

## بررسی رفتار غیر خطی سازه ایستگاه مترو در خرابی پیش رونده با توجه به اثرات ناشی از حذف دیوار

عباس سیوندی پور<sup>۱\*</sup>، مصطفی امینی مزرعه‌نو<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشگاه تحصیلات تکمیلی صنعتی و فناوری پیشرفته کرمان، ۲- استادیار، دانشگاه امام حسین(ع)

(دریافت: ۹۶/۰۲/۰۲، پذیرش: ۹۶/۰۷/۱۶)

### چکیده

در این تحقیق به عنوان نمونه موردی، یک ایستگاه مترو با سه طبقه در نظر گرفته شده است. سازه ایستگاه از دیوارهای داخلی تشکیل شده و فقط در قسمت وسط دارای قاب خمشی بتنی مسلح است. بعد از تحلیل نتایج میزان خرابی دیوار، خرابی پیش‌رونده توسط تحلیل‌های غیرخطی بررسی شد. با توجه به اینکه در فروپاشی پیش‌رونده مهم‌ترین عامل برای مقاومت، وجود مسیرهای جایگزین برای انتقال نیرو بوده، این سازه به علت درجات نامعینی زیاد و همچنین وجود دیوارهای برشی متعدد در مسیر انتقال بار، مستعد خرابی پیش‌رونده نیست. ولی انفجار موجب آسیب به مترو گردیده است، به طوری که با تخریب تقریباً ۳۰٪ دیوار میزان تنش در دیوار به میزان ۳/۹٪، با تخریب ۶۰٪ دیوار میزان تنش به میزان ۱۲/۳٪ و با تخریب کل دیوار میزان تنش به میزان ۱۶/۴٪ افزایش یافت.

**کلیدواژه‌ها:** خرابی پیش‌رونده، ایستگاه مترو، حذف دیوار، تحلیل غیرخطی

## Assessment of Nonlinear Behavior of Subway Metro Station Structure in Progressive Collapse due to Wall Elimination Effects

A. Sivandi-Pour\*, M. Amini Mazraeno

Graduate University of Advanced Technology, Kerman

(Received: 22/04/2017; Accepted: 08/10/2017)

### Abstract

*In this research a 3-storey metro station are selected. For assess the progressive collapse of these structures, the damaged walls should be modeled in software. The progressive collapse was assessed by nonlinear dynamic and static analysis. The alternative load path is the most important factor to the resistance, so the failure of the wall because of the high degree of freedom and existence of many shear walls, this structure wasn't prone to progressive collapse. The explosion damages the metro, with the destruction of 30% of wall the tension ratio increase 3.9% and with the destruction of 60% of wall the tension ratio increase to 12.3% and with the total wall damage, the tension ratio increase to 16.4%.*

**Keywords:** Progressive Collapse, Metro Station, Wall Elimination, Nonlinear Analysis

## ۱. مقدمه

علت ویژگی اصلی تخریب پیش‌رونده آن است که آسیب نهایی بیش از آسیب اولیه‌ای است که خرابی را به وجود آورده است [۲].

کاوکاچای و همکاران [۵] یک فرمولاسیون و روش حل برای بررسی پروسه دینامیکی در بحث توسعه خرابی پیش‌رونده در سازه‌های قابی بیان کردند. در تحقیقات آن‌ها المان تیر-ستون غیر ارتجاعی با استفاده از انعطاف‌پذیری، بر پایه پلاستیسیته به دست آمده از رفتار غیر ارتجاعی متمرکز شده در انتهای تیر، مدل گردید. اندرکنش نیروی محوری و ممان خمش، رفتار چرخه‌ای، اثرات  $p-\Delta$  با استفاده از ماتریس سختی هندسی مورد بررسی قرار گرفت. در انتها یک شاخص خرابی برای اندازه‌گیری نرم شونده‌گی کرنش تعریف شد. فنگ و همکاران [۶] به بررسی تشخیص خرابی در سامانه سازه‌ای مترو بر اساس شاخص انتقال و تابع همبستگی متقاطع پرداختند. توحیدی و همکاران [۷] در مطالعات خود با استفاده از روش عددی به بررسی اثر خرابی پیش‌رونده در سازه‌های با دیوارهای بتنی پیش‌ساخته پرداختند. استانیانیدیس و ندرکات [۸] در تحقیقی به بررسی تأثیر اتصالات در خرابی پیش‌رونده پرداختند. خیراندیش و علیزاده [۹] به بررسی تأثیر انفجار بر تونل‌های زیرزمینی مانند مترو پرداختند. در تحقیقات آن‌ها سه حالت مختلف انفجار مدل‌سازی و پایداری تونل ارزیابی شد. در زمینه بررسی خرابی پیش‌رونده در ایستگاه‌های مترو درون‌شهری تاکنون مطالعات بسیار کمی صورت پذیرفته است که در این تحقیق به آن پرداخته می‌شود.

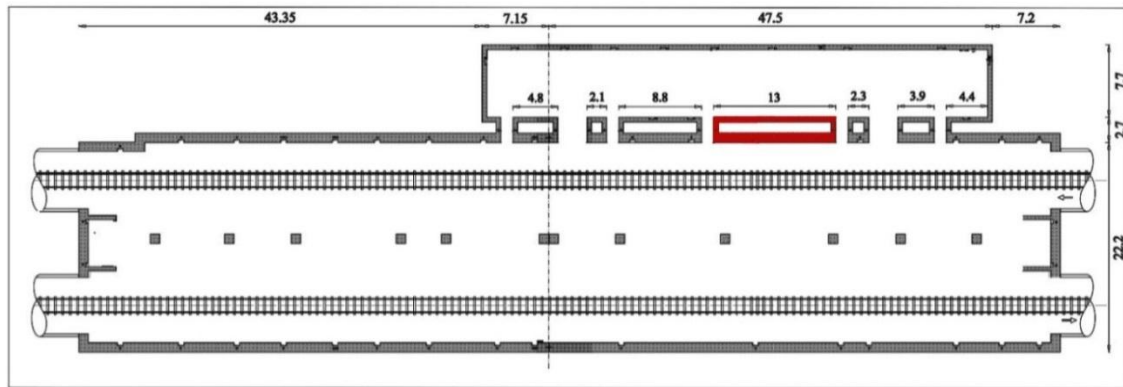
## ۲. روش تحقیق

در این تحقیق به عنوان نمونه موردی، یک ایستگاه مترو واقع در شهر تبریز که دارای سه طبقه است، در نظر گرفته شده است. ارتفاع ایستگاه برابر ۱۸/۳ متر است. در ابتدای تحقیق اثر انفجار بمب بر روی یکی از دیوارهای داخلی توسط نرم‌افزار AutodynAnsys [۱۰] انجام شد. بعد از تحلیل نتایج، میزان خرابی دیوار در نرم‌افزار SAP [۱۱] مدل شد و خرابی پیش‌رونده توسط تحلیل‌های تاریخچه زمانی و ضوابط آیین‌نامه‌های مورد نظر بررسی گردید.

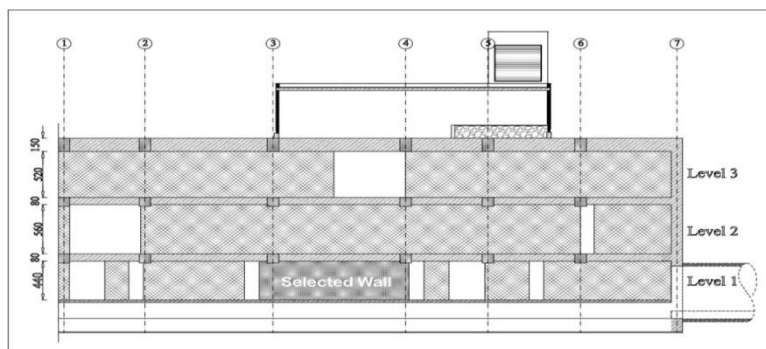
## ۲-۱. معرفی مدل

ایستگاه مورد نظر مطابق شکل (۱) به طول تقریبی ۱۰۰ متر است که به وسیله درز انقطاع به دو قسمت تقسیم شده است. در شکل (۲) نمایی از مشخصات ارتفاعی ایستگاه و همچنین دیوار مورد نظر نمایش داده شده است.

اکثر کشورهای پیشرفته و یا در حال توسعه اقدام به گسترش انواع سامانه‌های حمل‌ونقل شهری نموده‌اند. استفاده از قطار شهری به عنوان یکی از مهم‌ترین زیرساخت‌های صنایع حمل‌ونقل حائز اهمیت بوده و کشورهای مختلف بسته به نوع استراتژی و ساختار سیاسی، اجتماعی و اقتصادی خود اهداف گوناگونی را از ساخت و گسترش سامانه مربوطه دنبال می‌نمایند. با توجه به نوع نگرش هر کشور به جهان پیرامون خود و از طرفی ساختار و موقعیت جهانی، نقش حفاظت و تأمین امنیت عمومی از سامانه‌های قطار شهری مختلف خواهد بود. مطابق مطالعات و بررسی‌های به عمل آمده توسط محققین در سال‌های ۱۹۰۰ تا ۲۰۰۵ میلادی مشاهده شد که عمده تهدیدات وارده بر سامانه حمل‌ونقل در ایستگاه‌های قطار شهری بوده است و در بین تهدیدات داخلی در ایستگاه‌های مترو، بمب‌گذاری بیش‌ترین آمار را دارد. انفجار در مترو بلاروس (۲۰۱۱)، مسکو (۲۰۱۰)، لندن (۲۰۰۵)، مادرید (۲۰۰۴) و توکیو (۱۹۹۵) از سوابق رخداد این تهدیدات هستند. خرابی و انهدام هر یک از ایستگاه‌های مترو از یک طرف می‌تواند موجب توقف سرویس‌دهی بی‌وقفه و کاهش سطح عملکردی کنترل بحران شود و از طرف دیگر به علت وجود افراد بسیار زیاد در ایستگاه‌های مترو موجب افزایش تلفات شود. بنابراین بررسی میزان خرابی پیش‌رونده در ایستگاه‌های مترو ناشی از انفجار بمب می‌تواند در ارزیابی عملکرد و رفتار این سازه‌ها نقش مؤثری داشته باشد. در ایران هنوز دستورالعمل و یا آیین‌نامه‌ای به موضوع خرابی پیش‌رونده اختصاص نیافته است، بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ایستگاه‌های مترو موجب بالا بردن ضریب اطمینان از عملکرد تجهیزات مترو در شرایط بحرانی می‌شود. تخریب پیش‌رونده معمولاً به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق می‌شود. فقدان یک یا چند عضو باعث خرابی موضعی شده و به شکلی منجر به خرابی جزئی یا کلی سازه می‌گردد [۴-۱]. در پی حادثه، سازه برای انتقال بار (که در اصل توسط قسمت‌های صدمه‌دیده حمل می‌شده) به قسمت‌های جانبی سالم به جستجوی مسیره‌های بار جایگزین می‌پردازد. از آنجایی که قسمت‌های جانبی مقاومت کافی را برای تحمل بار اضافه ندارند، خرابی در این اجزاء، که بار اضافه را تحمل می‌کنند، رخ می‌دهد و این رویداد به نوبه خود باعث انتشار مجدد و بیشتر بار شده و تا زمانی که حالت تعادل حاصل گردد، ادامه خواهد یافت. حال آنکه، به علت میزان بار و خاصیت دینامیکی فرآیند، حالت توازن ممکن است زمانی حاصل شود که بخش قابل توجهی از سازه تخریب شده باشد. به همین



شکل ۱. مشخصات ابعادی پلان ایستگاه مترو مورد نظر



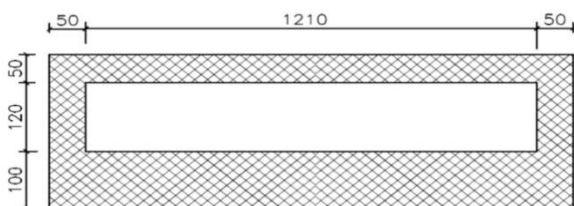
شکل ۲. مشخصات ارتفاعی ایستگاه مورد نظر

جدول ۱. مشخصات اعضای سازه‌ای ایستگاه

عضو	طبقه	محور	ابعاد (متر)	ضخامت (متر)	آرمانور گذاری
دیوار برشی	۳-۱	A,B,F, G	متغیر	۰/۵	میل‌گرد ۲۵
		C,E	متغیر	۱	بافاصله ۰/۲۵ متر
ستون	۳-۱	۷-۱	۱*۱	-	۲۰ عدد میل‌گرد ۲۵

## ۲-۲. بررسی خرابی دیوار ناشی از انفجار

با توجه به شکل‌های (۱ و ۲) بزرگ‌ترین دیوار ایستگاه انتخاب شده است. این دیوار بیش‌ترین بار موجود را تحمل می‌کند و همچنین نزدیک‌ترین دیوار به قطار است که بیش‌ترین احتمال آسیب را در انفجار دارد. بنابراین این دیوار را می‌توان به عنوان مؤثرترین دیوار ایستگاه در نظر گرفت که نقش مهمی در عملکرد سازه ایستگاه دارد. مشخصات این دیوار در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳. مشخصات ابعادی دیوار مورد نظر

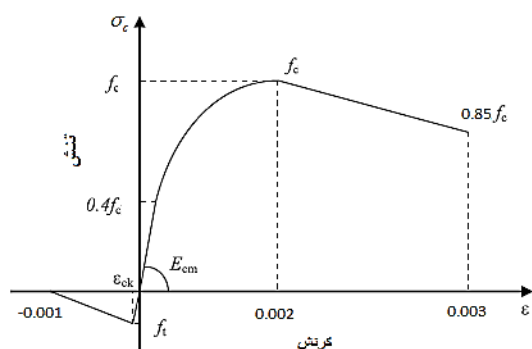
ایستگاه بر مبنای آیین‌نامه ACI 318-05 [۱۲] برای ترکیبات بحرانی نیروهای موجود طراحی است.

ضخامت دیوارها برابر ۱ و ۰/۵ متر است که مشخصات آن‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. ضخامت سقف تراز اول و دوم برابر ۸۰ سانتی‌متر و سقف تراز سوم ۱/۵ متر لحاظ شده است.

برای طراحی ابتدا برای هر یک از مقطع‌های بحرانی دیاگرام اندرکنش نیروی محوری - ممان خمشی ترسیم می‌شود. مقادیر ترکیب بحرانی نیروها با اعمال ضریب افزایش نیرو برای هر کدام از مقاطع بحرانی باید داخل دیاگرام قرار گیرند. در ترکیب بارهای طراحی ضریب زلزله با ضریب ۰/۷ لحاظ می‌گردد. با توجه به مطالب ارائه‌شده مشاهده می‌شود که مقدار جابه‌جایی در زلزله بهره‌برداری، در حدود ۶۰ درصد زلزله طرح است. با توجه به اینکه ترکیب بارهای زلزله طرح در جهت اطمینان به صورت ضریب دار (مشابه زلزله بهره‌برداری) لحاظ شده است، بدیهی است که نیروهای داخلی ناشی از زلزله طرح حاکم بوده و زلزله بهره‌برداری به هیچ‌وجه تعیین‌کننده نخواهد بود. بنابراین در طراحی لرزه‌ای و به دست آوردن نیروهای داخلی اعضای سازه از زلزله طرح به همراه ترکیب بارهای ضریب دار ACI استفاده می‌شود.

مشخصات اعضای سازه‌ای طراحی شده ایستگاه در جدول (۱) نشان داده شده است.

به منظور وارد کردن این پارامتر از مدل RHT Concrete استفاده شد. همچنین به منظور تعریف معیار خرابی و فرسودگی بتن (Failure) نیز از مدل RHT Concrete استفاده شد. مدول الاستیسیته بتن از رابطه (۱) به دست می‌آید [۱۷-۱۴].



شکل ۵. نمودار تنش-کرنش بتن در کشش و فشار [۱۴]

$$E_{cm} = 9.5(f_c' + 8)^{1/3} \quad (1)$$

در این رابطه،  $f_c'$  بر حسب مگاپاسگال و  $E_{cm}$  نیز بر حسب گیگا پاسکال است. برای بتن در حالت کششی نیز، تنش به صورت خطی افزایش پیدا می‌کند تا وقتی که بتن ترک بخورد. سپس تنش، از مقدار تنش کششی بتن، به صورت خطی تا مقدار صفر کاهش پیدا می‌کند. تنش کششی بتن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f_t = 0.7\sqrt{f_c'} \quad (2)$$

متغیر آسیب کششی  $d_t$ ، به صورت تابعی از کرنش ترک خوردگی قابل تعریف هست که مقادیر بین صفر برای قسمت‌های کاملاً سالم تا یک برای قسمت‌های خراب را دربر می‌گیرد [۱۷].

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left( \frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (3)$$

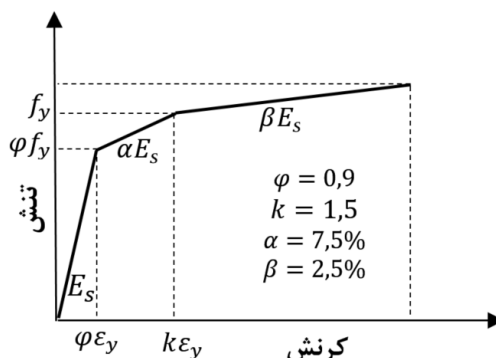
که در آن،  $\sigma_t$  و  $\sigma_c$  به ترتیب تنش کششی و فشاری بتن و  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن  $\varepsilon^{pl}$  برابر کرنش پلاستیک بتن و  $b_t$  پارامتری است که مطابق با نمونه آزمایشگاهی (دارای مقداری بین صفر و یک) به دست می‌آید. جهت مطابقت با نمونه آزمایشگاهی، این ضریب برابر ۰/۷ انتخاب شد [۱۸].

متغیر آسیب فشاری  $d_c$ ، به صورت تابعی از کرنش غیر الاستیک قابل تعریف است، این پارامتر نیز همانند متغیر آسیب کششی مقادیر بین صفر تا یک را به خود اختصاص می‌دهد.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left( \frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (4)$$

$b_c$  با توجه به تطابق با نمونه آزمایشگاهی برابر ۰/۸ انتخاب شد [۱۸].

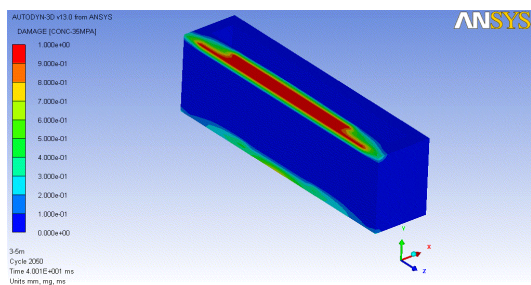
برای پیش‌بینی وضعیت خرابی دیوار نحوه مدل‌سازی وضعیت انفجار و تأثیر آن بر سطح دیوار مهم است. در این تحقیق موج انفجار به گونه‌ای در نظر گرفته شده است که بر سطح خارجی دیوار بیش‌ترین تأثیر را داشته باشد. با توجه به پلان ایستگاه مترو، مسافران بین دو قطار رفت و برگشت قرار می‌گیرند. با توجه به قرارگیری مسافران، نزدیک‌ترین فاصله احتمالی انفجار (عامل تخریب) تا دیوار مورد نظر برابر با ۳/۵ متر است. در واقع نزدیک‌ترین فاصله انفجار تا دیوار زمانی است که بمب داخل قطار وجود داشته باشد. چندین سناریوی مختلف انفجار و تخریب مدل‌سازی و تحلیل گردید. در مدل‌سازی انفجار با توجه به فاصله و مشخصات دیوار این نتیجه حاصل شد که انفجار با وزن خرج کمتر از ۱۵۰ نیوتن تأثیر چندانی بر خرابی دیوار ندارد بنابراین ۴ مدل انفجاری با وزن خرج متفاوت لحاظ شد. وزن خرج در مدل شماره ۱، برابر ۱۵۰ نیوتن، در مدل شماره ۲ برابر با ۲۰۰ نیوتن، در مدل شماره ۳ برابر ۲۵۰ نیوتن و در مدل شماره ۳ برابر ۳۰۰ نیوتن در نظر گرفته شد. مقاومت فشاری بتن برابر ۳۵ مگا پاسکال لحاظ شده است. برای میل‌گرد یک رابطه تنش-کرنش سه خطی ارائه شده که در شکل (۴) نشان داده شده است [۱۴].



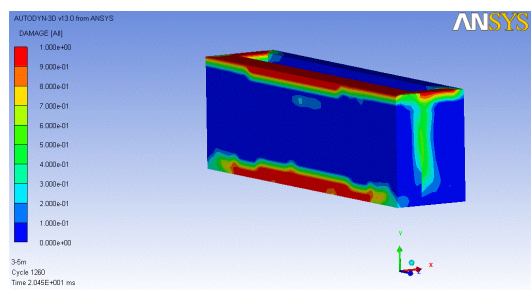
شکل ۴. نمودار تنش-کرنش میل‌گرد مورد استفاده [۱۴]

جهت مدل‌سازی غیرخطی بتن از مدل رفتاری خرابی پلاستیک بتن استفاده شده است. برای تعریف رفتار غیرخطی بتن، از منحنی تنش کرنش تک محوری بتن که در شکل (۵) نشان داده شده، استفاده شده است. هر دو تنش کششی و فشاری در این شکل نشان داده شده است. برای بتن در حالت فشاری، منحنی دارای سه قسمت است. بخش اول حالت الاستیک که به صورت خطی تا تنش  $0.4f_c$  ادامه پیدا می‌کند. بخش دوم، بخش غیرخطی نمودار که به صورت سهمی از  $0.4f_c$  شروع و به  $f_c$  (مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد) ختم می‌شود. برای مدل‌سازی روابط بتن، در ابتدا معادله حالت بتن (EOS) روش P-alpha در نظر گرفته شد و پارامترهای متناسب با آن در نرم‌افزار لحاظ گردید. در ادامه تعریف مواد با توجه به حساسیت بتن نسبت به پارامتر مقاومت، می‌بایست یک رابطه بنیادی مقاومت مابین تنش و کرنش و همچنین نرخ کرنش در نظر گرفته شود.

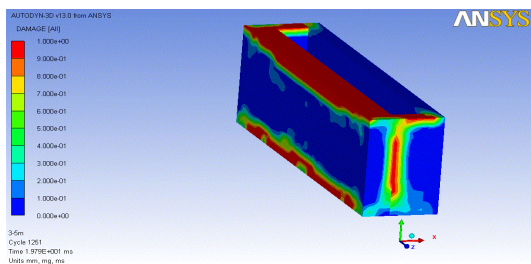
وجود زمین با استفاده از قیود شرایط مرزی بسته شده است و هوا تنها از طریق طرفین و روبه‌روی دیوار امکان خروج دارد. در شکل‌های (۸-۱۱) میزان خرابی دیوار تحت اثر انفجار بررسی شده است.



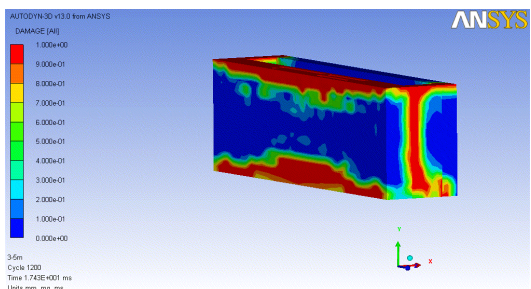
شکل ۸. میزان خرابی مدل شماره ۱



شکل ۹. میزان خرابی مدل شماره ۲



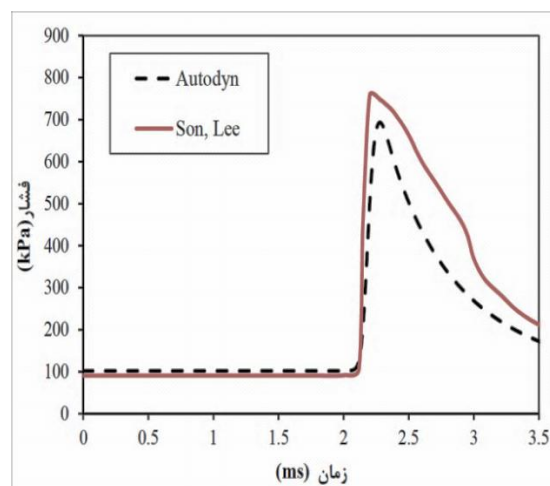
شکل ۱۰. میزان خرابی مدل شماره ۳



شکل ۱۱. میزان خرابی مدل شماره ۴

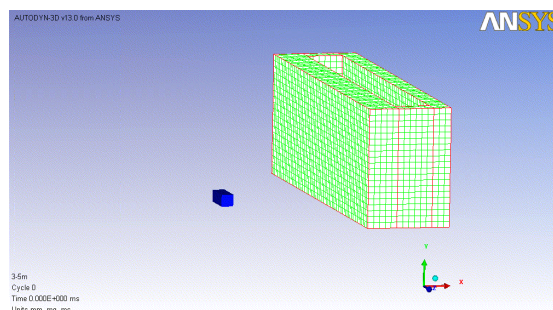
برای ادامه تحقیق و بررسی خرابی پیش‌رونده در سازه ایستگاه مترو، ناشی از تخریب و آسیب دیوار نیاز به مدل‌سازی دیوار آسیب دیده است. در نرم‌افزار SAP دیوار آسیب‌دیده به راحتی قابل مدل‌سازی نیست. بنابراین در این بخش از تحقیق با توجه به سطوح مختلف خرابی در هر دیوار، مدل پیشنهادی دیوار معادل برای هر یک از مدل‌ها ارائه شد.

صحت‌سنجی مدل بر اساس نتایج تحقیقات Lee, Son [۱۹] انجام گرفت. در مطالعات این محققین، موج انفجار ناشی از یک خرج کروی مورد بررسی قرار گرفته است که انفجار ناشی از یک خرج کروی بر روی عرشه یک پل معلق بررسی شده است. در شکل (۶) منحنی فشار حاصل از نتایج این محققین و مدل‌سازی صورت گرفته در این تحقیق ارائه شده است.



شکل ۶. منحنی خروجی فشار در صحت‌سنجی مدل انفجاری

در شکل (۷) مش‌بندی مدل نمایش داده شده است.



شکل ۷. مش‌بندی مدل مورد مطالعه

ابعاد مش در حدود ۲۰۰ میلی‌متر انتخاب شده است. این ابعاد با توجه به آنالیز وابستگی مش<sup>۱</sup> و همچنین ابعاد بزرگ مدل انتخاب شد. لازم به ذکر است انتخاب سایز مش کوچک‌تر موجب تغییر قابل‌ملاحظه‌ای در نتایج نشد و فقط سبب افزایش بسیار زیاد زمان آنالیز می‌گردد. همچنین با توجه به مدل‌سازی سه بعدی از حل گر لاگرانژ استفاده شد. برای مدل‌سازی هوا مدل سه بعدی اویلر<sup>۲</sup> استفاده شد. همچنین برای مدل‌سازی ماده منفجره TNT از حالت Fill by Index Space استفاده شد و مواد منفجره در داخل المان‌های هوا قرار داده شد. شرایط تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده برای دیوار مطابق با مدل واقعی موجود است، به طوری که خروجی هوا و گاز انفجار از قسمت تحتانی به دلیل

<sup>۱</sup> Mesh Dependency

<sup>۲</sup> Euler-3D-Multi-Materials



به عنوان نمونه در مدل شماره ۱ (شکل (۷)) درصد سطح خرابی بیش از مقدار ۰/۸ در جلوی دیوار نسبت به سطح کل دیوار (کانتورهای رنگی نارنجی و قرمز) برابر ۳/۲ درصد است. میزان سطح خرابی بین ۰/۴ تا ۰/۸ (کانتورهای رنگی زرد تا سبز) برابر ۱۱/۲ درصد و میزان خرابی کمتر از ۰/۴ (کانتورهای رنگی آبی) برابر ۸۵/۶ درصد است. میزان درصد سطح خرابی هر یک از دیوارها در مقادیرهای مختلف انفجار در جدول (۲) ارائه شده است.

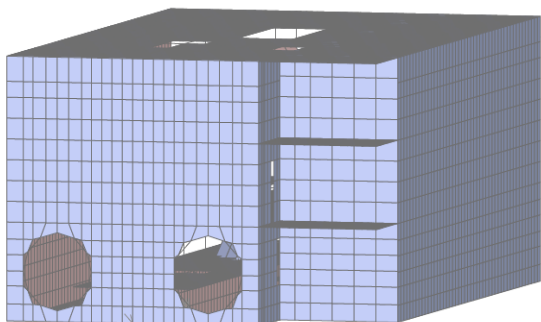
بر اساس میزان خرابی هر قسمت از دیوار، سه سطح خرابی به شرح زیر تفکیک گردید:

- الف) سطح خرابی ۱: خرابی زیاد (نسبت خرابی بیشتر یا مساوی از ۸۰ درصد).  
 ب) سطح خرابی ۲: خرابی متوسط (نسبت خرابی بین ۴۰ تا ۸۰ درصد).  
 ج) سطح خرابی ۳: خرابی کم (نسبت خرابی کمتر یا مساوی از ۴۰ درصد).

جدول ۲. درصد سطح خرابی هر یک از دیوارها

سطح خرابی	مدل شماره ۱			مدل شماره ۲			مدل شماره ۳			مدل شماره ۴		
	جلو	وسط	پشت	جلو	وسط	پشت	جلو	وسط	پشت	جلو	وسط	پشت
سطح ۱	۳/۲	۲/۱	۰/۵	۱۲/۹	۱۸	۱۲	۲۷/۴	۲۲	۱۳/۲	۳۲	۳۱	۶۲
سطح ۲	۱۱/۲	۶	۲	۱۳/۳	۱۳	۴۵/۴	۱۶/۲	۱۰	۳۹	۲۳	۲۴	۲۷/۷
سطح ۳	۸۵/۶	۹۱/۹	۹۷/۵	۷۳/۸	۶۹	۵۲/۶	۵۶/۴	۶۸	۴۷/۸	۴۵	۴۵	۱۰/۳

محل سوارشدن مسافران است سازه دارای قاب خمشی متشکل از تیر و ستون بتنی است. در شکل (۱۳) نحوه مش‌بندی دیوارهای این سازه در نمایی سه‌بعدی نمایش داده شده است.



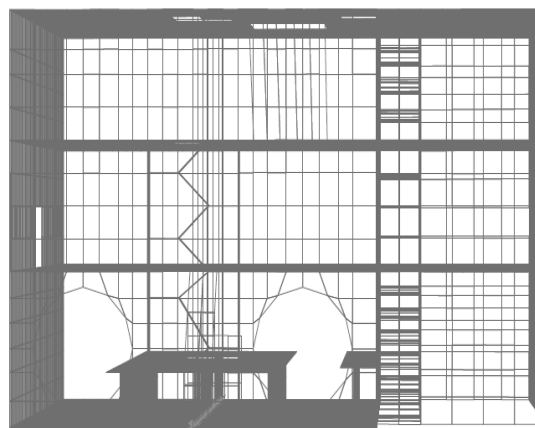
شکل ۱۳. نمای سه‌بعدی از مش‌بندی دیوارها

در تحلیل و بررسی رفتار لرزه‌ای یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بستر متکی باشد، همان تحریکی است که قبل از احداث سازه در آن نقطه پی وجود داشته است، اما در صورتی که سازه بر خاک نرم متکی باشد، تغییرات مهمی در ورودی لرزه‌ای سازه رخ خواهد داد. از جمله حرکات زمین آزاد با وجود سازه ساخته شده تغییرات نسبتاً قابل‌توجهی را متحمل می‌شود و نیز سامانه دینامیکی سازه مورد نظر متفاوت از سامانه‌ای با شرایط پی گیردار خواهد بود. بنابراین سازه با خاک پیرامون خود در اندرکنش بوده و تغییراتی را در حرکات پایه ایجاد خواهد نمود. در نتیجه در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه به طور دقیق ممکن است باعث افزایش دوره تناوب طبیعی و در نتیجه باعث کاهش ضریب زلزله در طراحی و متعاقباً کاهش هزینه‌ها گردد [۲۰ و ۲۱]. اندرکنش خاک و سازه مطابق شکل (۱۴) به

### ۳-۲. بررسی خرابی پیش‌رونده

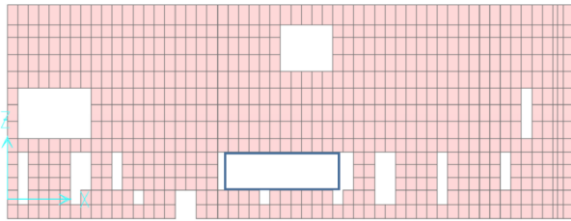
در مدل پیشنهادی میزان خرابی دیوار با بازشو مدل شده است. طول و عرض بازشو معادل با میزان آسیب دیوار در سطوح ۱ تا ۳ است. باز شوی معادل در واقع به ازای متوسط خرابی در سه سطح دیوار لحاظ گردید. با مشخص شدن سطح خرابی در هر مدل و تعیین دیوار معادل، در بخش بعدی اثر خرابی پیش‌رونده بر روی سازه ایستگاه مترو در اثر خرابی دیوار بررسی شد.

در مدل انجام شده بار زنده طبقات برابر ۱۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده طبقات برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع (غیر از وزن سازه)، فشار خاک وارد بر دیوارهای جانبی برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و فشار آب وارد بر دیوارهای جانبی معادل ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمربع لحاظ شده است. در شکل (۱۲) نمای سه‌بعدی سازه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار نمایش داده شده است.



شکل ۱۲. نمای سه‌بعدی جلو سازه ایستگاه مترو

سازه مذکور از دیوارهای تشکیل شده است. سامانه مقاوم باربر ثقلی و جانبی این سازه دیوار برشی است. فقط در وسط سازه که



شکل ۱۸. دیوار با خرابی کامل (مدل شماره ۳)

در دستورالعمل UFC استفاده از تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی پیشنهاد شده است. همچنین عملکردهای مختلف سازه نیز لحاظ گردیده است [۲۲]. محققین متعددی در بررسی خرابی پیش‌رونده در سازه‌های خاص از ضوابط دستورالعمل UFC استفاده کرده‌اند به طور مثال Ghosn و Mia [۲۳] در تحقیق خود اشاره کرده‌اند که ضوابط دستورالعمل GSA برای سازه‌های ویژه نتایج قابل قبولی را ارائه نمی‌دهد. بنابراین در این تحقیق از ضوابط این دستورالعمل UFC استفاده شده است.

### ۳. نتایج و بحث

دوره تناوب سازه در هر یک از مدل‌ها از آنالیز مودال استخراج و در جدول (۳) نمایش داده شده است. از آنجایی که خرابی دیوار موجب کاهش سختی جانبی دیوار می‌گردد، با افزایش میزان خرابی دوره تناوب سازه کاهش می‌یابد.

جدول ۳. دوره تناوب سازه در مدل‌های مختلف

مدل	مدل ۱	مدل ۲	مدل ۳	مدل ۴
دوره تناوب (ثانیه)	۰/۷۸۰۶	۰/۷۸۰۸	۰/۷۸۱۲	۰/۷۸۱۷

حداکثر مقدار تنش ایجاد شده در دیوار در اثر خرابی قسمتی از دیوار طبقه همکف در مدل‌های مختلف در جدول (۴) نشان داده شده است.

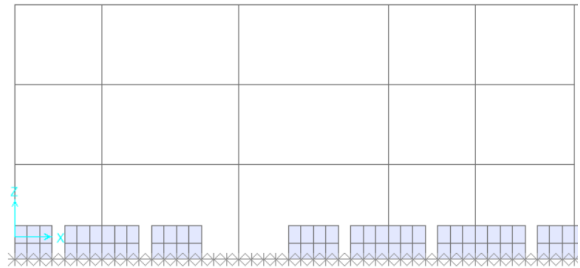
جدول ۴. تنش حداکثر ایجاد شده در دیوار

مدل	۱	۲	۳	۴
حداکثر تنش (تن بر مترمربع)	۲۷۶۰/۹	۲۸۰۲/۱	۲۸۹۱/۴	۳۰۷۰/۳

با توجه به جدول (۴) می‌توان نتیجه گرفت که با تخریب تقریباً ۳۰٪ دیوار میزان تنش در دیوار به میزان ۱/۵٪، با تخریب ۶۰٪ دیوار میزان تنش به میزان ۴/۷٪ و با تخریب کل دیوار میزان تنش به میزان ۱۱/۵٪ افزایش می‌یابد.

حداکثر مقدار تنش ایجاد شده ناشی از ترکیب بار بحرانی طراحی در دیوار در مدل‌های مختلف در جدول (۵) نشان داده شده است.

صورت مدل‌سازی فنرهای وینکلر در پای ستون‌های قاب خمشی این سازه با سختی ۳۵۱۰۰ تن بر متر مدل‌سازی شد.

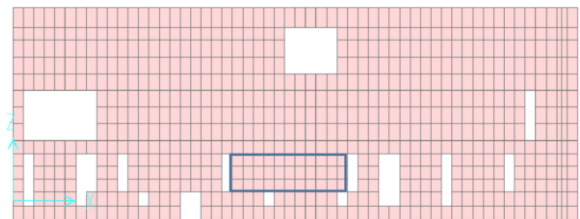


شکل ۱۴. مدل‌سازی اندرکنش خاک و سازه ایستگاه مترو

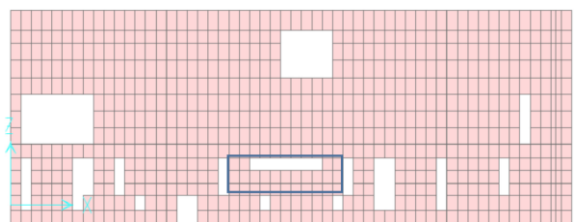
با توجه به نتایج جدول (۲) دیوار تخریب شده ناشی از انفجار در ۴ مدل مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت:

- مدل اول: دیوار کامل بدون تخریب (شکل (۱۵))
- مدل دوم: دیوار با خرابی تقریبی ۳۰٪ (شکل (۱۶))
- مدل سوم: دیوار با خرابی تقریبی ۶۰٪ (شکل (۱۷))
- مدل چهارم: دیوار با خرابی کامل (شکل (۱۸))

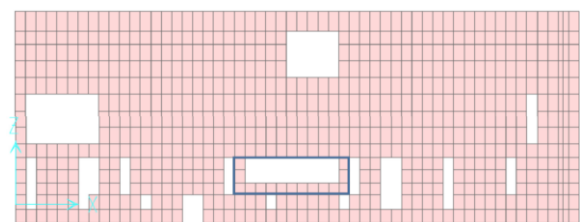
خرابی دیوار به صورت بازشو در بالای دیوار مدل‌سازی گردید. دیوار مدل شده در هر یک از ۴ نمونه ذکر شده در شکل‌های (۱۵-۱۸) نشان داده شده است.



شکل ۱۵. دیوار کامل بدون خرابی (مدل شماره ۱)

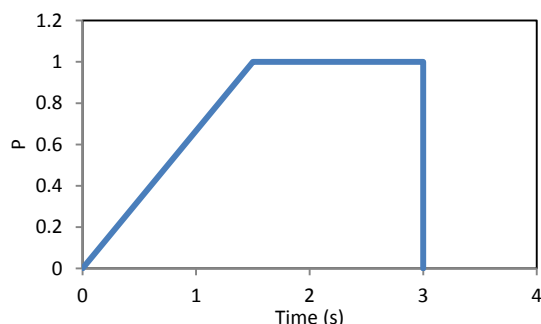


شکل ۱۶. دیوار با خرابی تقریبی ۳۰٪ (مدل شماره ۲)



شکل ۱۷. دیوار با خرابی تقریبی ۶۰٪ (مدل شماره ۳)

بیش‌ترین تغییرات خمش در تیرهای طبقه اول در سمت راست دیوار و بیش‌ترین تغییرات در ستون‌های طبقه اول در سمت چپ دیوار ایجاد شده است. با توجه به نمودار فوق مشاهده می‌گردد که تیرها در وضعیت بحرانی‌تری نسبت به ستون‌ها پس از خرابی دیوار دارند. در مدل‌های موجود نیروی برشی ستون، طبقه اول و دوم با نرخ بیشتری افزایش می‌یابد و در طبقه سوم با نرخ کمتری نسبت به دو طبقه پایین‌تر افزایش می‌یابد. این کاهش نیرو به این معنی است که اثر خرابی دیوار، تا طبقات بالاتر نیز گسترش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر اثر دیوار حذف شده و بازپخش نیروهای داخلی ستون به تیرها و به واسطه آن‌ها به ستون‌های مجاور، از تراز اولین طبقه شروع می‌شود. هر چه میزان خرابی دیوار بیشتر باشد این توزیع غیریکنواخت‌تر انجام می‌گیرد. در این تحقیق برای شبیه‌سازی پدیده حذف ناحیه‌ای از دیوار، برای هر یک از سه مدل خرابی دیوار یک سناریوی حذف مطابق با شکل (۲۱) استفاده شده است. زمان لازم جهت تحلیل بعد از حذف اعضای قائم به اندازه‌ای ادامه پیدا می‌کند که سازه به حالت پایداری برسد. این زمان در صورت عدم خرابی سازه در حدود ۲ تا ۳ برابر زمان تناوب طبیعی سازه است. پس از به تعادل رسیدن سازه، نیروی وارده با یک شیب منفی در یک بازه زمانی کمتر از یک‌دهم دوره تناوب لازم برای مد پاسخ سازه‌ای مربوط به قسمت تخریب‌شده، حذف می‌گردد.



شکل ۲۱. سناریو حذف دیوار

نمودار تاریخچه زمانی تغییرمان در محل خرابی دیوار (زیر دال) در زمان‌های مختلف در شکل‌های (۲۲-۲۴) نمایش داده شده است.



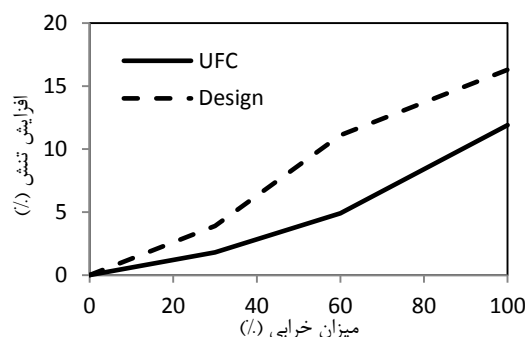
شکل ۲۲. پاسخ تاریخچه زمانی تغییر مکان در تخریب ۳۰٪

**جدول ۵.** حداکثر مقدار تنش ایجاد شده در دیوار ناشی از ترکیب بار بحرانی

مدل	۱	۲	۳	۴
حداکثر تنش (تن بر مترمربع)	۲۹۸۰/۱	۳۰۹۹/۳	۳۱۰۱/۱	۳۲۱۳/۷

با توجه به جدول (۵) می‌توان نتیجه گرفت که با تخریب تقریباً ۳۰٪ دیوار میزان تنش در دیوار به میزان ۳/۹٪، با تخریب ۶۰٪ دیوار میزان تنش به میزان ۱۲/۳٪ و با تخریب کل دیوار میزان تنش به میزان ۱۶/۴٪ افزایش می‌یابد.

نمودار تغییرات تنش در دیوار برای ترکیب بار بحرانی و ترکیب بار UFC [۳] نسبت به میزان خرابی دیوار در شکل (۱۹) مقایسه شده است.



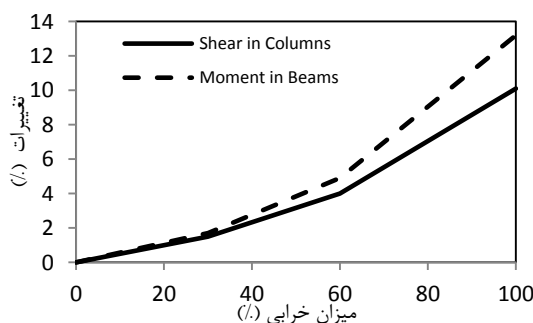
شکل ۱۹. تغییرات تنش در دیوار در ترکیب بارهای طراحی و UFC

با توجه به شکل (۱۹) این نتیجه حاصل می‌شود که بعد از تخریب، تنش‌های ایجاد شده در دیوار ناشی از ترکیب بارهای طراحی نسبت به ترکیب بار معرفی شده در آیین‌نامه UFC بیشتر است. البته دلیل این امر وجود بار جانبی زلزله در ترکیب بارهای طراحی است.

حداکثر تغییرات ممان و برش ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها بعد از تخریب دیوار، در جدول (۶) و شکل (۲۰) نشان داده شده است.

**جدول ۶.** حداکثر تغییرات ممان و برش ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها

میزان خرابی دیوار (درصد)	۳۰	۶۰	۱۰۰
حداکثر تغییرات خمش در تیرها (درصد)	۱/۲	۵/۱	۱۳/۱
حداکثر تغییرات برش در ستون‌ها (درصد)	۰/۸	۳/۹	۱۰



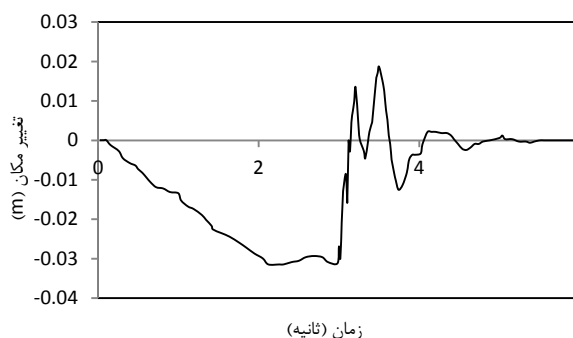
شکل ۲۰. تغییرات ممان خمشی در تیرها و نیروی برشی در ستون‌ها



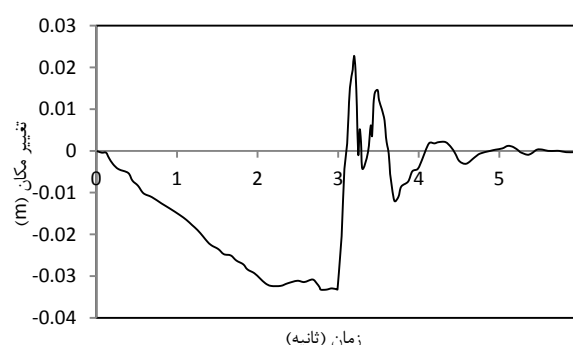
یکی از دیوارهای داخلی انجام گردید. بعد از تحلیل نتایج، میزان خرابی دیوار مدل شد و خرابی پیش‌رونده توسط تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و ضوابط آیین‌نامه‌های مورد نظر بررسی گردید. با توجه به اینکه در فروپاشی پیش‌رونده مهم‌ترین عامل برای مقاومت، وجود مسیرهای جایگزین برای انتقال نیرو بوده، از رفتار کلی سازه، می‌توان این نتیجه را گرفت که به دلیل توزیع المان‌های مقاوم آن، در مساحت بیشتری از سازه و از طرف دیگر وجود درجات نامعینی زیاد در سازه موجب بهبود عملکرد سازه در برابر خرابی پیش‌رونده گردید. به دلیل سختی زیاد دیوار برشی، تأثیر میزان خرابی در افزایش دوره تناوب ناچیز بود، به طوری که این تأثیر در خرابی حداکثر کمتر از ۱٪ بود. با تخریب تقریباً ۳۰٪ دیوار میزان تنش در دیوار به میزان ۳/۹٪، با تخریب ۶۰٪ دیوار میزان تنش به میزان ۱۲/۳٪ و با تخریب کل دیوار میزان تنش به میزان ۱۶/۴٪ افزایش یافت. بعد از تخریب، تنش‌های ایجاد شده در دیوار ناشی از ترکیب بارهای طراحی نسبت به ترکیب بار معرفی شده در آیین‌نامه UFC بیشتر است. البته دلیل این امر وجود بار جانبی زلزله در ترکیب بارهای طراحی است. بیش‌ترین تغییرات خمش در تیرهای طبقه اول در سمت راست دیوار و بیش‌ترین تغییرات بر در ستون‌های طبقه اول در سمت چپ دیوار ایجاد شده است. با توجه به نمودار فوق مشاهده می‌شود که تیرها در وضعیت بحرانی‌تری نسبت به ستون‌ها پس از خرابی دیوار دارند. با تخریب دیوار، عملکرد سازه از مرز خدمت‌رسانی بی‌وقفه عبور کرد و در محدوده عملکرد بی‌وقفه قرار گرفت. از آنجایی که کل دیوار برشی موجود در قاب سازه دارای سختی بسیار زیاد است از طرفی وجود درجه نامعینی زیاد در سازه سبب می‌شود که با حذف بخشی از دیوار و یا کل دیوار سازه هنوز رفتار الاستیک داشته باشد و وارد مرحله غیر ارتجاعی نگردد. با توجه به اینکه سازه ایستگاه مترو مورد نظر دارای درجه نامعینی بسیار زیادی است، حذف بخشی از دیوار موجب خرابی پیش‌رونده نمی‌شود.

## ۵. مراجع‌ها

- [1] American Society of Civil Engineers "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"; ASCE/SEI 7-10. ASCE, Reston, Virginia, 2010.
- [2] G.S.A. "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects"; Washington DC, 2000.
- [3] D.o.D, Unified Facilities Criteria "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse"; UFC 4-023-03. United States Department of Defence, 2009.
- [4] Ellingwood, B. R.; Dusenberry D. O. "Building Design for Abnormal Load and Progressive Collapse"; Comput. Aided Civ. Inf. 2005, 20, 194-205.



شکل ۲۳. پاسخ تاریخیچه زمانی تغییر مکان در تخریب ۶۰٪



شکل ۲۴. پاسخ تاریخیچه زمانی تغییر مکان در تخریب ۱۰۰٪

با توجه به اینکه کل دیوار برشی موجود در قاب سازه دارای سختی بسیار زیاد است، از طرفی وجود درجه نامعینی زیاد در سازه، سبب می‌شود که با حذف بخشی از دیوار و یا کل دیوار سازه هنوز رفتار الاستیک داشته باشد و وارد مرحله غیر ارتجاعی نگردد. در جدول (۷) پاسخ تغییر مکان در محل حذف دیوار مقایسه شده است. با توجه به جدول (۷) می‌توان نتیجه گرفت با توجه به اینکه سازه ایستگاه مترو مورد نظر دارای درجه نامعینی بسیار زیادی است، حذف بخشی از دیوار موجب خرابی پیش‌رونده نمی‌شود.

جدول ۷. پاسخ محل حذف دیوار در مدل‌های موجود

میزان خرابی دیوار	۶۰٪	۳۰٪	۱۰۰٪
حداکثر تغییر مکان (متر)	۰/۰۳۱	۰/۰۲۸	۰/۰۳۵
زمان پایداری (ثانیه)	۵/۴۷	۴/۷۸	۵/۵۲

## ۴. نتیجه‌گیری

در این تحقیق به عنوان نمونه موردی، یک ایستگاه مترو با سه طبقه و ارتفاع کل ۱۸/۳ متر، که بر اساس آیین‌نامه ACI 318-05 طراحی شده بود، در نظر گرفته شد. این ایستگاه از دیوارهای داخلی تشکیل شده و فقط در قسمت وسط دارای قاب خمشی بتنی مسلح بود. پس از تشریح مشخصات ساختمان و سازه مورد مطالعه با توجه به فاصله مسافران تا این دیوار چند سناریو برای انفجار مشخص شد. در ابتدای تحقیق اثر انفجار بمب بر روی

- [15] Guo, L.; Gao, S.; Fu, F. "Structural Performance of Semi-Rigid Composite Frame under Column Loss"; *Eng. Struct.* 2015, 95, 112-126.
- [16] Kim, S.; Lee, C.H.; Lee, K. "Effects of Floor Slab on Progressive Collapse Resistance of Steel Moment Frames"; *J. Constr. Steel. Res.* 2015, 110, 182-190.
- [17] Tay, C.; Koh, C.; Liew, J. "Efficient Progressive Collapse Analysis for Robustness Evaluation of Buildings Experiencing Column Removal"; *J. Constr. Steel. Res.* 2016, 122, 395-408.
- [18] Murray, J. A.; Sasani, M. "Seismic Shear-Axial Failure of Reinforced Concrete Columns vs. System Level Structural Collapse"; *Eng. Fail. Anal.* 2013, 32, 382-401.
- [19] Son, J.; Lee, H. J. "Performance of Cable-Stayed Bridge Pylons Subjected to Blast Loading"; *Eng. Struct.* 2011, 33, 1133-1148.
- [20] Kwasniewski, L. "Nonlinear Dynamic Simulations of Progressive Collapse for a Multistory Building"; *Eng. Struct.* 2010, 32, 1223-1235.
- [21] Mekki, M.; Elachachi, S. M.; Breyse, D.; Zoutat, M. "Seismic Behavior of RC Structures Including Soil-Structure Interaction and Soil Variability Effects"; *Eng. Struct.* 2016, 126, 15-26.
- [22] Asgarian, B.; Dadras Eslamlou, S.; Zaghi, A.; Mehr, M. "Progressive Collapse Analysis of Power Transmission Towers"; *J. Constr. Steel. Res.* 2016, 123, 31-40.
- [23] Miao, F.; Ghosn, M. "Reliability-Based Progressive Collapse Analysis of Highway Bridges"; *Struct. Safety* 2016, 63, 33-46.
- [5] Kaewkulchai, G.; Williamson, E. B. "Dynamic Behavior of Planar Frames During Progressive Collapse"; 16<sup>th</sup> ASCE Eng. Mechanics Conf. 2003.
- [6] Feng, L.; Yi, X.; Zhu, D.; Xie, X.; Wang, X. "Damage Detection of Metro Tunnel Structure Through Transmissibility Function and Cross Correlation Analysis using Local Excitation and Measurement"; *Mech. Syst. Signal Process.* 2015, 60-61, 59-74.
- [7] Jiang, B.; Li, G.; Usmani, A. "Progressive Collapse Mechanisms Investigation of Planar Steel Moment Frames under Localized Fire"; *J. Constr. Steel. Res.* 2015, 160-168.
- [8] Tohidi, J.; Yang, C. "Numerical Evaluations of Codified Design Methods for Progressive Collapse Resistance of Precast Concrete Cross Wall Structures"; *Eng. Struct.* 2014, 76, 177-186.
- [9] Stylianidis, P. M.; Nethercot, D. A. "Modeling of Connection Behavior for Progressive Collapse Analysis"; *J. Constr. Steel. Res.* 2015, 113, 169-184.
- [10] Kheirandish, M. R.; AlizadehSevari, B. "The Study of Explosion Impact on Underground Tunnels, Case Study: North of Tehran"; *Adv. Defence Sci. & Tech.* 2016, 10, 201-208 (In Persian).
- [11] AUTODYN; User Manual Version 12.1, ANSYS, Inc., Canonsburg, PA. 2009.
- [12] SAP2000; Version. 14 Manual, Computers and Structures Inc. Berkeley, USA. 2015.
- [13] ACI Committee 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"; ACI-318-05 American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. 2002.
- [14] Lee, K-H.; Stojadinovic, B.; Goel, S. C.; Margarian, A. G.; Choi, J.; Wongkaew A.; Reyher, B. P.; Lee, D-Y. "Parametric Tests on Unreinforced Connections"; Contractor's Report to the SAC, 2000.