

# مقایسه‌ی رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح و سیستم دیوار برشی تحت بارگذاری انفجار

محمد اسماعیل نیا عمران

نویسنده مسئول: استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران.

m.esmaeilnia@uok.ac.ir

سمیه ملایی

دانشجوی دکترای مهندسی عمران گرایش سازه، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران.

s.mollaei@eng.uok.ac.ir

## چکیده

امروزه انفجار در مراکز شهرها و مناطق مسکونی خطری است که تمام ساختمان‌ها را تهدید می‌کند. انفجار در داخل و یا در نزدیکی ساختمان می‌تواند منجر به آسیب‌دیدگی ناگهانی قاب‌های ساختمانی شود. تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت بارهای انفجاری نیازمند درک دقیق پاسخ دینامیکی اعضا و سیستم‌های سازه‌ای تحت این بارگذاری است. در این مقاله، پاسخ قاب‌های خمشی بتن مسلح ۱ تا ۳ طبقه تحت بارگذاری جانبی انفجار مورد مطالعه قرار گرفته و با سیستم دیوار برشی مقایسه شده است. جابجایی، تنش، نحوه‌ی آسیب‌دیدگی و انرژی کرنشی در دو سیستم تحت بارگذاری انفجار با یکدیگر مقایسه شده است. مطابق با مهم‌ترین نتایج حاصل، آسیب‌پذیرترین نقاط قاب‌های خمشی تحت بار انفجار ستون‌ها و اتصالات طبقه همکف می‌باشد. در سیستم دیوار برشی، آسیب‌ها در تیرها، ستون‌ها، اتصالات و هم‌چنین دیوار برشی توزیع شده است. هم‌چنین، میزان جذب انرژی در سیستم دیوار برشی نسبت به قاب مشابه با سیستم قاب خمشی، بالاتر است. البته برای تصمیم‌گیری قطعی در این مورد و بررسی تخریب پیش‌رونده باید قاب‌های ساختمانی به صورت ۳ بعدی (در هر ۲ جهت) و با در نظر گرفتن دیوارهای پرکننده در قاب مدل‌سازی گردد.

کلمات کلیدی: بار انفجار، قاب بتن مسلح، دیوار برشی، روش اجزای محدود.

بارهای جانبی شدید همانند ضربه و انفجار می‌تواند موجب آسیب‌دیدگی گسترده‌ی ساختمان‌ها شود که بعضاً منجر به خرابی کل ساختمان می‌شود (تخریب پیش‌رونده). یکی از شدیدترین بارهایی که ممکن است یک سازه در طی عمر خود تجربه کند، بارگذاری انفجار است. طراحی تمام سازه‌ها برای بارهای انفجار بسیار بزرگ، که وقوع آنها نادر است، غیر عملی بوده و مهندسين در تلاش هستند تا راه‌های جلوگیری از خرابی سازه‌ها تحت بارهای انفجار متوسط و کوچک را (که احتمال وقوع بالاتری دارند) بررسی کنند. بسیاری از نوآوری‌ها در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر انفجار وابسته به پروژه‌های ساختمانی بزرگ و دولتی هستند که بودجه‌های بالایی را در اختیار دارند. اما لازم است که روش‌ها و راه‌کارهای طراحی و مقاوم‌سازی ساده‌تر و مقرون‌به‌صرفه‌تری برای ساختمان‌های کوچک‌تر ایجاد شود. انفجارهای عمدی و یا سهوی می‌تواند آسیب‌های جدی به سازه‌ها و زیرساخت‌های شهری و نظامی وارد سازد که البته خطرات جانی بسیاری نیز برای ساکنین و کاربران آنها ایجاد خواهد شد. در مطالعات نسبتاً فراوانی، به بررسی فشار و ضربه‌ی حاصل از انفجار بر سازه‌ها و عملکرد سازه تحت این بارها پرداخته شده است. آئین‌نامه‌ی توسط نیروی ارتش آمریکا تحت عنوان TM5-1300 (۳۲) و 5-855-1 TM (۳۳) منتشر شده است که حاوی توصیف پدیده‌ی انفجار و روابط تجربی برای تخمین بارگذاری انفجاری بر سازه‌ها و پیش‌بینی عملکرد سازه‌ها تحت این بارگذاری است. ویرایش جدیدتر این آئین‌نامه با عنوان UFC 3-340-02 (۳۴) انتشار یافته است. هم‌چنین، در نشریات سازمان مدیریت بحران فدرال FEMA نیز دستورالعمل‌هایی برای پیش‌بینی بار انفجار در ساختمان‌های مختلف و طراحی مقاوم آنها انتشار یافته است (۱۵) و (۱۹). از جمله سایر کدها و دستورالعمل‌های منتشر شده در زمینه‌ی بارگذاری، طراحی و مقاوم‌سازی انفجاری ساختمان‌ها می‌توان به نشریه شماره ۴۲ انجمن مهندسين عمران آمریکا (ASCE 1985) اشاره کرد (۳).

از آنجا که مصالح بتن مسلح در ساخت و سازه‌های شهری و نظامی کاربرد بسیار گسترده‌ای دارد (۳۱)، در مطالعات و پژوهش‌های زیادی به بررسی پاسخ دینامیکی سازه‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجاری پرداخته شده است. پاسخ دینامیکی دال‌های بتنی با تکیه‌های ساده تحت بار انفجار توسط وو و همکاران (۳۶) با استفاده از تحلیل تفاضل محدود مطالعه شده است. رمنیکوف و رز (۲۸) مطالعاتی به روی پیش‌بینی تأثیر دیوارهای دفاعی در برابر انفجار انجام داده‌اند که به این منظور از داده‌های آزمایش‌های عملی و مدلی بر مبنای شبکه‌های عصبی بهره گرفته شده است. زمانی که یک سازه تحت بار انفجار قرار می‌گیرد، اعضای سازه‌ای تشکیل‌دهنده‌ی آن در نرخ‌های کرنش بسیار بالایی تغییرشکل می‌دهند که این نرخ کرنش می‌تواند تا  $10^{-1}$  تا  $10^{-3}$  و حتی بیشتر برسد. در چنین نرخ‌های بالای کرنش، مقاومت مصالح می‌تواند به مقدار قابل توجهی افزایش یابد؛ نشان داده شده است که فولاد تا ۵۰٪، بتن در فشار تا ۱۰٪ و بتن در کشش حتی تا ۶۰٪ می‌تواند بهبود مقاومت از خود نشان دهد (۲۳ و ۲۴). در سال‌های اخیر، مطالعاتی بر تخمین رفتار ستون‌های بتن مسلح (۲)، (۴ و ۵)، (۷)، (۱۰)، (۱۲)، (۱۶)، (۱۸)، (۲۹) و (۳۸) و تیرهای بتن مسلح (۱)، (۹)، (۱۱)، (۲۷) و (۳۰) تحت بارهای انفجار صورت گرفته است. شی و همکاران (۲۹) روشی عددی برای تهیه‌ی دیاگرام‌های فشار-ضربه (P-I) برای ستون‌های بتن مسلح آسیب‌دیده در انفجار پیشنهاد کرده‌اند. بانو و لی (۷) و هم‌چنین وو و همکاران (۳۸) تست‌های واقعی انفجار در فواصل نزدیک به نمونه‌های ستون بتن مسلح انجام داده‌اند و از داده‌های حاصل برای اعتبارسنجی نتایج شبیه‌سازی عددی استفاده کرده‌اند. سپس، با استفاده از مدلسازی عددی به مطالعه‌ی پارامتریک ستون بتن مسلح تحت انفجار پرداخته و رابطه‌ی میان ظرفیت محوری پسماند ستون با مشخصات سازه‌ای و بارگذاری را بررسی کرده‌اند. فوجیکاک و آملوار (۱۶) نوع و میزان آسیب‌دیدگی ستون‌های بتن مسلح در اثر انفجار را با انجام آزمایش ارزیابی کرده‌اند. هائو و

همکاران (۱۸) با استفاده از نرم‌افزار AUTODYN 3D اندرکنش امواج انفجار با ستون‌های بتن مسلح را شبیه‌سازی کرده‌اند. لی و همکاران (۲۱) خرابی پیش‌رونده در قاب‌های ساختمانی بتن مسلح را با توجه به خرابی ستون‌های آن تحت بارگذاری انفجار تحلیل کرده‌اند. نتایج آزمایش‌گاهی و تحلیل عددی در حوزه‌ی رفتار پانل‌های بتنی تحت انفجار را نیز می‌توان در مراجع مختلف همانند (۲۶) و (۳۶) یافت.

به طور کلی در سال‌های اخیر، بسیاری از مطالعات در زمینه‌ی رفتار سازه‌ها تحت بار انفجار به بررسی پاسخ اعضا و المان‌های سازه‌ای و نیز مصالح ساختمانی در برابر انفجار اختصاص داشته است و رفتار کلی قاب‌های ساختمانی و ساختمان‌های کامل تحت این نوع بارگذاری کمتر مطالعه شده است. پاسخ سازه‌ای قاب‌های بتن مسلح تحت بارگذاری انفجار در محدود مطالعاتی مورد بررسی قرار گرفته است (۲۲) و (۳۵). با این حال، مقایسه‌ی میان رفتار قاب‌های بتن مسلح و سیستم دیواربرشی بتن مسلح تحت بارهای انفجار به ندرت انجام یافته است. در این مقاله پاسخ قاب‌های ساختمانی ۱ تا ۳ طبقه تحت بارگذاری جانبی انفجار با استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفته و با پاسخ سیستم دیوار برشی مقایسه شده است. به اسن منظور، از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS ورژن 6.14-2 برای شبیه‌سازی عددی سازه‌های مورد نظر تحت بارگذاری انفجار و تحلیل پاسخ دینامیکی آنها استفاده شده است.

## ۲- بارگذاری انفجار

در زمان انفجار یک ماده‌ی منفجره، واکنش‌های شیمیایی انجام یافته در ساختار ماده موجب آزاد شدن فشاری می‌شود که می‌تواند نسبت به فشار اتمسفر بسیار بالا باشد. امواج فشار با سرعت بسیار زیادی از مرکز انفجار به تمامی جهات انتشار یافته و به سطح سازه‌ی مورد نظر می‌رسد. فشار وارد بر سازه در اثر برخورد انفجار با آن (بار انفجار) را می‌توان به یک منحنی ایده‌آل مطابق با معادله‌ی فردلندر (۱۷) به فرم زیر توصیف کرد:

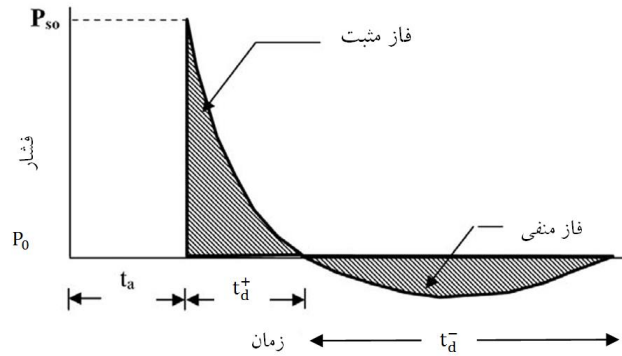
$$p(t) = p_{s0} \left[ 1 - \frac{t}{t_d^+} \right] e^{\frac{bt}{\tau}} \quad (1)$$

که در آن  $p_{s0}$  اضافه فشار حداکثر در لحظه‌ی صفر است؛  $t_d^+$  زمان تداوم فاز مثبت انفجار و  $b$  ثابت کاهش موج انفجار است.

مشخصات مهم امواج انفجار را می‌توان با استفاده از قانون مقیاس هایپکینسون بیان کرد (۶ و ۳۲) که مطابق این قانون اگر فاصله‌ی مقیاس شده  $Z$  در دو انفجار متفاوت، یکسان باشد فشار موج انفجار حاصل از آنها نیز یکسان خواهد بود:

$$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} \quad (2)$$

در رابطه‌ی فوق  $R$  فاصله‌ی واقعی مرکز انفجار از نقطه‌ی مورد نظر (فاصله‌ی رویارویی) و  $W$  وزن خرج انفجاری است. در منحنی تاریخچه زمان فشار حاصل از انفجار (شکل ۱) دو فاز مهم در هر بارگذاری انفجار وجود دارد؛ بخشی که در آن فشار حاصل از انفجار بیشتر از فشار محیط ( $p_0$ ) است با نام فاز مثبت شناخته می‌شود و بخشی که فشار کمتر از فشار محیط است (حالت مکش) تحت عنوان فاز منفی انفجار نامیده می‌شود که مدت زمان تداوم آن  $t_d^-$  است. در این شکل،  $t_a$  زمان رسیدن موج انفجار به نقطه مورد نظر است.

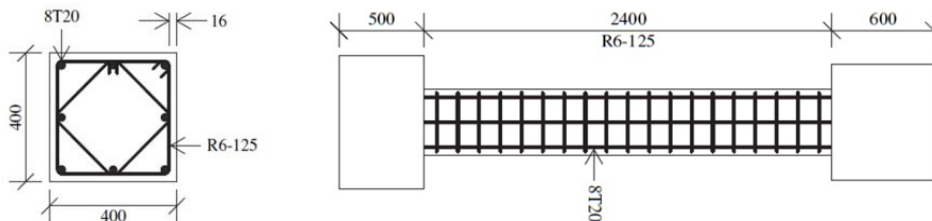


شکل ۱- رابطه‌ی میان زمان و فشار موج انفجار [برگرفته از (۸)].

با توجه به میزان محصورشدگی انفجار، دو نوع بارگذاری انفجاری بر سازه‌ها قابل توصیف است؛ انفجار محصورشده و انفجار آزاد (محصورنشده). در اینجا تنها انفجار آزاد مدنظر قرار دارد که این نوع انفجار می‌تواند به صورت هوایی آزاد و یا به صورت انفجار سطحی باشد. در حالت انفجار هوایی آزاد، موج انفجار پیش از رسیدن به سطح سازه به هیچ سطح بازتاب‌کننده‌ی دیگری برخورد نداشته و به صورت موج کروی آزادانه منتشر می‌شود. در حالت انفجار سطحی، مرکز انفجار به روی سطح زمین و یا بسیار نزدیک به آن قرار دارد و موج انفجار به صورت نیم‌کروی منتشر می‌شود. در حالت دوم، موج حاصل از انفجار با برخورد به زمین بازتابیده شده و موج بازتابی را ایجاد می‌کند که فشار بالاتری نسبت به موج اولیه دارد (۳۴). در این مقاله حالت انفجار سطحی (نیم‌کروی) مدنظر قرار دارد.

### ۳- اعتبارسنجی مدل اجزای محدود

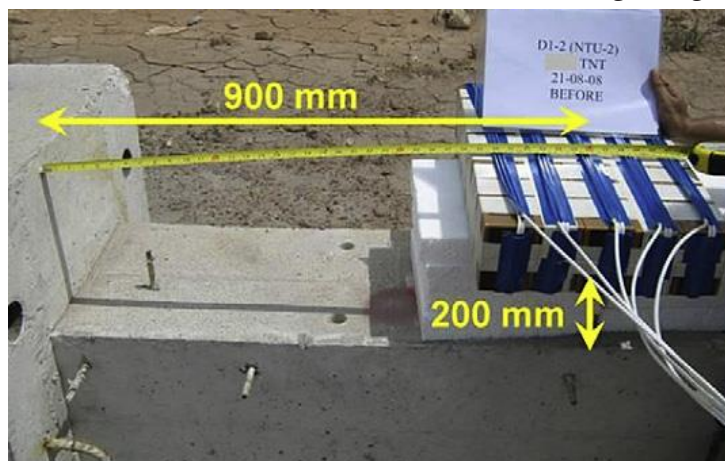
وو و همکاران (۳۷) به مطالعه‌ی رفتار ستون‌های بتن مسلح مستطیلی تحت انفجار جانبی در فواصل رویارویی نزدیک پرداخته‌اند. آنها به منظور صحت‌سنجی مدل‌های عددی خود از نتایج حاصل از تست‌های آزمایش‌گاهی انفجار بهره گرفته‌اند. در این مقاله نیز از آزمایش انجام گرفته توسط آنها برای اعتبارسنجی مدل‌های اجزای محدود استفاده می‌شود. مشخصات مدل‌هایی که توسط وو و همکاران (۳۷) مورد آزمایش قرار گرفته‌اند در شکل ۲ نشان داده است. نمونه‌ی ستون بتن مسلح تحت انفجار ۲۵ کیلوگرم TNT قرار گرفته است که در فاصله‌ی ۲۰۰ میلی‌متر از سطح ستون و به فاصله‌ی ۹۰۰ میلی‌متر از یک انتهای آن منفجر می‌شود. مقطع ستون مربعی (۴۰۰×۴۰۰ mm) به طول دهانه‌ی ۲/۴ متر بوده و دو کلاهک بتنی در دو انتهای آن ایجاد شده است تا شرایط تکیه‌گاه گیردار را برای آن فراهم کند. ستون موردنظر براساس الزامات کدهای طراحی کشور سنگاپور، به عنوان ستون یک ساختمان مسکونی ۲۰ طبقه، طراحی شده و تا مقیاس  $\frac{2}{3}$  کوچک شده است. فولادگذاری طولی ستون شامل ۸ میلگرد T20 و فولاد عرضی آن میلگرد R6 در گام‌های ۱۲۵ mm انتخاب شده است که به این ترتیب درصد فولاد طولی برابر با ۱/۵۷٪ و درصد حجمی فولاد عرضی نیز ۰/۲۱٪ می‌باشد.



شکل ۲- مشخصات هندسی و مقطع نمونه‌ی ستون بتن مسلح (ابعاد mm) (۳۷).

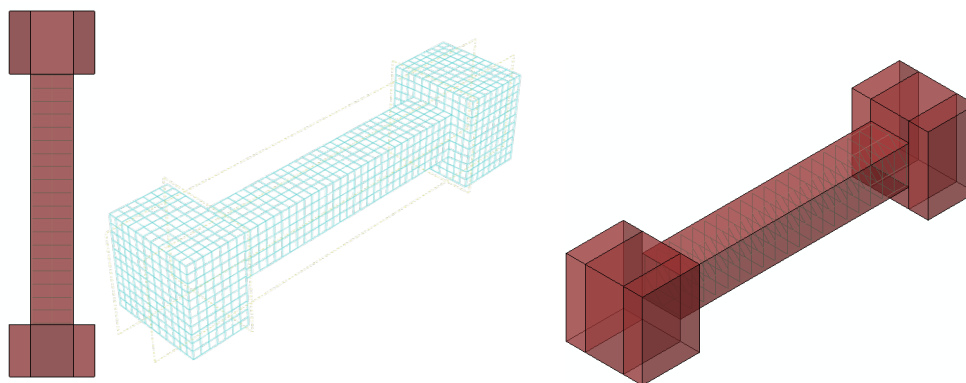
بتن مورد استفاده در ساخت نمونه دارای مقاومت مشخصه ۲۸ روزهی ۳۰ MPa با حداکثر اندازهی سنگدانه ۱۳ میلیمتر و اسلایم ۱۲۵ میلیمتر بوده است. دو نوع فولاد مسلح کننده شامل میلگردهای فولادی با مقاومت بالا (تنش تسلیم ۴۲۰ MPa) برای میلگردهای طولی و میلگرد فولادی با مقاومت تسلیم ۲۸۰ MPa برای خاموتها به کاررفته است.

مشخصات فوق در مدل سازی عددی ستون با نرم افزار ABAQUS مورد استفاده قرار گرفته است. در تست های انجام گرفته، نمونه به صورت افقی روی زمین قرار گرفته و خرج TNT مورد نظر (۲۵ kg) به روی آن نصب شده است. در این حالت، زمین بصورت مهار جانبی در دو انتهای نمونه عمل می کند. نحوه انجام آزمایش و قرارگیری خرج انفجاری به روی ستون در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳ - نحوه قرارگیری وزن خرج در آزمایش دو نمونه ستون بتن مسلح (۳۷).

در اینجا، با استفاده از نرم افزار اجزای محدود Abaqus نسخه ۶.14-2 (۱۳) به شبیه سازی عددی سازه های مورد نظر تحت بارگذاری انفجار و تحلیل پاسخ دینامیکی آنها پرداخته شده است. در این بخش با مقایسه نتایج حاصل از مدل سازی عددی با نتایج آزمایش انفجار در مرجع (۳۷)، به اعتبارسنجی روش مدلسازی، مش بندی، مدل های مصالح انتخاب شده و نوع تحلیل انجام گرفته پرداخته شده است. در بخش بعدی، این روند مدل سازی به منظور تحلیل پاسخ قاب های ساختمانی بتن مسلح و دیوارهای برشی تحت بارگذاری انفجار به کار خواهد رفت. مدل های عددی ایجاد شده برای ستون مورد نظر در شکل ۴ نشان داده شده است.



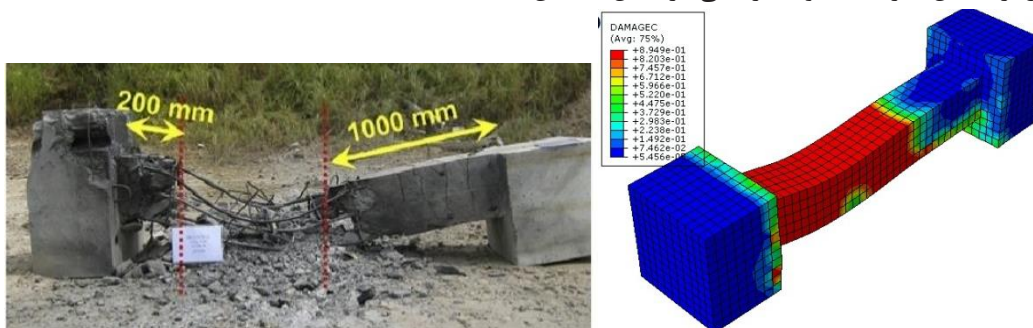
شکل ۴ - مدل سازی عددی ستون بتن مسلح مورد نظر.

منحنی رفتاری مصالح بتن با ورود داده های اولیه براساس معادله ی پیشنهاد شده در مدل رفتاری CEB FIP 2010 (۱۴) به نرم افزار معرفی شده است. این مدل مصالح برای مدل سازی رفتار بتن تحت بارگذاری شدید و کوتاه همانند

انفجار مناسب است (۳۶). فرض بر آن است که رفتار ارتجاعی بتن تا ۳۰٪ تنش‌های حداکثر آن ادامه دارد. در اینجا، برای تعریف مشخصات بتن هسته (محصور) از مدل مندر (۲۵) بهره گرفته شده است. سایر فرضیات مدل-سازی شامل ضریب پواسون فولاد برابر با ۰/۳، مدل رفتاری فولاد الاستیک-پلاستیک کامل و ضریب پواسون بتن ۰/۲ است. همچنین، از روش پلاستیسیته آسیب بتن (CDP<sup>۱</sup>) برای مدل‌سازی روند ترک‌خوردگی در بتن استفاده شده است. در Abaqus/Explicit، می‌توان با محاسبه‌ی نرخ کرنش معادل، اثرات نرخ کرنش را بر مشخصات مصالح بتن در نظر گرفت (۱۳). همچنین، گزینه‌ی وابستگی مشخصات مصالح فولاد به نرخ کرنش بالا نیز فعال انتخاب شده است.

به منظور مدل‌سازی پدیده‌ی انفجار در Abaqus از مدول CONWEP که به صورت از پیش تعریف شده در این نرم-افزار موجود است (۱۳)، استفاده شده است. نرم افزار CONWEP<sup>۲</sup> براساس مرجع TM 5-855-1 و UFC 3-340-02 تهیه شده و به طور گسترده جهت تعیین بارگذاری انفجار بر سازه‌ها استفاده می‌گردد (۲۰). در این مدول، داده‌های ورودی بسیار ساده و شامل وزن خرج معادل TNT و فاصله رویارویی انفجار بوده و به مدل‌سازی‌های پیچیده همانند محیط واسط و نحوه‌ی انتشار امواج انفجار نیاز ندارد.

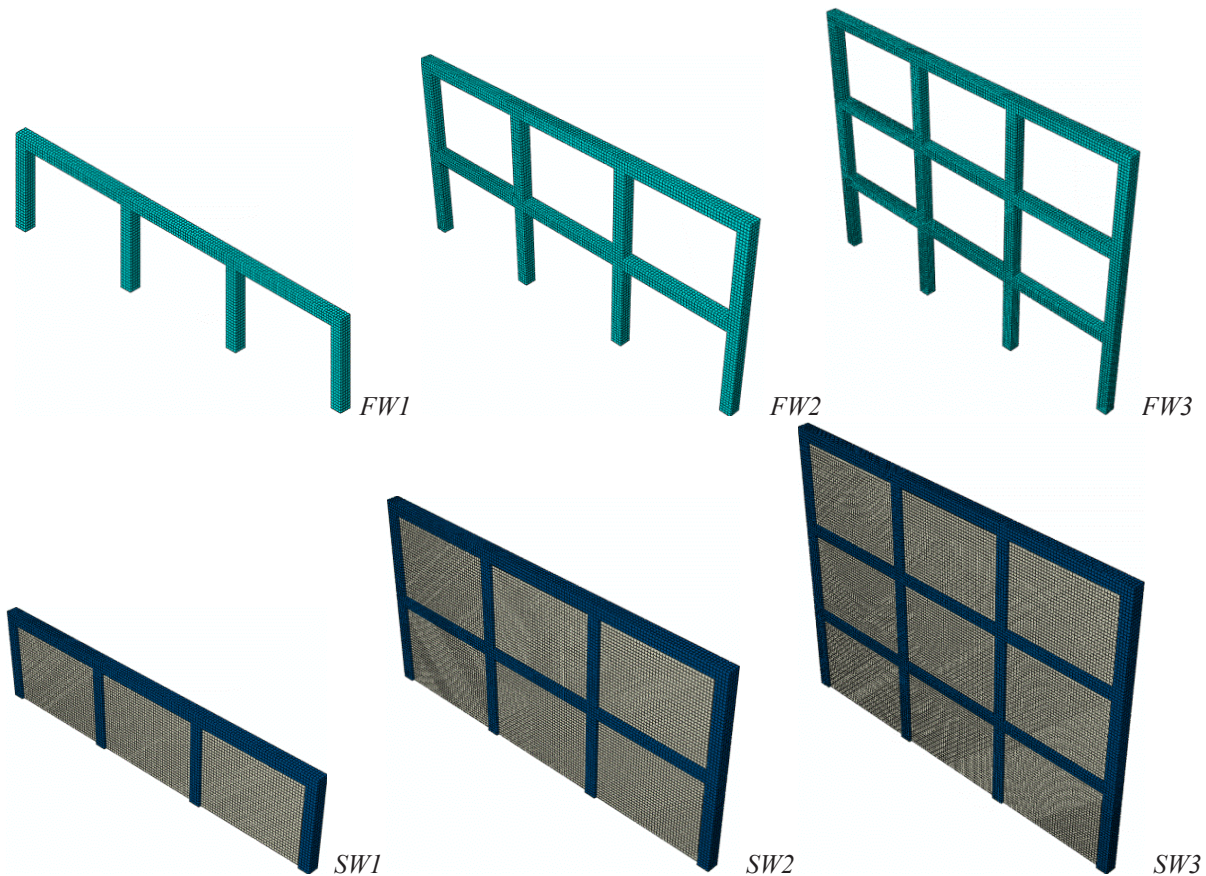
در حالت انفجار بسیار نزدیک و یا تماسی، فشار رسیده به سازه بسیار شدید است و بنابراین، تجهیزات به کاررفته جهت ثبت داده در طی آزمایش انفجار خود دچار صدماتی می‌شوند و قادر به عملکرد صحیح در چنین فشار و حرارت بالایی نخواهند بود. به همین دلیل، نتایج ثبت شده در آزمایش انفجار در مرجع (۳۷) تنها شامل الگوی آسیب‌دیدگی و حالت تغییرشکل یافته‌ی نمونه است. مقایسه‌ی میان نحوه‌ی آسیب‌دیدگی در آزمایش واقعی با نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود غیرخطی در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵ - نمونه ستون بتن مسلح پس از انفجار در آزمایش واقعی و نتیجه تحلیل عددی.

باتوجه به شکل ۵ مشخص است که نحوه‌ی آسیب‌دیدگی نمونه تحت بارگذاری انفجار موردنظر، با استفاده از مدل-سازی به خوبی تخمین زده شده است. کانتورهای ترسیم شده در این شکل میزان خسارت (آسیب) ایجاد شده در المان‌ها را نشان می‌دهد که برای بتن به صورت متغیر خسارت (آسیب) فشاری توصیف می‌شود. متغیر خسارت فشاری (compressive damage parameter) معادل نسبت کرنش غیرالاستیک به کرنش کل است که اگر برابر با ۱ باشد نشان دهنده‌ی تخریب کامل المان و از بین رفتن کامل مقاومت آن است. اگر مقدار این متغیر برابر صفر باشد نشان‌دهنده عدم وقوع آسیب در المان است (۱۳). در اینجا مقدار حداکثر پارامتر خسارت فشاری در مصالح بتن برابر با ۰/۸۹۴۹. تعریف شده و رنگ قرمز در شکل ۵ نمایان‌گر المان‌هایی است که کاملاً تخریب شده‌اند.

<sup>۱</sup> Concrete Damage Plasticity  
<sup>۲</sup> Conventional Weapons Effects Program



شکل ۶ - مدل‌های قاب بتن مسلح و دیوار برشی.

البته، نحوه آسیب‌دیدگی در کلاهک بتنی سمت چپ به درستی تخمین زده نشده است. علت این امر آن است که در اینجا تغییرشکل‌ها در خود ستون بتن مسلح مدنظر قرار داشته و بهمین دلیل در مدل‌سازی، سطح اندرکنش مدول CONWEP (سطح اعمال اثر انفجار) تنها به روی وجه ستون تعریف شده است.

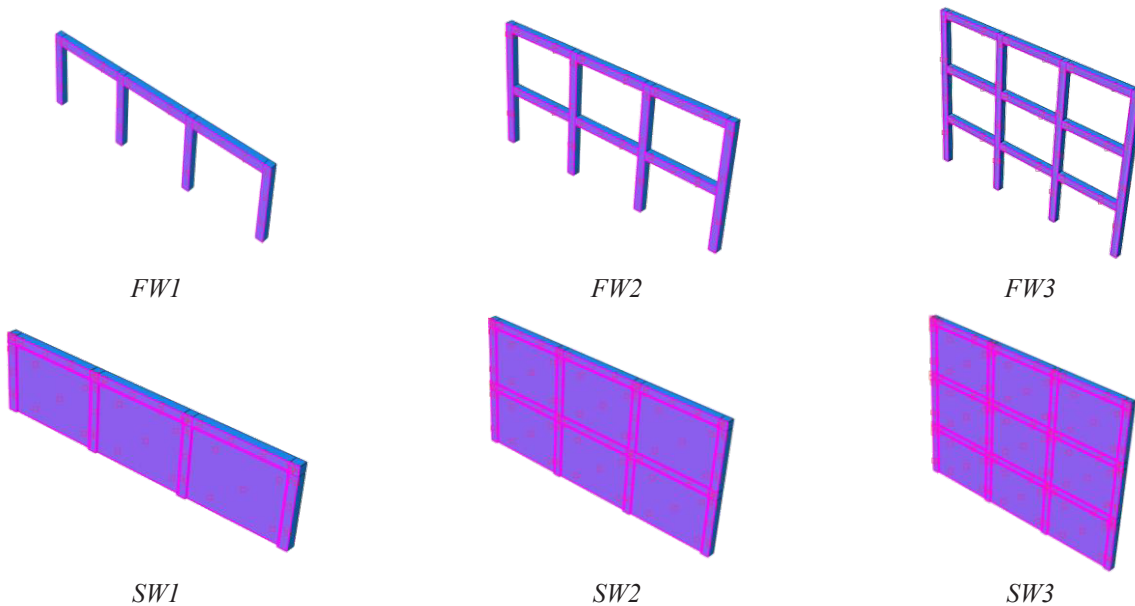
#### ۴- شبیه‌سازی عددی

روند مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود که در بخش قبل شرح داده شد، در اینجا به منظور ارزیابی پاسخ قاب خمشی و دیوار برشی بتن مسلح تحت بارگذاری سطحی انفجار به کاررفته است. با استفاده از نتایج حاصل به بررسی پارامتریک مدل‌های موردنظر پرداخته شده است. مدل‌های موردنظر در اینجا، طبق شکل ۶، شامل ۶ نمونه قاب بتن مسلح است که تمامی مدل‌ها طبق الزامات ACI 318 طرح لرزه‌ای شده‌اند.

مقاطع تیرها و ستون‌ها  $40 \times 40$  cm انتخاب شده و هر طبقه ۳ متر ارتفاع دارد. قابها همگی دارای ۳ دهانه بوده که طول هر دهانه برابر ۴ متر و ضخامت دیوار برشی ۲۰ cm است. قاب‌های مدل‌سازی شده تحت انفجار سطحی ۱۰۰ کیلوگرم TNT در فاصله‌ی ۸ متر از وجه خارجی قاب (فاصله مقیاس‌شده برابر با  $Z=1.72 \text{ m/kg}^{1/3}$ ) قرار دارند. در شکل ۷ نقاط مرکز انفجار و سطح اندرکنش موج انفجار به روی قاب‌ها نشان داده شده است. مرکز انفجار به فاصله‌ی ۰/۵ متر از سطح زمین به فاصله‌ی ۸ متر از مرکز دهانه‌ی میانی قرار دارد.

#### ۵- نتایج تحلیل‌ها

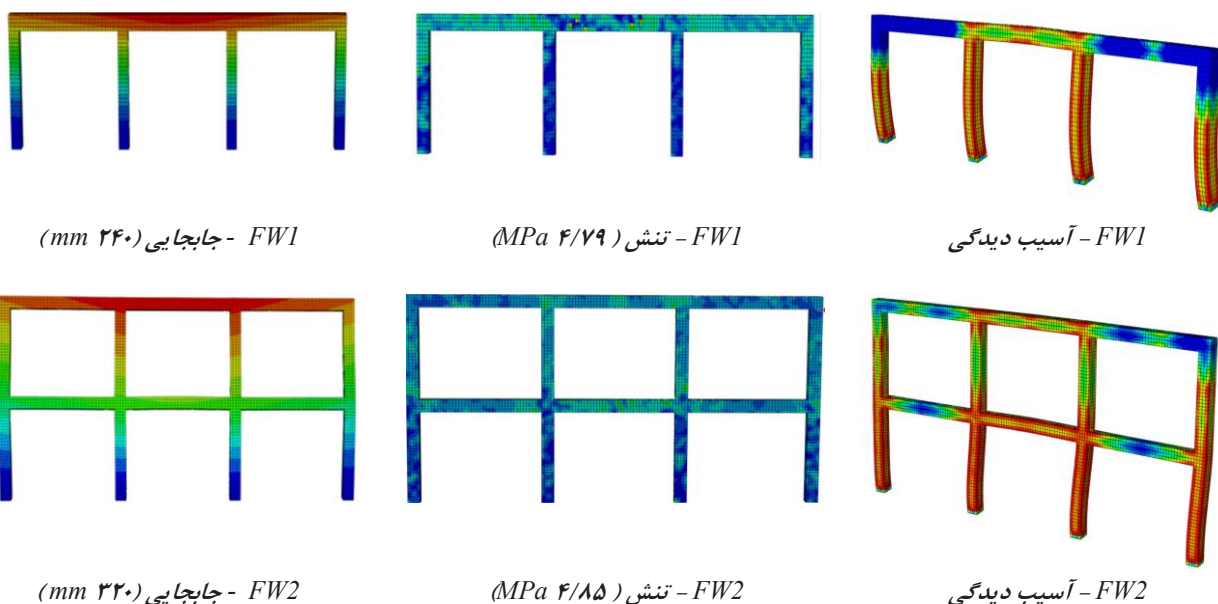
پس از انجام تحلیل اجزای محدود صریح تحت بار انفجار می‌توان پاسخ‌هایی از قبیل جابجایی، تغییرشکل، الگوی آسیب‌دیدگی و انرژی کرنشی را در تمامی مدل‌ها مورد بررسی قرار داد.



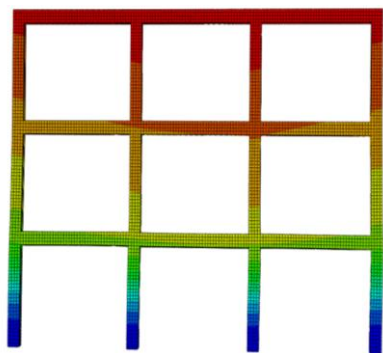
شکل ۷ - بارگذاری انفجار با استفاده از CONWEP و تعریف سطوح اندرکنش موج انفجار با قاب‌ها.

در شکل ۸ کانتورهای جابجایی، تنش و نحوه‌ی آسیب‌دیدگی در مدل‌های قاب خمشی به همراه مقادیر حداکثر هر پارامتر تحت بارگذاری انفجار نشان داده شده است. با توجه به شکل ۸ جابجایی حداکثر در قاب خمشی در بالاترین طبقه اتفاق افتاده است که برای قاب‌های FW1، FW2 و FW3 به ترتیب مقدار این جابجایی برابر با ۲۴۰، ۳۲۰ و ۲۳۵ mm است.

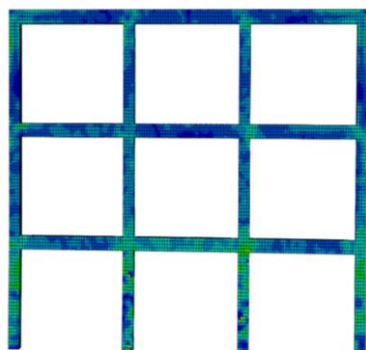
طبق شکل ۸، آسیب‌پذیرترین نقاط قاب‌های خمشی تحت بار انفجار سطحی ستون‌ها و اتصالات طبقه همکف می‌باشد. با افزایش تعداد طبقات آسیب‌دیدگی در ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون در طبقه همکف متمرکز شده و می‌توان پیش‌بینی کرد که وقوع تخریب پیش‌رونده در اثر گسیختگی ستون‌های طبقه همکف، که معمولاً بار ثقلی قابل توجهی را تحمل می‌کنند، محتمل‌تر می‌شود.



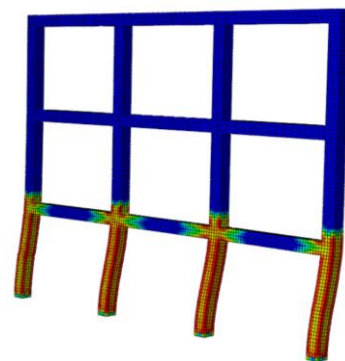




FW3 - جابجایی (mm ۲۳۵)

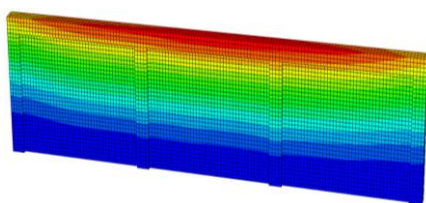


FW3 - تنش (MPa ۴/۹۱)

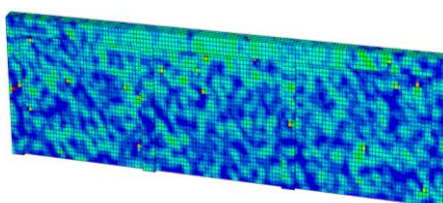


FW3 - آسیب دیدگی

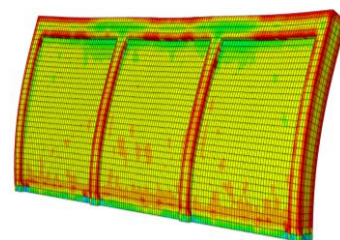
شکل ۸ - حداکثر جابجایی، تنش و آسیب ایجادشده در مدل‌های قاب تحت انفجار.



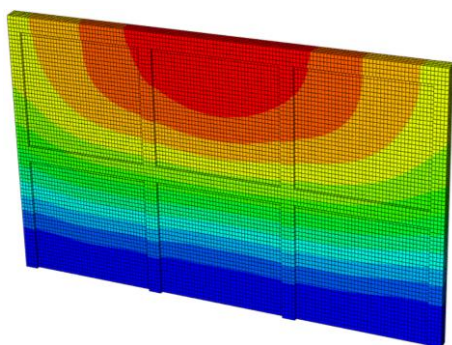
SW1 - جابجایی (mm ۳۱۲)



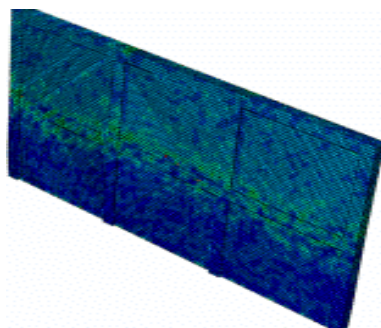
SW1 - تنش (MPa ۵/۲۴)



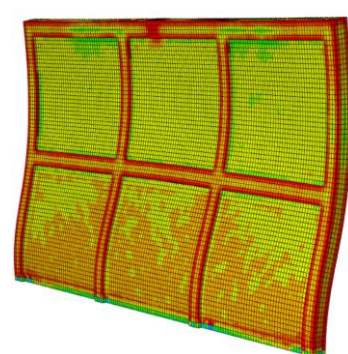
SW1 - آسیب دیدگی



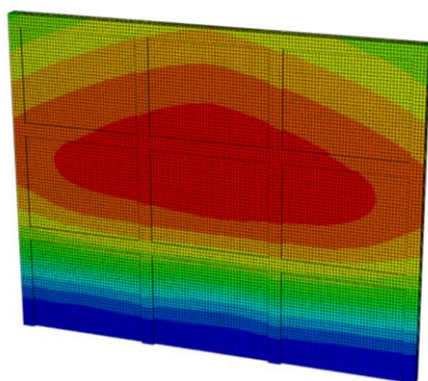
SW2 - جابجایی (mm ۳۸۴)



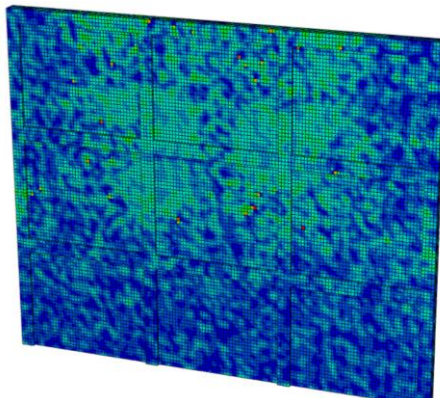
SW2 - تنش (MPa ۵/۱)



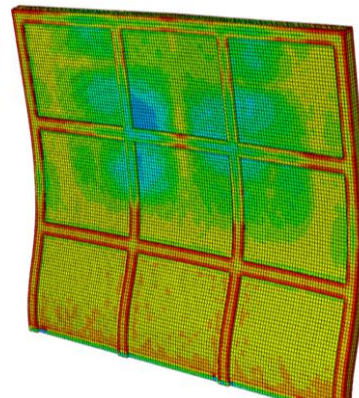
SW2 - آسیب دیدگی



SW3 - جابجایی (mm ۲۸۴)



SW3 - تنش (MPa ۴/۹)



SW3 - آسیب دیدگی

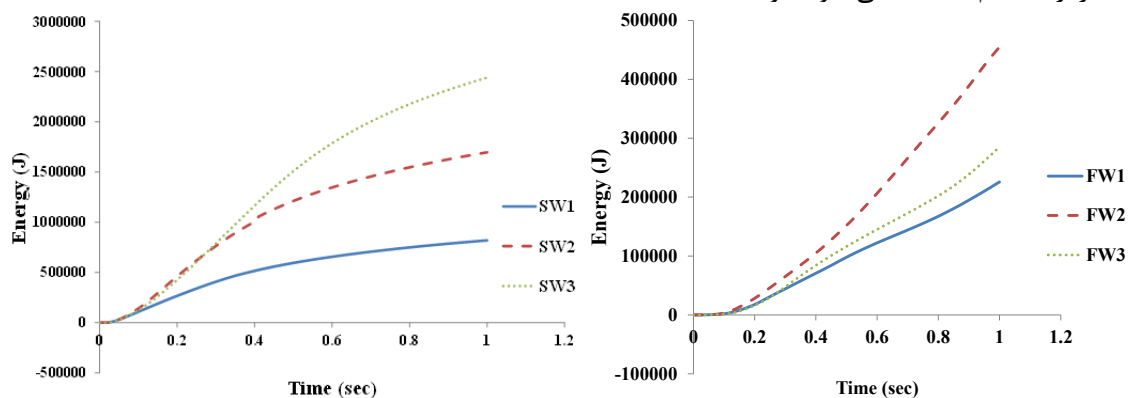
شکل ۹ - حداکثر جابجایی، تنش و آسیب ایجادشده در سیستم دیوار برشی تحت انفجار.

به طور کلی، در طراحی سازه‌ها تحت انفجار به اعضا و اتصالات اجازه‌ی تغییرشکل‌های پلاستیک داده می‌شود تا مقادیر زیادی از انرژی انفجار در اثر این تغییرشکل‌ها جذب گردد. به این ترتیب، محدودیت‌های مربوط به تغییرشکل حداکثر در اعضا و اتصالات کنترل‌کننده‌ی عملکرد سازه‌ی موردنظر تحت انفجار خواهد بود.

نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های دارای دیوار برشی تحت انفجار در شکل ۹ نشان داده شده است. با توجه به شکل ۹ جابجایی حداکثر در سیستم قاب خمشی ۱ طبقه در بالاترین طبقه اتفاق افتاده و با افزایش تعداد طبقات، محل وقوع جابجایی حداکثر در طبقه‌ی ۲ متمرکز شده است. مقدار جابجایی حداکثر برای مدل‌های SW1، SW2 و SW3 به ترتیب برابر با ۳۱۲، ۳۸۴ و ۲۸۴ mm است.

به علت آنکه فشار حاصل از انفجار بر تمام وجه قاب اثر می‌کند رفتار قاب ۱ طبقه تحت این بارگذاری بیشتر فرم خمشی دارد (همانند یک طره تحت بار گسترده) و با افزایش تعداد طبقات رفتار برشی در دیوار برشی غالب می‌گردد. از طرف دیگر، وجود سطح بارگیر بزرگ‌تر در سیستم‌های دیوار برشی نسبت به قاب خمشی سبب شده تنش‌های ایجادشده در این سیستم نسبت به قاب‌های خمشی مشابه بیشتر شده و در نتیجه تغییرشکل آنها نیز بزرگ‌تر شود. بنابراین، برای نتیجه‌گیری صحیح‌تر در مورد مقایسه‌ی رفتار قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی تحت انفجار خارج از ساختمان باید ساختمان‌ها را به صورت واقعی و با در نظر گرفتن دیوارهای خارجی مدل‌سازی کرد. در این صورت، می‌توان تخریب پیش‌رونده در این قاب‌های ساختمانی را نیز مطالعه نمود.

در شکل ۱۰ نمودارهای مربوط به انرژی کرنشی در مدل‌های قاب خمشی و دیوار برشی نشان داده شده است. با توجه به این شکل، در سیستم دیوار برشی مقدار انرژی کرنشی جذب شده توسط سازه بسیار بیشتر از قاب خمشی با همان تعداد طبقه و مشخصات مشابه است. بنابراین، می‌توان اظهار کرد مقاومت انفجاری سیستم دیوار برشی بسیار بالاتر از سیستم قاب خمشی خواهد بود.



شکل ۱۰ - سطوح انرژی کرنشی در مدل‌های موردنظر.

## ۶ - نتیجه‌گیری

بارهای جانبی شدید همانند ضربه و انفجار می‌تواند موجب آسیب‌دیدگی گسترده‌ی ساختمان‌ها شود که بعضاً منجر به خرابی کل ساختمان می‌شود. در این مقاله، به منظور بررسی نحوه‌ی اثر انفجار بر ساختمان‌های بتن مسلح به تحلیل اجزای محدود صریح (ABAQUS-V6.14-2) مدل‌های قاب‌های خمشی و سیستم دیوار برشی ۱ تا ۳ طبقه تحت بارگذاری حاصل از انفجار سطحی پرداخته شده است. رفتار سیستم‌های ساختمانی موردنظر تحت انفجار جانبی با یکدیگر مقایسه شده است. مطابق با مهم‌ترین نتایج حاصل می‌توان بیان کرد آسیب‌پذیرترین نقاط قاب‌های خمشی تحت بار انفجار ستون‌ها و اتصالات طبقه همکف می‌باشد. در سیستم دیوار برشی، آسیب‌ها در تیرها، ستون‌ها، اتصالات و هم‌چنین دیوار برشی توزیع شده است. هم‌چنین، میزان جذب انرژی در سیستم دیوار برشی نسبت به قاب مشابه با سیستم قاب خمشی، بالاتر است. البته برای تصمیم‌گیری قطعی در این مورد باید قاب‌های ساختمانی به صورت ۳ بعدی (در هر دو جهت عمود برهم) و با در نظر گرفتن دیوارهای پرکننده در قاب مدل‌سازی گردد.

- [1] Andersson S, and Karlsson H. (2012). *Structural Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Explosions*. Master Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.
- [2] Arlery M, Rouquand A, and Chhim S. (2013). *Numerical Dynamic Simulations for the Prediction of Damage and Loss of Capacity of RC Column Subjected to Contact Detonations*. 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8), Toledo, Spain, March 10-14.
- [3] ASCE. (2009). *Blast Protection of Buildings (ASCE Standard)*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [4] Astarlioglu S, and Krauthammer T. (2014). *Response of Normal-Strength and Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Columns to Idealized Blast Loads*. *Eng Struct*, 61: 1–12.
- [5] Astarlioglu S, Krauthammer T, Morency D, and Tran TP. (2013). *Behavior of Reinforced Concrete Columns under Combined Effects of Axial and Blast-Induced Transverse Loads*. *Eng Struct*, 55(1): 26–34.
- [6] Baker WE. (1973). *Explosions in Air*. University of Texas Press, Austin.
- [7] Bao XL, and Li B. (2010). *Residual strength of blast damaged reinforced concrete columns*. *Int J Impact Eng*, 37: 295–308.
- [8] Budziak BP, and Garbowski T. (2014). *Failure Assessment of Steel-Concrete Composite Column Under Blast Loading*. *Engineering Transactions*.
- [9] Carlsson M, and Kristensson R. (2012). *Structural Response with Regard to Explosions - Mode Superposition, Damping and Curtailment*. Masters Thesis, Lund University, Lund, Sweden.
- [10] Carriere M, Heffernan PJ, Wight RG, and Braimah A. (2009). *Behaviour of Steel Reinforced Polymer (SRP) Strengthened RC Members under Blast Load*. *Can J Civ Eng*, 36(8): 1356-1365.
- [11] Carta G, and Stochino F. (2013). *Theoretical Models to Predict the Flexural Failure of Reinforced Concrete Beams under Blast Loads*. *Eng Struct*, 49(1): 306–315.
- [12] Crawford JE. (2013). *State of the Art for Enhancing the Blast Resistance of Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Plastic*. *Can J Civ Eng*, 40(1): 1023–1033.
- [13] Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014). *ABAQUS Analysis User's Manual, Version 6.14-2*.
- [14] Federal Institute of Technology. (2010). *Model Code 2010, First Complete Draft, Volume 1: fib Bulletin 55*. Switzerland.
- [15] FEMA 426. (2003). *Risk Management Series: Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attack Against Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- [16] Fujikake K, and Aemlaor P. (2011). *Damage of reinforced concrete columns under demolition blasting*. *Eng Struct*, 55: 116–125.
- [17] Fung TC, and Chow SK. (1999). *Responses of Blast Loading by Complex Time Step Method*. *Journal of Sound and Vibration*, 223: 23-48.
- [18] Hao H, Shi Y, and Li ZX. (2007). *Numerical simulation of blast wave interaction with structure columns*. *Shock Waves*, 17:113–133.
- [19] Hinman E. (2003). *Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks*. FEMA 427, Applied Technology Council (ATC), USA.
- [20] Hyde D. (1988). *User's Guide for Microcomputer Programs CONWEP and FUNPRO, Applications of TM 5-855-1: Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons*. USA Army Engineers Waterways Experimentation.

- [21] Li ZX, Shi Y, and Hao H. (2010). A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading. *Eng Struct*, 32: 1691–1703.
- [22] Luccioni BM, Ambrosini RD, and Danesi RF. (2004). Analysis of Building Collapse under Blast Loads. *Eng Struct*, 26(1): 63–71
- [23] Malvar LJ. (1998). Review of static and dynamic properties of steel reinforcing bars. *ACI Materials Journal*, 95 (5): 609-616.
- [24] Malvar LJ, and Crawford JE. (1998). Dynamic Increase Factors for Concrete. In: 28th DDESB Seminar, Orlando, USA.
- [25] Mander JB, Priestley MJN, and Park R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Struct Engine (ASCE)*, 114(8):1804-1826.
- [26] Mays GC, Hetherington JG, and Rose TA. (1999). Response to blast loading of concrete wall panels with openings. *ASCE J Struct Eng*, 125(12): 1448–1450.
- [27] Oswald CJ. (2010). Comparison of Response from Combined Axial and Blast Loads Calculated with SDOF and Finite Element Methods. In: DDESB Explosive Safety Seminar Portland, Oregon.
- [28] Remennikov AM, and Rose TA. (2007). Predicting the effectiveness of blast wall barriers using neural networks. *Int J Impact Eng*, 34: 1907–1923.
- [29] Shi YC, Hao H, Li ZX. (2008). Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads. *Int J Impact Eng*, 35: 1213–1227.
- [30] Stochino F, and Carta G. (2014). SDOF Models for Reinforced Concrete Beams under Impulsive Loads Accounting for Strain Rate Effects. *Nuc Eng Desig*, 276: 74–86.
- [31] Tai YS, Chu TL, Hu HT, and Wu JY. (2011). Dynamic response of a reinforced concrete slab subjected to air blast load. *Theor Appl Fract Mech*, 56:140–147.
- [32] TM5-1300. (1990). Structures to resist the effects of accidental explosion, US Army.
- [33] US Department of the Army. (1986). Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons (TM 5-855-1). Washington.
- [34] US Department of Defense. (2008). Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. UFC 3-340-02. Washington (DC).
- [35] Wang XG, Nan G, Wang CM, and Su YP. (2011). Research on Simplified RC Frame Column Model under Blast Load. *Adv Mater Res*, 163-167: 4346-4349.
- [36] Wu C, Jones J, Oehlers DJ, Whittaker AS, Sun W, Marks S, et al. (2009). Finite difference analysis of simply supported RC slabs for blast loadings. *Eng Struct*, 31: 2825–2832.
- [37] Wu KC, Li B, and Tsai KC. (2011). Residual axial compression capacity of localized blast-damaged RC columns. *International Journal of Impact Engineering*, 38: 29-40.
- [38] Wu KC, Li B, and Tsai KC. (2011). The effects of explosive mass ratio on residual compressive capacity of contact blast damaged composite columns. *J Constr Steel Res*, 67:602–612.

# Comparison between Behavior of Reinforced Concrete Frames and Shear Walls under Blast Loading

**Mohammad Esmailnia Omran**

Assistant professor, Department of Civil Engineering, University of Kurdistan, Sanandaj, Iran.

[m.esmaeilnia@uok.ac.ir](mailto:m.esmaeilnia@uok.ac.ir)

**Somayeh Mollaei**

PhD candidate, Department of Civil Engineering, University of Kurdistan, Sanandaj, Iran.

[s.mollaei@eng.uok.ac.ir](mailto:s.mollaei@eng.uok.ac.ir)

## **Abstract**

*Nowadays explosion in city centers and residential building areas is a dangerous threat to all buildings. Bomb explosion within or nearby a building can cause catastrophic damage to the buildings external and internal structural frames. The analysis and design of structures subjected to blast loads require a detailed understanding of blast phenomenon and the dynamic response of various structural elements subjected to blast loads. Comparison between response and behavior of reinforced concrete frame and shear wall systems under blast loading is rare in literature. In this paper, response of the RC frames subjected to lateral blast loads is investigated using explicit finite element (ABAQUS). This paper also examines the response of RC moment frames subjected to lateral blast loads and compares it with concrete shear wall system. A nonlinear finite element program is used to model 1 to 3 stories RC moment frames and concrete shear walls. In this study, displacement, stress, damage type and strain energy in the models under blast loading are compared. According to the main results, damage pattern of moment frames is concentrated in base columns and beam to column joints. In the shear wall models damage is distributed through beams, columns, joints and shear walls. Also, energy absorption in shear wall system is much more than moment frame.*

**Keywords:** Blast load, Reinforced Concrete frame, Shear wall, Finite element method.