



آنالیز دینامیکی اندرکنش تونل کند و پوش - خاک به روش تحلیلی و عددی (مطالعه موردی: تونل کند و پوش متروی تبریز)

اکبر سالمی^۱، فرهنگ سرشکی^۲، فریبرز صالحی عالی^۳، صالح بالیده^۴

۱ و ۲- دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود

۳ و ۴- دانشگاه صنعتی سهند تبریز

akbar.salemi@gmail.com

خلاصه

با توجه به اینکه بسیاری از تونل‌ها با مقاطع مستطیلی به روش کند و پوش در اعماق کم ساخته می‌شوند، که در آنجا تغییر شکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده در زمین ناشی از لرزه، با تغییر عمق، تغییرات بسیار زیادی داشته و در نهایت شرایط حتی پیچیده‌تری را بوجود خواهند آورد. بنابراین، لازم است که روش عملی و ساده‌ای توسط مهندسیین طراح بسط داده شود تا اثر اندرکنش سازه-خاک در نظر گرفته شود. به همین منظور در این مقاله به بررسی روش آنالیز قاب ساده شده بر روی تونل کند و پوش متروی تبریز پرداخته و در نهایت بواسطه مدل عددی SAP 2000 به اعتبارسنجی این روش اشاره خواهد شد.

کلمات کلیدی: تحلیل دینامیکی، زلزله، تونل کند و پوش، اندرکنش سازه-خاک، آنالیز قاب ساده شده

مقدمه

امروزه تونل‌ها که جزو شریان‌های حیاتی جوامع به حساب می‌آیند، نقش مهمی در توسعه کشورها ایفاء می‌کنند. از انواع تونل‌ها می‌توان به تونل‌های کند و پوش که در عمق کم و اغلب مستطیلی شکل ساخته می‌شوند، اشاره کرد. این نوع تونل‌ها مخصوصاً به دلیل سرعت و هزینه کم ساخت به صرفه بوده و از لحاظ ایمنی در مناطق شهری به یکی از پرکاربردترین نوع تونل‌ها تبدیل شده است. تونل‌های کند و پوش عموماً در اعماق کمی از خاک احداث می‌شوند، جایی که تغییر شکل‌های لرزه‌ای زمین و شدت لرزش به دلیل صلبیت کمتر خاک و اثر تقویتی ساختمانی، بزرگ‌تر از مکان‌های عمیق‌تر است. اطلاعات مربوط به کارائی تونل‌های قدیمی نشان می‌دهند که، تونل‌هایی که در محیطی با روباره کم ضخامت ساخته شده‌اند، نسبت به سازه‌هایی که در عمق بیشتری ساخته شده‌اند، آسیب پذیرتر هستند [۱]. از سوی دیگر، با توجه به قرارگیری کشور ایران بر روی کمربند زلزله‌خیز آلپ-همیالیا و سابقه لرزه‌خیزی فلات ایران، بی‌تردید احداث چنین سازه‌هایی نیازمند تدابیر خاص طراحی است. با این وجود، ملاحظات طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی متناسب با سازه‌های سطحی توسعه نیافته است. این مساله بیشتر به سبب این تفکر است که سازه‌های زیرزمینی در مقابل زلزله از پایداری بسیار بیشتری نسبت به سازه‌های سطحی برخوردار هستند. لذا به دلیل ویژگی‌های پاسخ متفاوت این دو نوع سازه نسبت به زلزله، روش‌های طراحی و تحلیل متفاوتی به شرح ذیل را پیشنهاد می‌دهند [۲]:

- روش نیرو برای سازه‌های سطحی. برای سازه‌های سطحی، بارهای لرزه‌ای بیشتر به صورت نیروهای لختی بروز می‌کنند، در روش‌های قدیمی عموماً از نیروهای زلزله یا شبه دینامیکی در تحلیل استفاده می‌شده است.
- روش تغییر شکل برای سازه‌های زیرزمینی. طراحی و تحلیل سازه‌های زیرزمینی بر اساس روش‌هایی است که بر جنبه‌های تغییر شکل یا جابجایی زمین و سازه تاکید دارند، زیرا پاسخ لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی به این‌گونه تغییر شکل‌های ناشی از زلزله، بیشتر حساس هستند.

^۱ دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی معدن دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود

^۲ استادیار دانشکده مهندسی معدن، نفت و ژئوفیزیک دانشگاه صنعتی شاهرود

^۳ مدیر دفتر فنی عمران دانشگاه صنعتی سهند تبریز

^۴ عضو هیات علمی دانشکده مهندسی معدن دانشگاه صنعتی سهند تبریز



بار پیچیده خارجی جانبی از سوی زمین باعث دندانهای شدن سازه مستطیلی شکل زیرزمینی می‌شود، و لذا مهندسی در یافته‌اند که مشخص کردن بارها بر حسب تغییر شکل‌ها، واقع بینانه‌تر است. بنابراین، هدف طراحی سازه، اطمینان از این است که سازه بتواند تغییر شکل دندانهای تحمل شده را بطور کافی جذب کند (روش تغییر شکل)، تا اینکه از معیاری برای جلوگیری از فشار دینامیکی زمین استفاده شود (روش نیرو).

روش‌های تحلیلی طراحی لرزه‌ای دندانهای تونل‌های کند و پوش

نیروی خارجی که سازه تونل کند و پوش در معرض آن قرار می‌گیرد به شکل تنش‌های برشی و فشارهای نرمال در اطراف سطوح خارجی تونل است. ارزیابی بزرگی و توزیع این نیروهای دینامیکی و تنش‌ها، پیچیده و دشوار بوده و با عدم قطعیت همراه است، از سوی دیگر این نیروهای خارجی با نیروی استاتیکی موجود در عضوهای سازه جمع می‌شوند. قابل توجه است که، ابعاد تونل‌های چهارگوش عموماً از تونل‌های دایره‌ای بزرگ‌تر بوده و قاب مستطیلی نگه‌دارنده آن، بارهای استاتیکی را به خوبی پوشش تونل دایره‌ای از خود عبور نمی‌دهد، در نتیجه دیوارها و دال‌های قاب مستطیلی ضخیم‌تر می‌باشد. بنابراین ساختمان تونل مستطیلی نسبت به پوشش دایره‌ای در مسیر عرضی صلب‌تر بوده و نسبت به تغییر شکل اعمالی، قدرت تحمل بیشتری خواهد داشت. این ویژگی، به همراه تغییر شکل‌های لرزه‌ای بزرگ زمین که مخصوص نهشته‌های خاکی کم عمق است، باعث می‌شود که اثر اندرکنشی سازه- خاک بویژه در طراحی لرزه‌ای تونل‌های مستطیلی کند و پوش اهمیت زیادی داشته باشد. از سوی دیگر، از منظر طراحی عموماً تونل‌های کند و پوش به صورت سازه‌ای با قاب صلب طراحی می‌شود. بنابراین استفاده از چنین روش‌های طراحی، به دلیل نادیده گرفتن اثر اندرکنش سازه- زمین و سختی آنها (ضرایب انعطاف‌پذیری)، نتایج محافظه‌کارانه یا غیرعملی به دنبال خواهند داشت. برای سازه‌هایی با قاب چهار گوش صلب، بحرانی‌ترین حالت خسارت احتمالی ناشی از اثر دندانهای، مشکلاتی در بالا و پائین اتصالات خواهد بود. در حالی‌که، بررسی‌های Owen و Scholl بر روی ۱۲۷ مورد خسارت‌های لرزه‌ای تونل‌ها بخصوص در مورد تونل‌های کند و پوش نشان می‌دهد که خسارت‌های وارد بر این سازه‌ها عمدتاً بدلیل افزایش زیاد نیروهای جانبی از سوی خاک اطراف بوده و ممکن است باعث ایجاد مفصل پلاستیک و ورقه ورقه شدن در جداره پوشش نیز گردد [۱].

با توجه به مطالب ذکر شده، بطور کلی سه روش برای آنالیز اثر دندانهای مقطع دو بعدی تونل‌های کند و پوش (ناشی از بارهای لرزه‌ای) وجود دارد که در جدول ۱ به طور مختصر به مزایا و معایب آنها پرداخته می‌شود:

جدول ۱- روشهای طراحی لرزه‌ای تونل‌های مستطیلی شکل (اثر دندانهای)

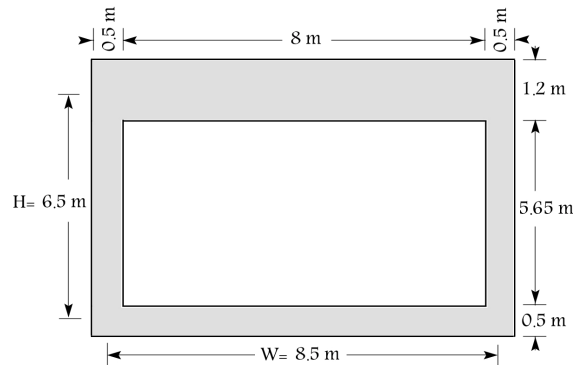
روش‌ها	مزایا	معایب	قابلیت کاربرد
روش‌های فشار دینامیکی زمین (روش‌های Mononobe- Okabe [۳] و Wood [۴])	در گذشته با نتایج قابل قبولی استفاده می‌شد	فقدان اصول تکنیکی دقیق	برای تونل‌هایی با ضخامت خاک رویی کم
	نیاز به پارامترها و محاسبات کمتری دارد	برای تونل‌های با عمق قرارگیری زیاد باعث تغییر شکل‌های دندانهای بیش از اندازه‌ای می‌شود	
	به عنوان برآوردهای ایمنی مزاد در مقابل زلزله‌های لرزه عمل می‌کند	محدودیت استفاده برای انواع بخصوصی از نوع خاک دارد	
روش تغییر شکل دندانهای میدان آزاد [۵]	برای تونل‌های سخت‌تر از زمین محافظه‌کارانه است.	برای تونل‌های انعطاف‌پذیرتر از زمین محافظه‌کارانه نمی‌باشد	برای تونل‌های با سختی برابر خاک
	فرموله کردن آن نسبتاً ساده است	برای تونلهای بسیار سخت‌تر از زمین خیلی محافظه‌کارانه است	
	در گذشته با نتایج قابل قبولی استفاده می‌شد	برای شرایط زمین بسیار متغیر، دقت کمتری دارد	
آنالیز المان محدود اندرکنش خاک- سازه [۲]	نمایش قابل قبولی از سیستم خاک سازه	نیاز به آنالیزهای کامپیوتری دشوار و وقت‌گیری دارد	برای تمامی شرایط
	دقت مناسب در تعیین پاسخ سازه	عدم قطعیت طراحی پارامترهای ورودی ممکن است چندین برابر عدم قطعیت آنالیز باشد	
	قابلیت حل مسائل برای تونل‌های مشکل‌دار		

روش گام به گام آنالیز قاب ساده شده

با توجه به معایب و پیچیدگی روش‌های ذکر شده در جدول ۱، Wang در کتاب خود مدل آنالیز قاب ساده شده‌ای را به منظور طراحی قابل قبول و منطقی سازه‌های زیرزمینی مستطیل شکل ارائه نموده است [۲]. در اینجا به مطالعه موردی این روش بر روی تونل کند و پوش متروی تبریز که



مشخصات آن در شکل ۱ و جدول ۲ آورده شده است، پرداخته و در بخش بعدی اندرکنش خاک-سازه مطابق روش ساده فوق با روش پیچیده تر المان محدود تطبیق داده خواهد شد:

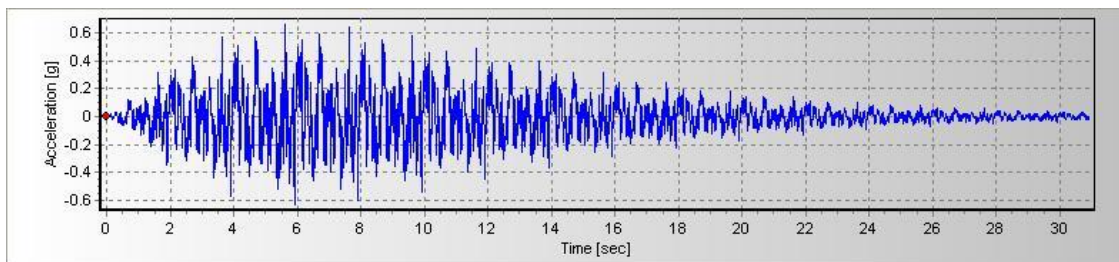


شکل ۱- هندسه تونل کند و پوش متروی تبریز (قاب صفحه‌ای)

جدول ۲- مشخصات مکانیکی خاک و قاب بتنی

مشخصات قاب بتنی		مشخصات مصالح خاکی	
$\gamma_{con} = 23/56 \text{ kN/m}^3$	چگالی	Gravelly Sand Silty Clay	نوع خاک
$E_{con} = 24/82 \text{ GPa}$	مدول الاستیسیته	$h = 7 \text{ m}$	حداکثر روبره
$\nu_{con} = 0/2$	ضریب پواسون	$\gamma_{soil} = 20/10 \text{ kN/m}^3$	چگالی مصالح
$f'_c = 27/46 \text{ MPa}$	مقاومت فشاری	$E_{soil} = 23 \text{ MPa}$	مدول الاستیسیته
$f_y = 392/3 \text{ MPa}$	تنش تسلیم میل‌گردهای خمشی نوع A III	$\nu_{soil} = 0/33$	ضریب پواسون
	پارامترهای زمین‌لرزه	$\phi = 35^\circ$	زاویه اصطکاک داخلی
$M_w = 6/9$	بزرگی زمین‌لرزه هدف	$C = 8 \text{ kPa}$	چسبندگی
$d = 10 \text{ km}$	فاصله گسل بزرگ تبریز تا ساختمان	$C_s = 330/9 \text{ m/s}$	سرعت موج برشی در خاک
$a_{max} = 0/66g$	شتاب افقی حداکثر	$N = 40$	عدد آزمایش نفوذ استاندارد SPT

الف - مشخص نمودن شرایط زیر سطحی ساختمان: در ابتدا خواص سنگ یا خاک، بر اساس نتایج حاصل از بررسی های صحرایی و آزمایشگاهی، اندازه اعضاء سازه نیز به منظور طراحی استاتیکی متناسب و پارامترهای مورد نیاز زمین‌لرزه تعیین می‌گردد. در این مقاله از حداکثر زلزله قابل انتظار، MCE¹، که تاریخچه شتاب آن در شکل ۲ نشان داده شده، برای تحلیل دینامیکی سازه استفاده می‌شود.



شکل ۲- تاریخچه شتاب اصلاح شده برای زلزله MCL مربوط به ساختمان متروی تبریز

ب - محاسبه کرنش برشی میدان آزاد ($\Delta_{free-field}$): در این مرحله ابتدا از روی جدول ۳ بر اساس سربار تونل، لرزش زمین در عمق مورد نظر مشخص می‌شود:

¹ Maximum Credible Earthquake

جدول ۳- نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح [۶]

نسبت شتاب در عمق به نسبت شتاب در سطح	عمق قرارگیری تونل (m)
۱	کمتر از ۶ متر
۰/۹	۶-۱۵
۰/۸	۱۵-۳۰
۰/۷	بیشتر از ۳۰ متر

$$a_s = 0.9 a_{max} = 0.9 \times 0.66g = 0.594g \quad (1)$$

در ادامه به پیشنهاد Power و همکارانش [۶] بر مبنای سرعت انتشار موج برشی در محیط، می‌توان خاک منطقه مورد مطالعه را سفت در نظر گرفت و لذا از روی جدول ۴ و بر اساس پارامترهای زلزله حداکثر سرعت ذرات وابسته به موج برشی (V_s) را بدست آمده و با استفاده از رابطه $\gamma_{max} = V_s / C_m$ که در آن C_m سرعت انتشار موج برشی در خاک است، ماکزیمم کرنش برشی میدان آزاد محیط خاکی را تعیین می‌گردد.

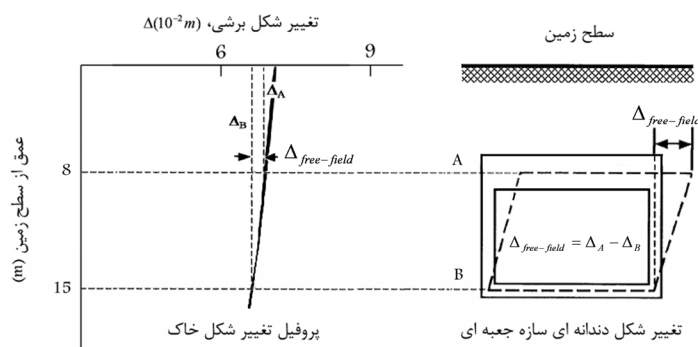
جدول ۴- نسبت بیشینه سرعت زمین به بیشینه شتاب زمین در سطح سنگ و خاک [۷]

نسبت بیشینه سرعت زمین (cm/s) به بیشینه شتاب زمین (g)	فاصله منبع تا ساختگاه (km)			بزرگای گشتاور (M_w)	نوع زمین
	۵۰-۱۰۰	۲۰-۵۰	۰-۲۰		
۸۶	۷۶	۶۶	۶/۵	سنگ ($C_s \geq 750 m/s$)	
۹۷	۱۰۹	۹۷	۷/۵		
۱۵۲	۱۴۰	۱۲۷	۸/۵		
۱۰۹	۱۰۲	۹۴	۶/۵	خاک سفت ($C_s = 200-750 m/s$)	
۱۵۵	۱۲۷	۱۴۰	۷/۵		
۱۹۳	۱۸۸	۱۸۰	۸/۵		
۱۴۲	۱۳۲	۱۴۰	۶/۵	خاک نرم ($C_s \leq 200 m/s$)	
۲۰۱	۱۶۵	۲۰۸	۷/۵		
۲۵۱	۲۴۴	۲۶۹	۸/۵		

$$V_s = (112/2 \text{ cm/s/g})(0.594g) = 0.67 \text{ m/s} \quad (2)$$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.67}{330/9} = 0.02 \quad (3)$$

حال با توجه به شکل ۳ از معادله زیر می‌توان به راحتی مقدار $\Delta_{free-field}$ را در عمق قرارگیری تونل، تعیین نمود:



شکل ۳- مفهوم کرنش میدان آزاد



$$\Delta_{free-field} = \gamma_{max} H = 0.02 \times 6 / 5 = 0.024 \text{ m} \quad (4)$$

ج - محاسبه سختی نسبی یا ضریب انعطاف پذیری F بین محیط میدان آزاد و سازه: با استفاده از ویژگیهای مربوط به سازه و محیط اطراف آن، برای محاسبه ضریب انعطاف پذیری سازه مستطیل شکل می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

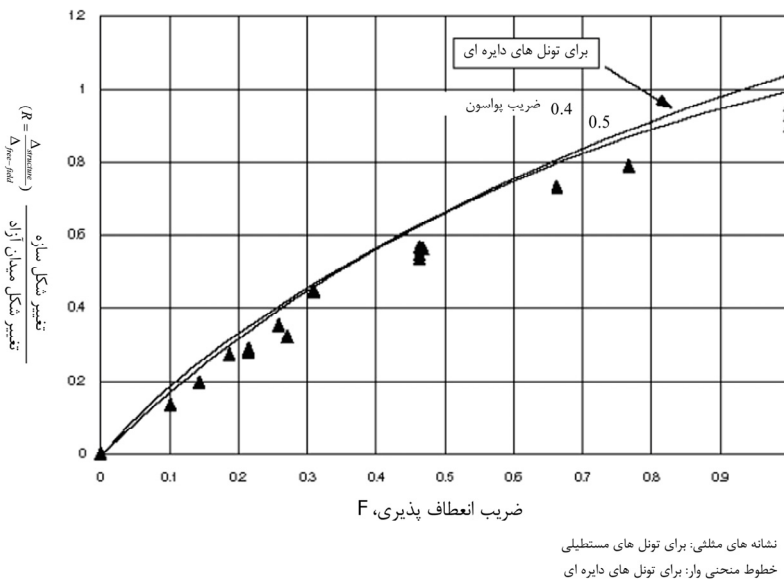
$$F = \frac{G_s}{12 E_{con} I_R} HW^2 Y \quad (5)$$

که در آن $G_s = \rho \cdot C_s^2 = 223231 \text{ Pa}$ مدول برشی دینامیکی خاک، E_{con} مدول الاستیک کرنش قاب بتنی و Y ضریبی به ترتیب زیر است:

$$Y = \frac{(1+a_r)(a_1+3a_r)^2 + (a_1+a_r)(3a_r+1)^2}{(1+a_1+6a_r)^2} \quad (6)$$

در این رابطه $a_1 = I_R/I_L$ و $a_r = I_R/I_W \cdot H/W$ است که در آن $I_R = 0.144 \text{ m}^4$ ، $I_L = I_W = 0.1 \text{ m}^4$ ، به ترتیب ممان اینرسی دال سقف، دال کف و دیوارهای کناری بازا واحد عرض است. به این ترتیب مقدار ضریب انعطاف پذیری $F = 0.02$ بدست خواهد آمد.

د - تخمین ضریب دندانه‌ای (R): مطابق نمودار شکل ۴ که توسط Wang ارائه شده است، می توان مقدار ضریب دندانه‌ای را از روی ضریب انعطاف پذیری قاب تخمین زد. بنابراین در مقادیر کمتر F می توان مقدار R را تقریباً معادل دو سوم F در نظر گرفت.



شکل ۴ - خیزهای نرمال شده تونل‌های دایره‌ای و مستطیلی [۲]

ه - محاسبه تغییر شکل دندانه‌ای واقعی سازه ($\Delta_{structure}$): با استفاده از مقادیر $\Delta_{free-field}$ و R از گامهای (ب) و (د)، مقدار تغییر شکل دندانه‌ای قاب مستطیلی بصورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{structure} = R \cdot \Delta_{free-field} = \frac{2}{3} \times 0.02 \times 0.024 = 0.0032 \text{ mm} \quad (7)$$

ارزیابی مدل قاب ساده شده

در این بخش با بهره‌گیری از مدل سازی عددی قاب صفحه‌ای در نرم افزار SAP 2000 که تحت بارگذاری لرزه‌ای افقی ناشی از زلزله MCE قرار می‌گیرد، به ارزیابی نتایج روش گام به گام آنالیز قاب ساده شده می‌پردازیم. شتاب‌نگاشت مورد استفاده در این مدل را در شکل ۲ ملاحظه کردید. در تحلیل المان

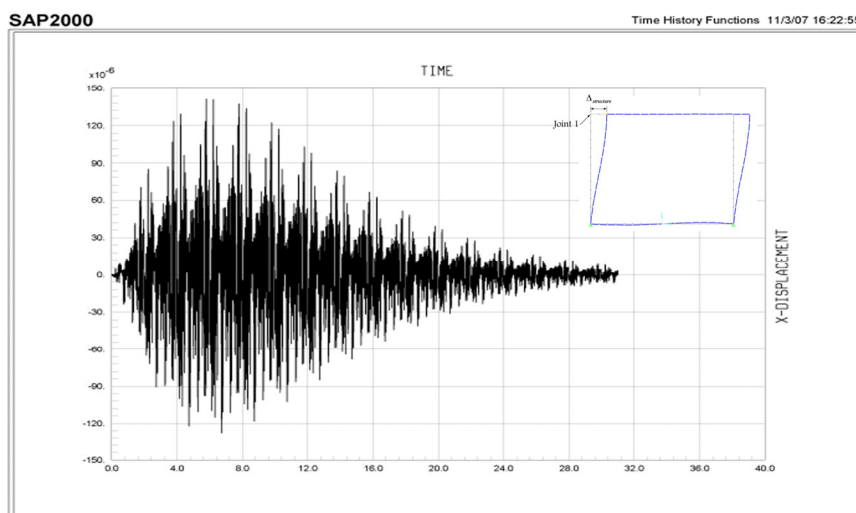


محدود (FEM)، غالباً پوشش به صورت المان‌های تیر مدل می‌گردد. می‌توان از مفاصل برای شبیه‌سازی خواص سازه‌ای پوشش نیز استفاده نمود. برای شبیه‌سازی اندرکنش الاستیک بین پوشش و محیط اطراف می‌توان از فنرهای مماسی و شعاعی در گره‌های مرتبط با محیط پیرامون، استفاده کرد. اندرکنش بین پوشش و زمین مجاور تحمل کشش را نداشته و لذا در وضعیت تنش‌های کششی، می‌توان بجای المان‌های اندرکنش، از فنرهای بی‌اثر یا نقاط تکیه‌گاهی مناسب استفاده نمود. سختی فنر معادل رفتار مکانیکی خاک (ضرایب عکس‌العمل بستر زمین)، را می‌توان از معادله ۸ که توسط Scott ارائه شده [۸] و رابطه ۹ که بیانگر ضریب واکنش زمین ماسه‌ای بوده و توسط Terzaghi پیشنهاد شده است [۹]، برآورد نمود:

$$K_{\cdot/r} \left(\frac{MN}{m^r} \right) = 1/8 \quad N \quad (8)$$

$$K \left(\frac{MN}{m^r} \right) = K_{\cdot/r} \left(\frac{W + 0/r}{2W} \right)^2 \quad (9)$$

که در آنها N عدد آزمایش نفوذ استاندارد SPT^۱ برای لایه خاکی مورد نظر است، در نتیجه برای المان‌های ۰/۵ متری مدل قاب بتنی با عرض ۱ متر ضریب فنریت محیط خاکی پیرامون تونل $9/57 \text{ MN/m}$ خواهد شد. با استفاده از اطلاعات ارائه شده، پاسخ سازه به زلزله اعمالی را به صورت تاریخچه زمانی تغییر شکل گره شماره ۱ (گوشه چپ و بالای قاب)، در شکل ۵ ملاحظه می‌گردد. حداکثر جابجایی گره شماره ۱ در راستای افقی برابر $0/14 \text{ mm}$ است. لازم به تذکر است که این مقدار جابجایی بدست آمده از آنالیز قاب با اعمال وزن خود المان‌ها به همراه بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد و جهت تطابق بیشتر نتایج از اعمال بار وزن روباره خاکی صرف‌نظر شد.



SAP2000 v7.44 - File:TURO-cut-cover-tunnel - History.MCE - N-m Units
Joint1: Joint 1 Displacement UX Vs Time
Min is -1.276e-04 at 6.7300e+00 Max is 1.413e-04 at 5.7900e+00

شکل ۵- تاریخچه زمانی جابجایی گره شماره ۱ در راستای افقی (در SAP 2000)

نتیجه‌گیری

با مقایسه نتایج تغییر شکل دندانه‌ای ($\Delta_{structure}$) سازه پوشش تونل کند و پوش در مطالعه موردی متروی تبریز می‌توان اظهار داشت که روش تحلیلی ($0/17 \text{ mm}$) جواب محافظه‌کارانه‌تری از روش FEM ($0/14 \text{ mm}$) به دنبال داشته ولی به دلیل سادگی روش، استفاده از آن در اغلب موارد، مخصوصاً در مدل‌های پیچیده توصیه می‌گردد. در واقع، تنها زمانی بر استفاده از آنالیز المان محدود اندرکنش پیچیده سازه- خاک تاکید می‌شود که شرایط خاک ساختگاه بسیار متغیر بوده و دیگر روش‌هایی که از فرضیات محتاطانه‌ای استفاده می‌کنند، نتایج بسیار محافظه‌کارانه‌ای بدست می‌دهند. همان‌گونه که ذکر شد، مقادیر جابجایی بدست آمده از آنالیز المان محدود قاب با اعمال وزن خود المان‌ها به همراه بارگذاری لرزه‌ای بوده و جهت تطابق بیشتر نتایج از اعمال بار وزن روباره خاکی صرف‌نظر شده است. در صورت تمایل به طراحی بر اساس کلیه بارهای وارده می‌توان از معیارهای بارگذاری بر اساس فاکتور بار شامل اثرات بارهای مرده ناشی از اجزاء سازه، بارهای زنده، بارهای عمودی و افقی ناشی از زمین و آب، بارگذاری زلزله طراحی مورد استفاده، و با

¹ Standard Penetration Test



لحاظ مقاومت و انعطاف‌پذیری مورد نیاز سازه در راستای کاهش تغییر شکل‌های غیر الاستیک به وجود آمده در اعضای داخلی سازه، از برنامه‌های آنالیز قاب استفاده نمود. در کل روش آنالیز قاب ساده شده، دارای تقریب مناسبی از اندرکنش خاک-سازه و دقت قابل قبولی در تعیین پاسخ سازه بوده و از سوی دیگر فرموله کردن آن نسبتاً ساده می‌باشد. اما برای شرایط زمین بسیار متغیر، دقت کمتری داشته و برای مقاطع سازه‌های عمیق پیچیده قابل استفاده نمی‌باشد.

قدردانی

بدین وسیله از آقایان دکتر رضا نادری و مهندس فرنوش باسلیقه اعضای هیات علمی دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود و کلیه کارکنان زحمت‌کش سازمان قطار شهری تبریز به خاطر تمام همکاری‌های صمیمانه و بی‌دریغ‌شان تقدیر و تشکر می‌نمایم.

مراجع

1. Owen, G. N. and Scholl, R. E. (1981) Earthquake Engineering of Large Underground Structures. *prepared for the Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.*
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. Seed, B. H. and Whitman, R. V. (1970) Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads. *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures.*
4. Wood, J. H. (1973) Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures. *California Institute of Technology, Report No. EERL 73-05.*
5. Kuesel, T. R. (1969) Earthquake Design Criteria for Subways. *Journal of the Structural Divisions, ASCE, Vol. 95, No. ST6.*
6. Power, M.S., Rosidi, D. and Kaneshiro, J. (1996) Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft. Vol. III *Strawman National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.*
7. Hashash Y. M., Hook J. J. Schmidt and B. Yao J. I. (2001) Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling & Underground Space Technology, Pergamon, Vol. 16, No. 3, pp. 247-293.*
8. Scott, R. F. (1981) Foundations Analysis. *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.*
9. Terzaghi, K. (1955) Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions. *Geotechnique, Institute of Engineers, London, Vol. 5, No. 4, pp. 197- 326.*