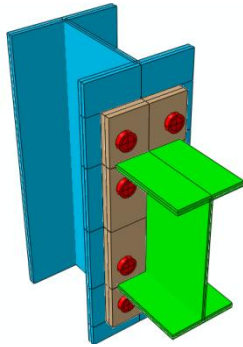


شکل (۲۲): ابعاد ورق انتهایی تیر (به سانتی متر)

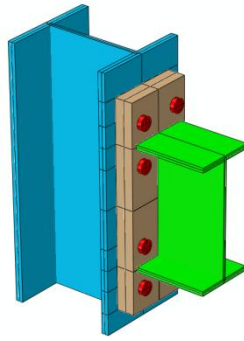
پیچ ۲/۰ cm محاسبه گردید. با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی مشاهده گردید که اتصال طرح شده عملکرد مطلوبی تحت بارهای انفجاری نداشته و بدین جهت برای تقویت آن گزینه‌ها و مدل‌های بعدی مطرح گردید. مطابق شکل (۲۳) در اولین پیشنهاد برای تقویت اتصال (مدل دوم)، تقویت ناحیه‌ی اتصال از طریق افزایش ضخامت ورق انتهایی و در مدل سوم افزایش قطر پیچ‌ها انجام شد. در دو مدل بعدی با تقویت تیر در ناحیه‌ی اتصال از طریق افزودن سخت‌کننده‌ها در روی بال در مدل چهارم و در جان تیر در مدل پنجم به بررسی رفتار ناحیه اتصال پرداخته شد. در ادامه با تقویت ستون در ناحیه‌ی اتصال توسط ورق‌های پیوستگی در مدل ششم و ورق‌های پیوستگی و مضاعف در مدل هفتم، به بررسی عناصر تقویت در تمامی نواحی اتصال پایان داده شد و در دو مدل پایانی به مطالعه‌ی قاب‌هایی با تیر تضعیف شده پرداخته شد. در مدل هشتم تیر با مقطع بال کاهش یافته و در مدل

جدول (۴): مشخصات هندسی مدل‌های مورد بررسی

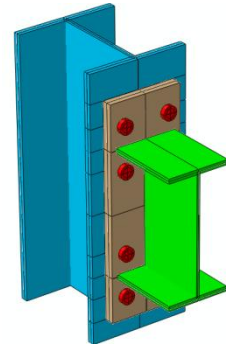
شماره مدل	شرح مدل اتصال	ضخامت ورق انتهایی (cm)	قطر پیچ (cm)	توضیحات
۱	نمونه اصلی	۲/۲	۲	طراحی اتصال براساس AISC
۲	نمونه اصلی با افزایش ضخامت ورق انتهایی	۴	۲	افزایش ضخامت ورق انتهایی به ۴ سانتیمتر
۳	نمونه اصلی با افزایش قطر پیچ	۲/۲	۲/۵	افزایش قطر پیچ به ۲/۵ سانتیمتر
۴	نمونه اصلی با سخت‌کننده در زیر و روی بال تیر	۲/۲	۲	افزودن دو عدد ورق سخت‌کننده با ضخامتی برابر با جان تیر، یکی در زیر و دیگری روی بال تیر
۵	نمونه اصلی با سه ورق در جان تیر	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های سخت‌کننده با ضخامتی برابر با جان تیر در دو طرف تیر
۶	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های پیوستگی با ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف ستون
۷	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون و ورق مضاعف	۲/۲	۲	افزودن ورق‌های مضاعف با ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف ستون علاوه بر ورق‌های پیوستگی
۸	نمونه اصلی با کاهش عرض بال تیر	۲/۲	۲	اتصال RBS طبق پیشنهاد مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (کاهش عرض بال تیر)
۹	نمونه اصلی با کاهش در جان تیر	۲/۲	۲	اتصال WRSB (تیر با جان بازشودار)



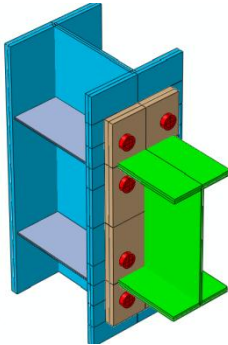
الف) نمونه اصلی (ضخامت ورق انتهایی ۲/۲ cm)



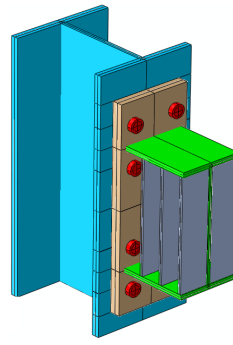
ب) مدل دوم (ضخامت ورق انتهایی ۲/۰ cm)



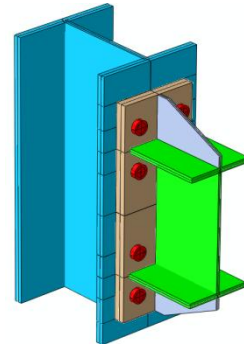
ج) مدل سوم (افزایش قطر پیچ‌ها به ۲/۵ cm)



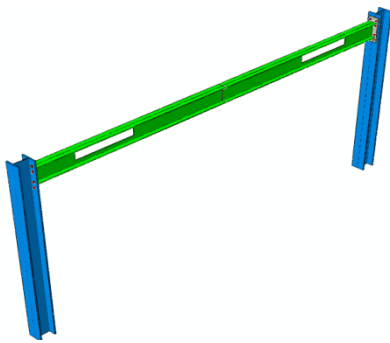
د) مدل چهارم (سخت‌کننده روی بال تیر)



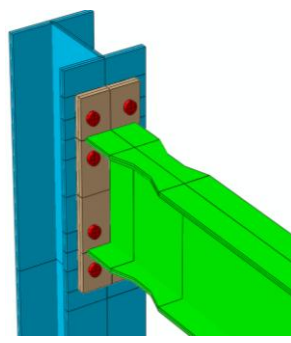
ه) مدل پنجم (سه ورق تقویتی در دو طرف جان تیر)



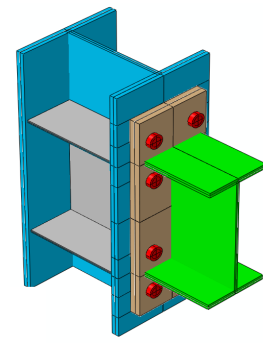
و) مدل ششم (افزودن ورق پیوستگی در ستون)



ز) مدل هفتم (ورق پیوستگی و مضاعف در دو طرف ستون)



ح) مدل هشتم (اتصال RBS)



ط) مدل نهم (WRSB)

شکل (۲۳): مدل‌های تقویت شده پیشنهادی اتصال صلب تیر به ستون

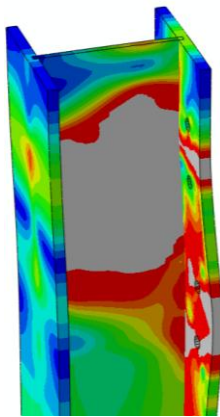
اعمال ضریب افزایش دینامیکی (مطابق جدول (۲)، در جدول (۵) تنش در اعضایی که به واسطه اعمال بار انفجاری به اتصال از مرحله تسلیم عبور نموده اند با علامت * و تنش در اعضایی که به مرز گسیختگی رسیده‌اند با علامت ** از سایر تنش‌ها متمایز شده‌اند. بیشینه تغییر مکان قاب، در نقطه میانی قاب نیز برای تمامی مدل‌ها آمده است. با مقایسه پاسخ‌های بدست آمده می‌توان اظهار نظر نمود که کدامیک از تغییرات ایجاد شده

۵- تحلیل نتایج

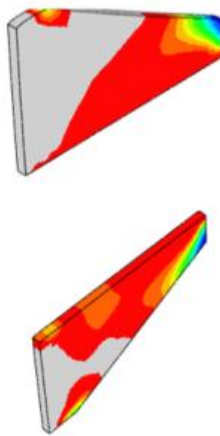
پس از اعمال بار انفجاری انتخابی بر روی قاب با اتصالات مختلف، تنش در بخش‌های مختلف قاب به همراه حداکثر جابجایی تیر محاسبه شده و در جدول (۵) آمده است. در جدول (۵) حداکثر تنش‌های وارده بر روی اعضای هر یک از اتصال‌ها در تمامی مدل‌ها نشان داده شده است. با توجه به تنش نهایی و تنش تسلیم افزایش یافته اعضا ناشی از



عدم تغییر شکل‌های پلاستیک و جذب انرژی ناشی از آن بهنگام اعمال بار انفجاری، وجود این نوع سخت کننده‌ها در اتصال با ورق انتهایی تاثیر زیادی ندارد. در مدل دوم، سوم، چهارم، پنجم و ششم نیز مانند مدل اول مفصل پلاستیک در ستون تشکیل می‌شود ولی در مدل هفتم طبق شکل (۲۷) مفصل پلاستیک از ستون دور می‌شود.



شکل (۲۴): تغییر شکل پلاستیک ستون در مدل اول (نواحی روشن به حالت پلاستیک رسیده‌اند)



شکل (۲۵): تغییر شکل پلاستیک سخت کننده‌ها در مدل چهارم

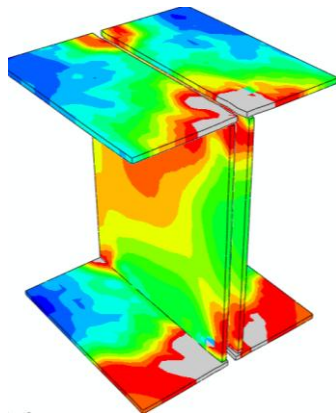
در مدل‌های مختلف در مقابل بار انفجاری مؤثر بوده و کدامیک تاثیر گذار نبوده است.

بر اساس نتایج جدول (۵) در مدل اصلی قبل از آنکه در تیرها مفصل پلاستیک تشکیل شده و منهدم گردد، پیچ‌ها و صفحه انتهایی به گسیختگی رسیده و مطابق شکل (۲۴) ستون به مفصل پلاستیک کامل می‌رسد، که به هیچ وجه حالت مطلوبی نیست. در مدل دوم که با افزایش ضخامت ورق انتهایی همراه بوده است دیگر گسیختگی در ورق انتهایی بوجود نمی‌آید اما در سایر موارد تغییر محسوسی نسبت به مدل اول دیده نمی‌شود. در مدل سوم در قسمت ورق انتهایی گسیختگی مانند مدل اصلی دیده شده و با وجود افزایش قطر پیچ‌ها، هر چهار پیچ ردیف پایین گسیخته می‌گردند و بهبودی در وضعیت تنش در تیرها و ستون‌ها نسبت به مدل‌های قبلی مشاهده نمی‌شود. در مدل چهارم که با سخت کننده در زیر و روی بال تیر همراه بوده است گسیختگی در ورق انتهایی دیده نشده اما همانند مدل اصلی در پیچ‌ها گسیختگی وجود دارد و همچنین قسمت بسیار کوچکی از سخت کننده فوقانی نیز گسیخته شده است. در این مدل با وجود عملکرد خوب سخت کننده‌ها مطابق شکل (۲۵)، وجود این سخت کننده‌ها موجب پیشرفت تغییر شکل پلاستیک در ستون و نزدیک شدن ستون به مرز گسیختگی و کاهش تغییر شکل پلاستیک در تیر می‌شود که حالت مطلوبی نبوده و از ایده تیر ضعیف-ستون قوی فاصله می‌گیرد. در مدل پنجم که سه ورق در جان تیر اضافه شده بود علاوه بر اینکه نواحی گسیختگی نسبت به نمونه اول کاهش نیافته بلکه قسمت کوچکی از ستون نیز به مرز گسیختگی رسیده است. مطابق شکل (۲۶) این سخت کننده‌ها حتی به مرحله پلاستیک نرسیده و در جذب انرژی توسط تغییر شکل پلاستیک هیچ نقشی ندارند و بطور کلی وجود این نوع سخت کننده‌ها در بهبود عملکرد اتصال مؤثر نبوده است. در مدل ششم که با ورق پیوستگی برای تقویت ناحیه اتصال همراه بوده است، با وجود عملکرد بسیار خوب این نوع سخت کننده‌ها در سایر اتصالات در برابر بارهای استاتیکی و زلزله، به علت

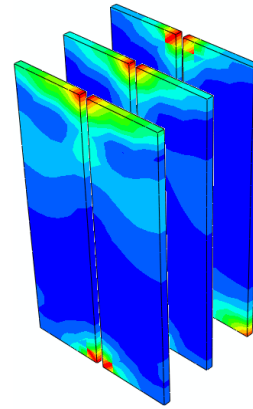
جدول (۵): مقایسه مدل‌های ساخته شده از لحاظ میزان تنش، جابجایی و وضعیت گسیختگی تحت اثر بار انفجار

ردیف	شرح مدل اتصال	حداکثر تنش وارده بر تیر (MPa)	حداکثر تنش وارده بر ستون (MPa)	حداکثر تنش وارده بر ورق انتهایی (MPa)	حداکثر تنش وارده بر پیچ (MPa)	میزان بیشینه جابجایی تیر به سمت بالا (mm)	محل گسیختگی
مدل ۱	نمونه اصلی (ضخامت ورق انتهایی ۲/۲ cm)	۴۰۹*	۴۲۵*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۰	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۲	نمونه اصلی با افزایش ضخامت ورق انتهایی	۴۰۳*	۴۲۹*	۳۷۹	۹۷۶/۵**	۱۹۵	گسیختگی ۲ پیچ در پایین‌ترین ردیف
مدل ۳	نمونه اصلی با افزایش قطر پیچ	۴۰۹*	۴۲۲*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۰۴	گسیختگی در ورق انتهایی و ۴ پیچ ردیف پایین
مدل ۴	نمونه اصلی با سخت‌کننده در زیر و روی بال تیر	۴۰۴*	۴۵۱*	۳۸۵	۹۷۶/۵**	۱۹۴	گسیختگی جزئی در سخت‌کننده فوقانی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۵	نمونه اصلی با سه ورق در جان تیر	۴۱۴*	۴۵۳/۶**	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۰	گسیختگی در ستون و ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۶	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون	۴۱۲*	۳۵۳*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۰۰	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ در پایبندترین ردیف
مدل ۷	نمونه اصلی با سخت‌کننده در دو طرف ستون و ورق مضاعف	۴۱۳*	۴۴۰*	۴۴۷	۹۷۶/۵**	۱۸۸	گسیختگی در سخت‌کننده و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۸	نمونه اصلی با کاهش عرض بال تیر	۴۰۹*	۴۳۱*	۴۷۵/۲**	۹۷۶/۵**	۲۱۱	گسیختگی در ورق انتهایی و ۲ پیچ ردیف پایین
مدل ۹	نمونه اصلی با کاهش در جان تیر	۴۷۵/۲**	۳۵۹*	۴۷۵/۲**	۹۲۲	۲۷۶	گسیختگی در تیر و ورق انتهایی





شکل (۲۹): تغییر شکل سخت کننده‌ها در مدل هفتم

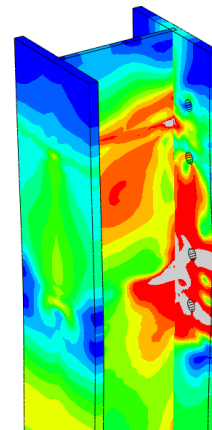


شکل (۲۶): تغییر شکل پلاستیک سخت کننده‌ها در مدل پنجم

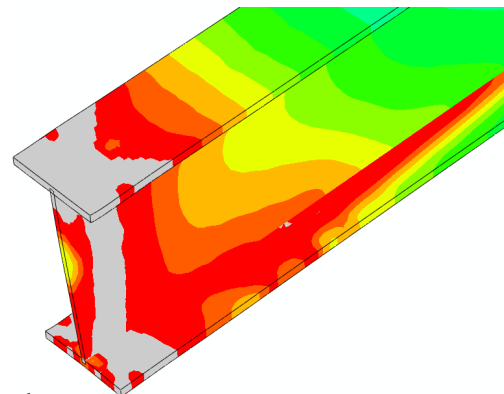
به میزان زیادی نسبت به ستون تغییر شکل‌های پلاستیک را تجربه می‌کند.

برای دور کردن مفاصل پلاستیک از ناحیه اتصال می‌توان علاوه بر تقویت ناحیه اتصال، تیر را ضعیف کرد. در مدل هشتم مطابق شکل (۳۰) از اتصالات RBS پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در اتصالات با ورق انتهایی بلند استفاده شده است. برای اتصال در مدل هشتم a، b و c بترتیب ۱۰، ۲۰ و ۳ سانتی‌متر در نظر گرفته شدند.

با بررسی مدل هشتم مشاهده می‌شود در ورق انتهایی و پیچ‌ها همانند مدل اصلی گسیختگی دیده می‌شود و در میزان انرژی جذب شده توسط تغییر شکل پلاستیک در اعضای مختلف قاب فولادی در اتصال پیشنهادی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تفاوت خاصی دیده نمی‌شود. تیرهای با جان بازشودار با علامت اختصاری WRSB از دیگر راهکارهایی هستند که باعث تسلیم مصالح و در نتیجه استهلاک انرژی در فاصله‌ای دور از ناحیه اتصال می‌شوند. در شکل (۳۱) نمونه تیر با جان کاهش یافته مفروض در مدل نهم نمایش داده شده است [۱۷].

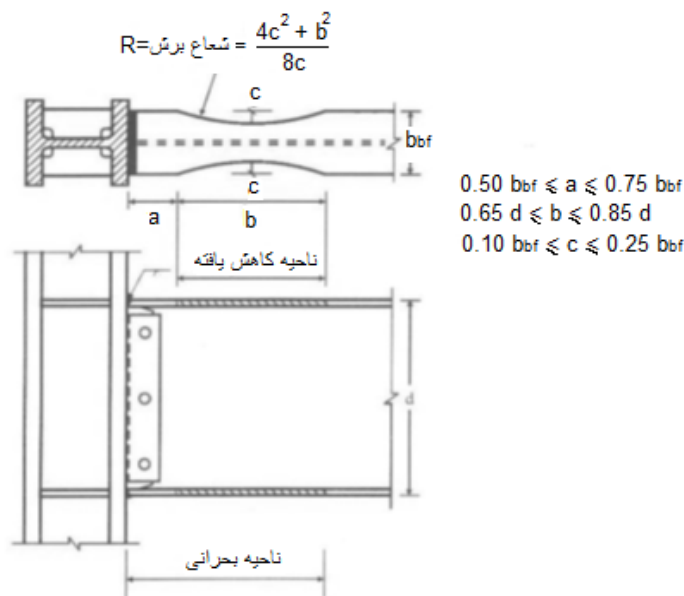


شکل (۲۷): تغییر شکل پلاستیک ستون در مدل هفتم



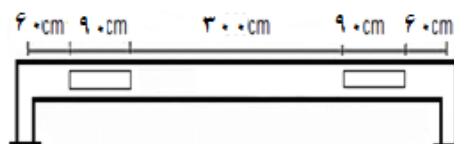
شکل (۲۸): تغییر شکل پلاستیک تیر در مدل هفتم

می‌توان گفت در مدل هفتم افزودن ورق پیوستگی و مضاعف در رفتار قاب بسیار موثر است زیرا مطابق شکل (۲۸) و (۲۹) علاوه بر نقش موثر ورق مضاعف و ورق پیوستگی در جذب انرژی ناشی از تغییر شکل پلاستیک، تیر



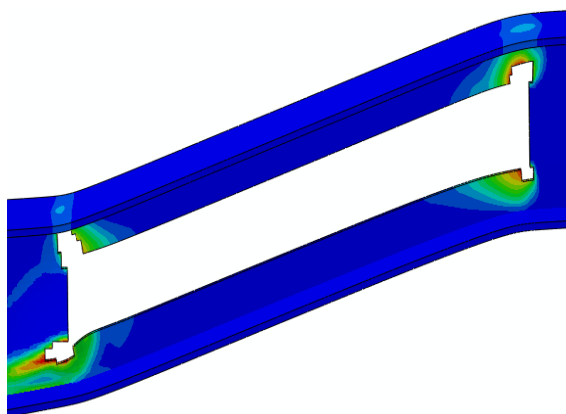
شکل (۳۰): مشخصات پیشنهاد شده اتصالات RBS در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶]

هیچ تاثیری در بهبود رفتار اتصال در مقابل بار انفجاری نداشته است.



شکل (۳۱): ابعاد تیر WRSB مدل سازی شده در نمونه

نهم [۱۷]



شکل (۳۲): گسیختگی تیر در مدل نهم

بر اساس نتایج از تحلیل رفتار مدل نهم مطابق جدول (۵) مشاهده می شود که دیگر گسیختگی در هیچ پیچی از این مدل دیده نمی شود. اما مطابق شکل (۳۲) در این مدل ورق پیوستگی و تیر به تنش گسیختگی رسیده اند و جذب انرژی بواسطه تغییر شکل پلاستیک در تیر تغییر نیافته است و تنش در ورق انتهایی، پیچ و ستون کم شده که مناسب می باشد.

با نگاهی دقیق تر به نتایج مدل های هشتم و نهم می توان گفت برای کاهش سطح مقطع تیر جهت عدم پیشرفت خرابی در ناحیه اتصال و ستون در برابر بارهای انفجاری، استفاده از تیر با جان کاهش یافته بسیار مفید می باشد، چون همانطور که در مدل نهم بررسی شد علاوه بر عدم گسیختگی در پیچ، میزان تغییر شکل های پلاستیک در ستون بسیار کاهش می یابد. در حالی که تیر با بال کاهش یافته

۴- نتیجه گیری

بررسی های انجام شده در این تحقیق در خصوص ارزیابی عملکرد اتصالات صلب تیر به ستون تحت اثر بارهای انفجاری نشان داده است که:

- جانمایی سخت کننده ها در محل اتصال برای بهبود عملکرد سازه های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بسیار اهمیت دارد.



Numerical Simulation”, Turkish Journal of Engineering and Environmental, Vol. 34, pp. 25-41.

[۹] قاسمی، م. و جلال پور، م. (۱۳۸۶)، ”بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمشی پیچی با صفحه انتهایی بلند“، نشریه دانشکده فنی، جلد ۴۱، شماره ۲.

[10] Liu, J.L. (2010), “Preventing Progressive Collapse Through Strengthening Beam-to-Column Connection, Part 2: Finite Element Analysis”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, pp. 238-247.

[11] Yim H.C. and Krauthammer T. (2009), “Load-impulse characterization for steel connection”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 36, pp. 737-745.

[12] Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A. and Ramsay, J. (2007), “Blast Loading and Blast Effects on Structures-An Overview”, The University of Melbourne, Australia , EJSE Special Issue: Loading on Structures, pp.76-91.

[13] Srouji, R., Kukerti, A.R. and Murray, T.M. (1983), “Yield Line Analysis of End-Plate Connections with Bolt Force Predictions”, Research Report No. FSEL/MBMA 83-05, Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, Norman, Oklahoma, USA.

[14] ABAQUS/CAE version 6.10 (2011), Hibbit, Karlsson & Sorensen Inc., Pawtucket, R.I.

[15] AISC, Manual of steel construction, (1997), “Load and Resistance factor Design”, American Institute of Steel Construction, Chicago.

[۱۶] وزارت مسکن و شهرسازی، معاونت امور مسکن و ساختمان (۱۳۸۷)، ”مقررات ملی ساختمان ایران“، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی.

[۱۷] عرفانی، س. (۱۳۹۰)، ”بررسی تیرهای فولادی با جان کاهش یافته با استفاده از المان قاب ترکیبی“، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران.

افزودن سخت کننده‌ها در تیر ناحیه اتصال و یا افزایش ضخامت ورق انتهایی موثر نمی‌باشد ولی ترکیب توام ورق پیوستگی و مضاعف در ستون ناحیه چشمه اتصال گزینه بسیار مناسبی برای تقویت ناحیه اتصال است.

بطور کلی عملکرد سازه‌های فولادی با اتصالات ورق انتهایی بلند بطور مستقیم با ضخامت جان تیر و ستون در ناحیه چشمه اتصال مرتبط است، چرا که گسیختگی‌های ناشی از بارهای انفجاری بیشتر به صورت برشی است.

برای تقویت ناحیه اتصال در برابر بارهای انفجاری می‌بایستی مطابق مدل هفتم، با اضافه کردن ورق مضاعف به ضخامت ستون افزود و یا آنکه مانند مدل نهم با کاهش سطح جان تیر خرابی را از ناحیه اتصال و ستون دور کرده و به تیر منتقل نمود.

۵- مراجع

[1] Sabuwala, T. and Linzell, D. (2005), “Theodor Krauthammer, Finite Element Analysis of Steel Beam to Column Connections Subjected to Blast Loads”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 861-876.

[2] US Department of the Army. (1990), “Design of Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions”, US Department of the Army Technical Manual, TM5-1300.

[3] GSA. (2005), “General Service Administration”, Facilities Standards (P100). Washington, D.C.

[4] Krauthammer, T. (2008), “Building Blast Simulation and Progressive Collapse Analysis”, University of Florida and J. Cipolla, SIMULIA, Inc. Journal of Impact Engineering, Vol. 31, pp. 85-111.

[5] Richard Liew, J.Y. (2008), “Survivability of Steel Frame Structures Subject to Blast and Fire”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 854-866.

[6] Rose, T.A, Smith, P.D, May, J.H. (2006), “The Interaction of Oblique Blast Waves with Buildings”, Shock Waves, Vol. 16, pp.35-44.

[۷] پیش‌نویس مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۸)، ویرایش ششم.

[8] Izadifard, R.A. and Forotan, M. (2010), “Blastwave Parameters Assessment at Different Altitude Using