

بررسی روش‌های تحلیل و طراحی لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی با استفاده از روش طراحی بر اساس تغییرمکان

علی خیرالدین^۱، پژمان به‌زرد^۲

۱- دکترای سازه- دانشگاه سمنان- تلفن: ۰۲۳۱-۳۳۲۸۸۶۰

۲- کارشناس ارشد سازه- دانشگاه سمنان- تلفن: ۰۹۱۲۲۳۶۹۳۸۷

E.mail: Pejmanb@gmail.com

خلاصه

امروزه به دلیل نیاز روز افزون به استفاده از فضاهای زیرزمینی شهری و با توجه به لرزه‌خیزی کشور ایران، ضرورت بررسی رفتار این سازه‌ها در برابر زلزله بیش از پیش احساس می‌شود. طراحی تسهیلات زیرزمینی برای مقاومت در برابر زلزله نسبت به طراحی لرزه‌های سازه‌های سطحی دارای جنبه‌های بسیار متفاوتی می‌باشد. نیروی زلزله وارد بر سازه‌های سطحی متعارف، اصولاً ناشی از اثرات اینرسی بر سازه می‌باشد ولی در سازه‌های زیرزمینی، زلزله بیشتر از طریق تغییرشکل‌های اعمالی از طرف زمین بر سازه تاثیرگذار است. بنابراین طراحی لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی روی تغییرشکل زمین و اندرکنش آن با سازه، با تأکید روی تغییرمکان (کرنش) تمرکز دارد. موارد اخیر باعث توسعه روش‌های طراحی تحت عنوان روش‌های تغییرشکل لرزه‌ای گردیده است. فلسفه‌ی طراحی لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی نیز همانند بسیاری از تسهیلات بحرانی به معیار طراحی دوگانه (دو سطح طراحی) نیاز دارد. هدف از زلزله سطح طراحی بالاتر رسیدن به ایمنی زندگی و هدف از سطح زلزله طراحی پایین‌تر بیان میزان آسیب‌های اقتصادی است. در این مقاله روش‌های تحلیل و طراحی لرزه‌های سازه‌های زیرزمینی با استفاده از روش طراحی بر اساس تغییرمکان در سطوح لرزه‌ای دوگانه با یک رویه تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفته است. ابتدا مسائلی نظیر بررسی مدهای تغییرشکل و مد غالب لرزه‌ای، نحوه‌ی شبیه‌سازی و طراحی سازه تحت هر کدام از مدها، تحلیل میدان آزاد و نحوه لحاظ نمودن اندرکنش محیط- سازه در تحلیل‌های شبه استاتیکی معادل مورد مطالعه قرار گرفته است. سپس ترکیبات بارگذاری موثر در هر یک از سطوح دوگانه لرزه‌ای و مکانیزم انتقال بار زلزله از محیط میزبان به سازه زیرزمینی، ناسازگاری‌های فضایی، تاثیرات جهت انتشار امواج و نیز نحوه استخراج پارامترهای موثر حرکت زمین با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود مورد بحث قرار گرفته و نتایج آن ارائه شده است. همچنین تفاوت میان روش‌های تحلیلی رایج با توجه به نتایج جدیدترین تحقیقات بررسی شده و مزایای هر روش بیان گردیده است.

کلمات کلیدی: سازه زیرزمینی، ایستگاه مترو، تونل، تحلیل و طراحی لرزه‌ای، اندرکنش خاک- سازه

مقدمه

سازه‌های زیرزمینی از ایمن‌ترین سازه‌ها در مقابل خطرات زلزله هستند، اما این مسأله ذره‌ای از اهمیت تحلیل و طراحی لرزه‌ای آن‌ها نمی‌کاهد. طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی در چندین مورد منحصر به فرد است. در اکثر سازه‌های زیرزمینی اینرسی خاک احاطه کننده از اینرسی خود سازه بزرگتر است. اندازه‌گیری‌های انجام گرفته توسط اوکاموتو (۱۹۷۳) از پاسخ لرزه‌ای یک تونل لوله‌ای فرورده طی چندین زلزله نشان داد که پاسخ یک تونل توسط پاسخ زمین اطراف مشخص می‌گردد نه توسط مشخصات اینرسی خود سازه تونل. بنابراین طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی روی تغییرشکل‌های میدان آزاد زمین و اندرکنش آن با سازه با تأکید روی تغییرمکان (کرنش) تمرکز دارد، که از این لحاظ با طراحی سازه‌های سطحی که روی اثرات اینرسی خود سازه متمرکز می‌باشد متفاوت است. مورد اخیر باعث توسعه روش‌های طراحی تحت عنوان روش‌های تغییرشکل لرزه‌ای گردیده است، که صریحاً تغییرشکل لرزه‌ای زمین را مورد ملاحظه قرار می‌دهند. اثرات زلزله بر سازه‌های زیرزمینی را می‌توان در دو گروه تقسیم بندی کرد:

۱- لرزش زمین.

۲- گسیختگی زمین مانند: روانگرایی، تغییرمکان گسل‌ها و ناپایداری شیب‌ها.

^۱ دانشیار دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی

^۲ مهندس سازه، مهندسین مشاور

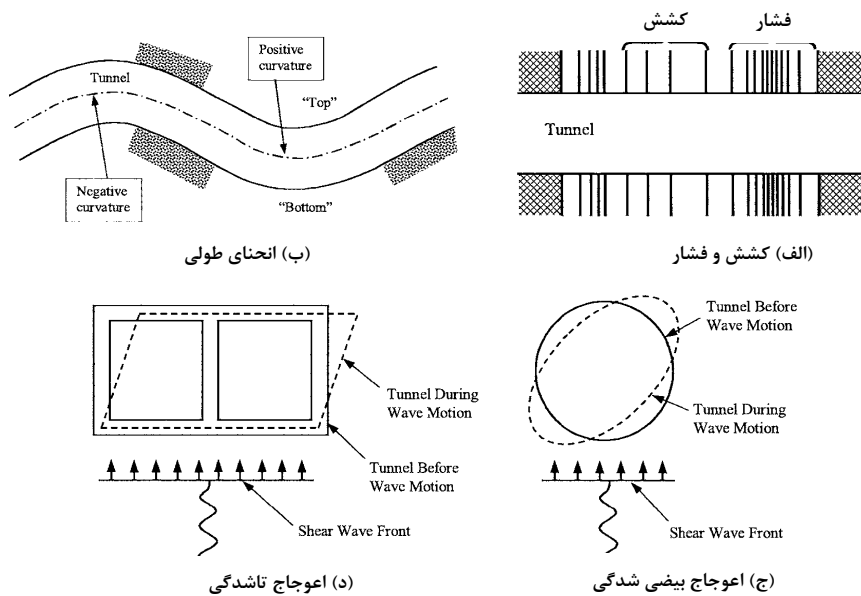
لرزش زمین که موضوع اصلی این مقاله است، به تغییر شکل زمین در اثر انتشار امواج لرزه‌ای از میان پوسته‌ی زمین می‌پردازد. رفتار یک تونل اغلب با یک تیر الاستیک در معرض تغییر شکل‌های اعمالی توسط زمین احاطه کننده تخمین زده می‌شود، [۱]. پاسخ سازه‌های زیرزمینی به حرکات لرزه‌ای توسط سه نوع تغییر شکل بیان می‌گردد:

۱- فشردگی و بازشدگی محوری، شکل ۱-الف.

۲- خمش (انحنای) طولی، شکل ۱-ب.

۳- اعوجاج بیضی شدگی^۱ و تاشدگی^۲، شکل ۱-ج و ۱-د.

در تونل‌های نعل اسبی اعوجاج مقطع به صورت ترکیبی از تغییر شکل‌های مقاطع مستدیر و مستطیلی دیده می‌شود.



شکل ۱ - مدهای تغییر شکل تونل‌ها در اثر امواج لرزه‌ای، [۱]

تغییر شکل‌های محوری در تونل‌ها توسط مولفه‌هایی از امواج لرزه‌ای که حرکت موازی با محور تونل به وجود آورده و کشش و فشار متناوب را سبب می‌شوند ایجاد می‌گردند. تغییر شکل خمشی (انحنایی) توسط مولفه‌هایی از امواج لرزه‌ای که حرکات جزئی عمود بر محور طولی تونل به وجود می‌آورند ایجاد می‌شود. ملاحظات طراحی برای تغییر شکل‌های خمشی و محوری عموماً در امتداد طولی محور تونل می‌باشد. رفتار عمومی تونل در این حالت، مشابه تیر الاستیکی بوده که تحت تأثیر تغییر شکل و کرنش‌های وارده از محیط اطراف قرار گرفته باشد.

تغییر شکل‌های بیضی شدگی و تاشدگی در سازه تونل هنگامی که امواج برشی، به طور عمود یا نزدیک به عمود بر محور تونل انتشار می‌یابند ایجاد می‌شوند. که نتیجه آن ایجاد اعوجاج در شکل پوشش مقطع عرضی تونل می‌باشد. ملاحظات طراحی برای این نوع تغییر شکل در جهت عرضی می‌باشد. رفتار عمومی پوشش به عنوان یک سازه‌ی مدفون در معرض تغییر شکل زمین تحت شرایط کرنش مسطح دو بعدی شبیه‌سازی می‌شود. این تغییر شکل‌ها در مقطع تونل می‌تواند بر اثر برخورد امواج زلزله منتشره به صورت قائم، افقی و یا مایل از هر نوع به وجود آیند، اگرچه تحقیقات گذشته نشان می‌دهد، که عمده تغییر شکل مقطع تونل ناشی از برخورد امواج برشی که به صورت قائم منتشر می‌شود، خواهد بود، [۱].

معیار طراحی لرزه‌ای

سطح زلزله طرح یا حالت ارتعاشی که باید ملاک طراحی قرار گیرد از طریق تحلیل خطر لرزه‌ای در ساختمان مشخص می‌گردد. برای مثال در روش تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی، PSHA، طراح باید احتمال فراتر رفتن برای مجموعه‌ای از پارامترهای حرکت زمین را انتخاب نماید. فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ای جاری برای بسیاری از تسهیلات بحرانی به معیار طراحی دوگانه (دو سطح طراحی) نیاز دارد. هدف از زلزله سطح طراحی بالاتر رسیدن به ایمنی زندگی و هدف از زلزله سطح طراحی پایین‌تر بیان میزان آسیب‌های اقتصادی است. عموماً دو سطح طراحی تحت عنوان "زلزله طرح حداکثر" یا (زلزله ارزیابی ایمنی، MDE) و "زلزله طرح بهره‌برداری" یا (زلزله ارزیابی عملکردی، ODE) تعریف می‌شوند و در طراحی بسیاری از پروژه‌های جدید حمل‌ونقل تونلی از جمله متروی لس‌آنجلس، متروی تایپه، متروی ساتل و شریان مرکزی و سومین تونل بندری بوستون مورد استفاده قرار گرفته‌اند، [۲].

1- Ovaling
2- Racking

زلزله طرح حداکثر (MDE)

زلزله طرح حداکثر (MDE) در روش تحلیل خطر لرزه‌ای قطعی، DSHA، تحت عنوان حداکثر سطح لرزش که می‌تواند در ساختگاه تجربه شود، تعریف می‌شود. در روش تحلیل خطر لرزه‌ای احتمالاتی، PSHA، MDE تحت عنوان یک رویداد با احتمال تجاوز کم در طول عمر مفید تسهیلات تعریف می‌گردد، (وقوع با احتمال تجاوز بین ۳ تا ۵٪). هدف از طراحی MDE باقی ماندن ایمنی عمومی در طی و پس از زلزله طرح می‌باشد. بدین منظور ظرفیت سازه‌های مورد نیاز تحت بارگذاری MDE باید بدترین ترکیب بارهای زنده، مرده و زلزله را در نظر گیرد، [۲].

زلزله طرح بهره برداری (ODE)

زلزله طرح بهره برداری (ODE) زلزله‌ای است که به صورت منطقی انتظار می‌رود حداقل یک بار در طول عمر مفید تسهیلات رخ دهد. (وقوع با احتمال تجاوز بین ۴۰ تا ۵۰٪). در تحلیل ODE بارگذاری طراحی لرزه‌ای به نیازهای عملکردی اعضای سازه‌ای بستگی دارد. از آنجا که هدف از طراحی ODE این است که کل سیستم، عملکرد پیوسته و مداوم در هنگام و پس از زلزله داشته باشند و متحمل هیچ گونه خرابی نشده یا آسیب اندکی را متحمل شوند، لذا تغییرشکل‌های غیر الاستیک باید در حداقل ممکن کنترل شوند. بنابراین پاسخ تسهیلات زیرزمینی باید در محدوده الاستیک باقی بماند، [۲].

پارامترهای حرکت زمین و دامنه‌های شتاب، سرعت و تغییر مکان

پس از تعریف MDE و ODE به مجموعه‌ای از پارامترهای حرکت زمین نیاز است تا رویدادهای طراحی را مشخص نمایند. انتخاب این پارامترها به روش تحلیل مورد استفاده بستگی دارد. حرکات زمین در یک نقطه‌ی مشخص در زمین یا روی سازه توسط سه مؤلفه‌ی انتقالی و سه مؤلفه‌ی چرخشی بیان می‌گردند. اگر چه معمولاً از مؤلفه‌های چرخشی صرف نظر می‌گردد. هر مؤلفه از حرکت زمین توسط یک تاریخچه زمانی از شتاب، سرعت یا تغییر مکان با سه پارامتر مهم: دامنه، محتوای فرکانسی و زمان استمرار حرکت قوی زمین، مشخص می‌گردد. معمولاً در تعریف MDE و ODE از طریق تحلیل‌های خطر لرزه‌ای از حداکثر مقادیر حرکت زمین مانند تغییر مکان، سرعت و شتاب حداکثر زمین استفاده می‌شود. اما آزمایش‌ها نشان می‌دهد که پارامترهای مؤثر حرکت زمین بهتر از پارامترهای حداکثر حرکت زمین نمایانگر پاسخ سازه‌ای هستند. زیرا آنها پتانسیل آسیب در اثر حرکت زمین را بهتر معرفی می‌نمایند. مورد فوق به ویژه برای زلزله‌های بزرگ صحیح است. مقادیر مؤثر اغلب تحت عنوان سطح متحمل لرزش تعریف شده و به عنوان سومین یا پنجمین مقدار حداکثر هر پارامتر محاسبه می‌شوند. همچنین اثبات شده است که آسیب زلزله بر سازه‌های زیرزمینی به تغییر مکان و سرعت زمین بیشتر وابسته است تا به شتاب آن. در فقدان اطلاعات ویژه ساختگاه، جدول ۱ می‌تواند به عنوان نسبتی از حداکثر شتاب مشخص زمین برای تعیین حداکثر سرعت زمین مورد استفاده قرار گیرد، [۳].

جدول ۱- نسبت حداکثر سرعت زمین به حداکثر شتاب سطحی زمین در سنگ و خاک، [۲].

نسبت حداکثر سرعت زمین (cm/s)			بزرگای زلزله (M_w)
به حداکثر شتاب زمین (g)			
فاصله منبع تا سایت (Km)			
۵۰ - ۱۰۰	۲۰ - ۵۰	۰ - ۲۰	
سنگ			
۸۶	۷۶	۶۶	۶/۵
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷/۵
۱۵۲	۱۴۰	۱۲۷	۸/۵
خاک سخت			
۱۰۹	۱۰۲	۹۴	۶/۵
۱۵۵	۱۲۷	۱۴۰	۷/۵
۱۹۳	۱۸۸	۱۸۰	۸/۵
خاک نرم			
۱۴۲	۱۳۲	۱۴۰	۶/۵
۲۰۱	۱۶۵	۲۰۸	۷/۵
۲۵۱	۲۴۴	۲۶۹	۸/۵

ناسازگاری فضایی (سه بعدی) حرکت زمین

برای بسیاری از سازه‌های مهندسی بزرگترین بعد سازه به اندازه‌ای کوچک است که حرکت زمین در یک انتها دقیقاً برابر با انتهای دیگر می‌باشد. اما برای سازه‌های طویل مانند پل‌ها و تونل‌ها ممکن است بخش‌های مختلفی از سازه با حرکت‌های متفاوتی از زمین مواجه شوند. لذا اثرات امواج انتقالی باید

لحاظ گردد، [۴]. این ناسازگاری فضایی ممکن است اثرات مهمی بر پاسخ سازه بر جای گذارد. چهار فاکتور عمده که می‌توانند باعث ناسازگاری فضایی گردند عبارتند از: اثرات عبور موج، اثرات منبع گسترده، اثرات مسیر موج در اثر ناهمگن بودن در طول مسیر عبور، اثرات محلی خاک ساختگاه. حرکت‌های ثبت شده زمین نشان داده‌اند که سازگاری فضایی با افزایش فرکانس و فاصله از منبع کاهش می‌یابد، [۵].

انتشار موج و تحلیل پاسخ ویژه ساختگاه

تحقیقات نشان می‌دهد که امواج برشی عرضی بزرگ‌ترین سهم از انرژی زلزله را منتقل می‌کنند و دامنه آن‌ها در سطوح عمودی حدود نصف تا دو سوم بزرگی آن‌ها در سطوح افقی تخمین زده شده است. اما در زلزله‌های اخیر مانند نورتربچ و کوبه شتاب‌های عمودی اندازه‌گیری شده مساوی و گاهی بزرگتر از شتاب‌های افقی بودند. مؤلفه‌ی عمودی حرکت زمین به مساله مهمی در طراحی لرزه‌ای تبدیل شده است. معمولاً اطلاعات وسیعی در ارتباط با حرکت قوی زمین برای سازه‌های زیرزمینی موجود نیست. بنابراین توسعه جنبش زمین طراحی نیاز به یکپارچه کردن داده‌های ژرف پراکنده دارد. فرایندهای تحلیلی عمومی از تکنیک‌های پاسخ یک بعدی ساختگاه استفاده می‌کند. اما این تحلیل‌ها اثرات تمامی امواج حجمی با انتشار قائم را نادیده می‌گیرند. حرکات زمین معمولاً با عمق کاهش می‌یابد. انجام تحلیل انتشار موج به دامنه و دوره تناوب ارتعاش حرکت زمین در مورد امواج برشی عبوری از میان نهشته‌های خاک نرم احتیاج دارد. در فقدان روش‌ها یا اطلاعات دقیق (یا عددی)، جدول ۲ در تعیین نسبت بین حرکت زمین در عمق و در سطح زمین کمک خواهد کرد، [۳].

جدول ۲- نسبت حرکت زمین در عمق به حرکت سطحی زمین، [۳].

عمق تونل (متر)	نسبت حرکت زمین در عمق تونل به حرکت در سطح زمین
< ۶	۱
۶ - ۱۵	۰/۹
۱۵ - ۳۰	۰/۸
> ۳۰	۰/۷

معیار بارگذاری طراحی لرزه‌ای

معیار بارگذاری برای سازه‌های زیرزمینی باید بارگذاری اضافی توسط لرزش و تغییرشکل زمین را با سایر بارهای موجود ترکیب نماید. ابتدا پارامترهای حرکت زمین برای زلزله‌های حداکثر و بهره‌برداری تعیین می‌شود، سپس معیار بارگذاری برای سازه‌های زیرزمینی با استفاده از روش طراحی ضریب بار تعیین می‌گردد. در این بخش معیار بارگذاری طراحی لرزه‌ای برای زلزله‌های حداکثر (MDE) و بهره‌برداری (ODE) ارائه می‌گردد:

معیار بارگذاری برای زلزله طرح حداکثر (MDE)

ترکیبات بارگذاری لرزه‌ای پیشنهادی با استفاده از روش طراحی ضریب بار برای MDE به شرح ذیل می‌باشد:

برای سازه‌های تونل حفر و پوش:

$$U = D + L + E_1 + E_2 + EQ \quad (1)$$

که در آن U ظرفیت مقاومت سازه‌ای مورد نیاز، D اثرات ناشی از بارهای مرده اجزای سازه‌ای، L اثرات ناشی از بارهای زنده، E₁ اثرات ناشی از بارهای قائم از طرف زمین و آب، E₂ اثرات ناشی از بارهای افقی از طرف زمین و آب و EQ اثرات ناشی از زلزله طراحی هستند. برای پوشش تونل‌های حفاری شده (مستدیر):

$$U = D + L + E_x + H + EQ \quad (2)$$

که در آن E_x اثرات بارهای استاتیکی ناشی از حفاری و H اثرات ناشی از فشار هیدرواستاتیکی آب هستند.

معیار بارگذاری برای زلزله طرح بهره‌برداری (ODE)

برای ODE ترکیب بارگذاری طراحی لرزه‌ای، به نیازهای عملکردی اعضای سازه‌ای بستگی دارد. معمولاً اگر اعضا برای تحمل هیچ گونه آسیبی یا آسیب اندکی هنگام وقوع سطح زلزله پایین‌تر (ODE) طراحی شده باشند، تغییرشکل‌های غیر الاستیک در اعضای سازه‌ای باید در حد پایینی کنترل گردد. معیار بارگذاری ذیل بر مبنای طراحی ضریب بار پیشنهاد می‌گردد:

برای سازه‌های تونل حفر و پوش:

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_1(E_1 + E_2) + 1.3EQ \quad (3)$$

اگر بارهای نهایی برای E₁ و E₂ با مقداری خطای تخمینی فرض گردند، داریم: $\beta_1 = 1.05$ در غیر این صورت: $\beta_1 = 1.3$.

برای پوشش تونل‌های حفاری شده (مستدیر):

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_2(E_X + H) + 1.3EQ \quad (4)$$

اگر بارهای نهایی برای E_X و H با مقداری خطای تخمینی فرض گردند، داریم: $\beta_2 = 1.05$. در غیر این صورت از $\beta_2 = 1.3$ فقط برای E_X استفاده می‌شود و H ضریبی نمی‌گیرد.

ضرایب بار مورد استفاده در این دو رابطه جای بحث بسیاری دارد. انتخاب نهایی به نیازهای عملکردی ویژه پروژه بستگی دارد. به عنوان مثال برای تونل‌های شریان مرکزی (Central Artery) از ضریب $\beta_2 = 1.3$ استفاده شده است، [۲].

پاسخ سازه‌های زیرزمینی به تغییرشکل‌های زمین

در این بخش نحوه به‌دست آوردن عبارت EQ (اثرات ناشی از زلزله طراحی) که در بخش قبل معرفی گردید تعیین می‌گردد. توسعه عبارت EQ به درک تغییرشکل‌های ایجاد شده در زمین توسط امواج لرزه‌ای و اندرکنش سازه زیرزمینی با زمین نیاز دارد. در این بخش روش‌های مختلف مورد استفاده جهت محاسبه تغییرمکان‌ها و نیروهای متناظر با مود بحرانی تغییرشکل (اعوجاج ناشدگی و بیضی شدگی) شرح داده می‌شود.

روش تغییرشکل میدان آزاد

عبارت "تغییرشکل‌های میدان آزاد" بیانگر کرنش‌های زمین در اثر امواج لرزه‌ای در فقدان سازه‌ها یا حفاری‌ها می‌باشد. در این تغییرشکل‌ها از اندرکنش بین سازه زیرزمینی و زمین احاطه کننده صرف‌نظر می‌شود. اما می‌توان یک تخمین مرتبه‌ی اول از تغییرشکل مورد انتظار از سازه تهیه نمود. طراح می‌تواند تغییرشکل‌های حاصل از این روش را مستقیماً بر سازه اعمال نماید. در این روش با توجه به نسبت سختی سازه به سختی زمین ممکن است تغییرشکل‌های سازه‌ای دست بالا یا دست پایین حاصل آید، [۱].

تغییرشکل بیضی شدگی در تونل‌های مستدیر

تغییرشکل‌های بیضی شدگی هنگامی ایجاد می‌شوند که انتشار امواج بر محور تونل عمود باشد. بنابراین در جهت عرضی (عموماً تحت شرایط کرنش مسطح دو بعدی) طراحی می‌گردند. در صورتی که بیضی شدگی در اثر امواج منتشره افقی یا مورب رخ دهد، امواج برشی با انتشار قائم در بارگذاری زلزله‌ای که این نوع تغییرشکل‌ها را ایجاد می‌کند حاکم خواهند بود، [۱]. همان‌طور که در شکل ۲ نمایش داده شده است، اعوجاج برشی زمین به دو طریق تعریف می‌گردد. حداکثر کرنش قطری در زمین‌های غیر مجوف فقط تابع حداکثر کرنش برشی میدان آزاد می‌باشد:

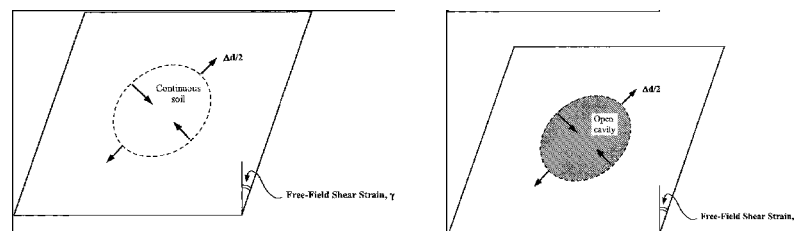
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \quad (5)$$

کرنش قطری در زمین‌های مجوف بیشتر به نسبت پواسون محیط وابسته است:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{Max}(1 - \nu_m) \quad (6)$$

$$\gamma_{Max} = \frac{V_S}{C_S} \quad (7)$$

هر دو این روابط با فرض غیاب پوشش می‌باشند. لذا از اندرکنش بین تونل - زمین صرف‌نظر شده است. در میدان آزاد در زمین مجوف، اعوجاج بسیار بیشتری نسبت به زمین غیر مجوف حاصل می‌شود، گاهی اوقات با ضریب ۲ یا ۳ برابر. مورد فوق برای پوشش‌های با سختی کم نسبت به خاک محاطی، یک معیار اعوجاج منطقی فراهم می‌آورد. بدین صورت که هنگامی که سختی پوشش با سختی محیط مساوی باشد معادله‌ی تغییرشکل مجوف مناسب خواهد بود. پوشش‌های با سختی نسبی بالا باید اعوجاجی حتی کمتر از مقدار ارائه شده در رابطه (۵) را متحمل شود، [۱].



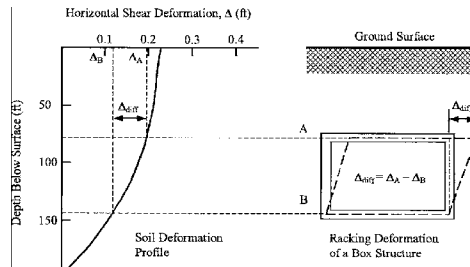
شکل ۲ - کرنش برشی میدان آزاد در زمین‌های مجوف و غیر مجوف در تونل‌های مستدیر، [۱]

تغییرشکل‌های ناشدگی در تونل‌های مستطیلی

سازه مستطیلی هنگام فرارگیری در معرض اعوجاج‌های برشی در طی زلزله، دستخوش تغییرشکل‌های ناشدگی عرضی خواهد شد، (شکل ۳). تغییرشکل‌های اعوجاجی ناشدگی با استفاده از کرنش‌های برشی در خاک درست مثل موارد ارائه شده در رابطه (۱۷) محاسبه می‌شوند، [۲].

روش اندرکنش خاک - سازه

حضور سازه زیرزمینی تغییرشکل‌های میدان آزاد را اصلاح می‌نماید. در این روش اعوجاج اعمال شده به سازه زیرزمینی با لحاظ اندرکنش سازه و توده زمین با استفاده از روش‌های تحلیلی یا نیمه تحلیلی، در نظر گرفته می‌شود. در این روش با در نظر گرفتن نسبت سختی سازه جایگزین به سختی توده زمین حذف شده از محیط می‌توان اعوجاج اعمال شده به سازه و نیروهای داخلی پدید آمده در آن را تعیین کرد.



شکل ۳ - تغییرشکل‌های تاشدگی میدان آزاد اعمالی بر قاب مستطیلی مدفون، [۱]

اعوجاج تونل‌های مستدیر

سختی تونل نسبت به زمین اطراف بر حسب نسبت‌های فشردگی و انعطاف‌پذیری C و F قابل بیان است، که معیاری از سختی محوری و سختی خمشی (مقاوم در برابر بیضی شدگی) محیط نسبت به پوشش را ارائه می‌دهد. پاسخ پوشش تونل تابعی از قابلیت فشردگی^۱ و انعطاف‌پذیری^۲ سازه، فشار روباره درجا ($\gamma_i h$) و ضریب فشار افقی توده خاک (K_0) می‌باشد. تنش برشی را سپس می‌توان بر حسب تابعی از کرنش برشی بیان کرد، [۴]:

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_i^2) r}{E_{it} (1 + \nu_m) [1 - 2\nu_m]} \quad (۸)$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_i^2) R^3}{6 E_{it} (1 + \nu_m)} \quad (۹)$$

در روابط فوق E_m مدول الاستیسیته زمین، I ممان اینرسی پوشش تونل (بر واحد طول) برای پوشش مستدیر، R و t به ترتیب شعاع و ضخامت پوشش تونل، γ اعوجاج زاویه‌ای، V_s سرعت حداکثر طرح و C_s سرعت موج برشی می‌باشند، [۴].

با فرض شرایط لغزش کامل، بدون جداسدگی عمودی و بنابراین بدون وجود نیروی برشی مماسی، کرنش قطری، حداکثر نیروی محوری و لنگر خمشی ایجاد شده در پوشش را می‌توان به شرح ذیل بیان کرد، [۱]:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max} \quad (۱۰)$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (۱۱)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (۱۲)$$

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (۱۳)$$

براساس مطالعات مختلف، لغزش در سطح تماس زمین و پوشش تنها در تونل‌های موجود در خاک نرم یا مواردی که بارگذاری لرزه‌ای بسیار شدید است امکان‌پذیر است. برای بیشتر تونل‌ها، شرایط سطح تماس^۳ بین لغزش کامل و عدم لغزش قرار دارد. فرض لغزش کامل تحت برش ساده ممکن است باعث شود حداکثر نیروی محوری بسیار کم برآورد گردد. لذا توصیه شده است که هر دو فرض عدم لغزش و لغزش کامل توده و پوشش در تعیین نیروی محوری پوشش در نظر گرفته شود، [۲]:

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (۱۴)$$

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C\left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2\right] + 6 - 8\nu_m} \quad (۱۵)$$

1- Flexibility
2- Compressibility
3- Interface

با کاهش ضرایب فشردگی و شکل‌پذیری، نیروی محوری ناشی از زلزله افزایش می‌یابد (این در صورتی است که $v < 0.5$ باشد). وقتی ضریب پواسون به 0.5 میل می‌کند (خاک رس اشباع زهکشی نشده)، پاسخ نیروی محوری مستقل از فشردگی می‌باشد، چرا که خاک تراکم ناپذیر در نظر گرفته می‌شود. تغییر شکل نرمال شده پوشش معیاری از اهمیت نسبت انعطاف‌پذیری در پاسخ پوشش فراهم می‌آورد و به صورت زیر تعریف می‌شود، [۱]:

$$\frac{\Delta d_{\text{lining}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (16)$$

بر اساس این معادله، وقتی که نسبت انعطاف‌پذیری (F) کمتر از یک باشد (پوشش سخت در زمین نرم)، پوشش تونل کمتر از میدان آزاد تغییر شکل می‌دهد. وقتی که F افزایش می‌یابد، پوشش بیشتر از حالت میدان آزاد تغییر شکل می‌دهد و ممکن است به پاسخ کرانه فوقانی زمین حفره‌دار برسد. این شرایط زمانی رخ می‌دهد که ضریب F بسیار بزرگ شود (پوشش کاملاً انعطاف‌پذیر).

تغییر شکل‌های تاشدگی تونل‌های مستطیلی

تونل‌های حمل و نقل کم عمق معمولاً به صورت جعبه‌ای و به روش حفر و پوش اجرا می‌شوند. این تونل‌ها رفتار لرزه‌ای کاملاً متفاوتی با تونل مستدیر دارند. یک قاب جعبه‌ای بارهای استاتیکی را به خوبی یک پوشش مستدیر منتقل نمی‌کند، در نتیجه دیوارها و کف‌های قاب حفره‌پوش نیاز به ضخامت بیشتری دارند و در نتیجه سخت‌تر می‌باشند. در طراحی سازه‌های حفره‌پوش لازم است تا به دلیل سختی زیاد سازه و پتانسیل تغییر شکل‌های بزرگ زمین به دلیل عمق کم، اندرکنش خاک-سازه به دقت در نظر گرفته شود. گاه ممکن است که خاکریز^۱ نسبت به خاک در محل خصوصیات متفاوتی داشته باشد که موجب پاسخ لرزه‌ای متفاوت می‌گردد، [۱]. سختی سازه‌های جعبه‌ای شکل به شدت کرنش‌های محاسباتی را کاهش می‌دهد و اغلب طراحی این سازه‌ها بر اساس تغییر شکل‌های میدان آزاد کاری بسیار محافظه‌کارانه می‌باشد، [۴]. با در نظر گرفتن یک المان مستطیلی داخل یک ستون خاک تحت برش ساده، (شکل ۴)، کرنش برشی یا اعوجاج المان خاک به صورت زیر محاسبه می‌شود، [۱]:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau}{G_m} \quad (17)$$

تنش برشی وارده را همچنین می‌توان به یک نیروی متمرکز تبدیل کرد که ضرب آن در عرض سازه (W)، منجر به رابطه زیر برای اعوجاج می‌گردد:

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{P}{HS_1} = \frac{\tau W}{HS_1} \quad (18)$$

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta/H} = \frac{S_1 H}{W} \quad (19)$$

که در آن S_1 نیروی لازم جهت ایجاد تغییر شکل واحد سازه است. نسبت انعطاف‌پذیری سازه را می‌توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$F = \frac{G_m W}{S_1 H} = \frac{G_m}{S_1 H / W} \quad (20)$$

برای یک قاب مستطیلی با شکل دلخواه، نسبت انعطاف‌پذیری (F) را می‌توان با انجام یک تحلیل قاب ساده به دست آورد. برای قاب‌های تک دهانه ساده، نسبت انعطاف‌پذیری (F) را می‌توان بدون انجام تحلیل کامپیوتری محاسبه کرد. بعنوان مثال برای یک قاب تک دهانه با ممان اینرسی (I_R) برای دال سقف، ممان اینرسی (I_1) برای دال کف و ممان اینرسی (I_W) برای دیوارها، نسبت انعطاف‌پذیری از رابطه ذیل حاصل می‌آید:

$$F = \frac{G_m}{12} \left(\frac{HW^2}{EL_R} \psi \right) \quad (21)$$

$$\psi = \frac{(1+a_2)(a_1+3a_2)^2 + (a_1+a_2)(3a_2-1)^2}{(1+a_1+6a_2)^2} \quad (22)$$

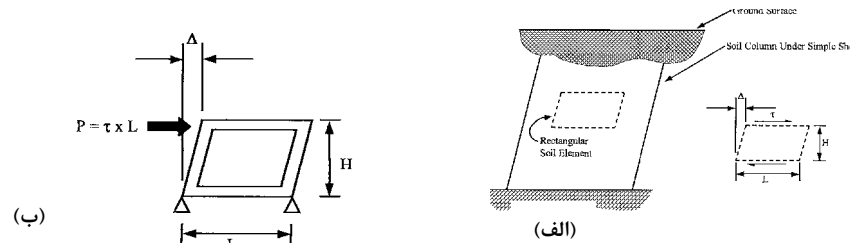
$$a_1 = \left(\frac{I_R}{I_1} \right) \quad (23)$$

$$a_2 = \left(\frac{I_R}{I_W} \right) \left(\frac{H}{W} \right) \quad (24)$$

که در آن E مدول الاستیسیته کرنش مسطح قاب است.

نتایج تحلیل‌های المان محدود نشان می‌دهد که سختی نسبی بین خاک و سازه‌ای که جایگزین آن می‌شود (F) مهمترین تأثیر را روی اعوجاج ناشی از تغییر شکل تاشدگی دارد. تحلیل‌ها نشان داده‌اند که برای یک نسبت انعطاف‌پذیری معلوم (F)، اعوجاج نرمال شده یک تونل مستطیلی تقریباً ۱۰ درصد کمتر از تونل مستدیر است. این مسأله اجازه می‌دهد که پاسخ تونل مستدیر را بتوان به عنوان یک کرانه فوقانی برای یک سازه مستطیلی با نسبت

انعطاف‌پذیری مشابه بکار برد و نشان می‌دهد که روش طراحی متعارف (یعنی تطبیق حرکت سازه با حرکت میدان آزاد در تونل‌های مستطیلی) در حالت‌هایی که سازه سخت در زمین نرم می‌باشد ($F < 1/0$) بسیار محافظه کارانه است. عکس قضیه هم صادق است به این معنی که طراحی تونل مستطیلی بر اساس روش اعوجاج میدان آزاد وقتی که نسبت انعطاف‌پذیری (F) بزرگتر از واحد باشد منجر به کمتر برآورد کردن پاسخ تونل می‌گردد. این مسأله ممکن است خیلی حائز اهمیت نباشد چرا که چنین نسبت‌های انعطاف‌پذیری یا معرف زمین بسیار سخت است که تغییرمکان میدان آزاد کوچکی دارد و یا معرف پوشش بسیار انعطاف پذیر است که می‌تواند اعوجاج‌های بزرگتر را بدون نگرانی در افزایش چشمگیر تنش‌ها جذب نماید، [۱].



شکل ۴ - سختی نسبی بین خاک و یک قاب مستطیلی، [۱]. (الف) اعوجاج میدان آزاد توده خاک (ب) اعوجاج قاب مستطیلی

تغییر شکل اعوجاجی را می‌توان با روش بار استاتیکی معادل نظیر آنچه در شکل ۵ نمایش یافته است نیز به سازه زیرزمینی اعمال کرد. برای سازه‌های مستطیلی با عمق زیاد، بیشتر اعوجاج به واسطه نیروهای برشی که در سطوح بیرونی سقف به وجود می‌آید اعمال می‌گردد لذا می‌توان بارگذاری را با اعمال یک بار متمرکز در محل اتصال سقف به دیوار ساده‌سازی کرد، (شکل ۵- الف). برای تونل‌های مستطیلی کم عمق، نیروی برشی پدید آمده در سطح تماس سقف و خاک با کاهش روباره کاهش می‌یابد. نیروی خارجی غالب که موجب تغییر شکل اعوجاجی می‌شود، تدریجاً از نیروی برشی در سطح تماس سقف و خاک به فشار عمودی وارد بر دیوارها تبدیل می‌شود، لذا یک توزیع فشار مثلثی به مدل اعمال می‌گردد، (شکل ۵- ب). به‌طور کلی، مدل توزیع فشار مثلثی مقادیر بحرانی‌تری از ظرفیت خمشی سازه مستطیلی در اتصالات پائینی ایجاد می‌کند، در حالی که روش نیروی متمرکز نیروهای بحرانی‌تری در محل اتصال سقف به دیوار ایجاد می‌کند، [۱].



شکل ۵ - مدل‌های ساده شده قابی، [۱]. (الف) شبه بار متمرکز برای تونل‌های عمیق، (ب) شبه فشار مثلثی برای تونل‌های کم عمق

نتیجه‌گیری

آسیب‌پذیری و خرابی‌های رخ داده در سازه‌های زیرزمینی طی زلزله‌های گذشته، اهمیت طراحی لرزه‌ای آن‌ها را بیش از پیش نشان داد. در این مقاله روش‌های تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی با استفاده از روش نوین طراحی بر اساس تغییرمکان معرفی گردید و روابط حاکم بر هر روش بیان شد. ابتدا مسائلی نظیر بیان فلسفه و معیار طراحی لرزه‌ای، بررسی مدهای تغییر شکل و مد غالب لرزه‌ای، نحوه شبیه‌سازی و طراحی سازه تحت هر کدام از مدها، تحلیل میدان آزاد و نحوه لحاظ نمودن اندرکنش محیط-سازه در تحلیل‌های شبه استاتیکی معادل مطالعه گردید. سپس ترکیبات بارگذاری موثر در هر یک از سطوح دوگانه لرزه‌ای و مکانیزم انتقال بار زلزله از محیط میزبان به سازه زیرزمینی، ناسازگاریهای فضایی، تاثیرات جهت انتشار امواج و نیز نحوه استخراج پارامترهای موثر حرکت زمین با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود مورد بحث قرار گرفت و نتایج آن ارائه شد.

مراجع

1. Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I.-C., (2001) Seismic design and analysis of underground structures. *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology*, 16 (4), pp. 185–206.
2. Wang, J.-N., (1993) Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
3. Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J., (1998) Seismic vulnerability of tunnels-revisited, Ozedimir, L., (Ed.). *Proceedings of the North American Tunneling Conference*. Elsevier, Long Beach, CA, USA.
4. Penzien, J., (2000) Seismically -induced racking of tunnel linings. *International Journal of Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 29, pp. 683-691.
5. AFPS/AFTES, (2001) Guidelines on Earthquake design and protection of underground structures.