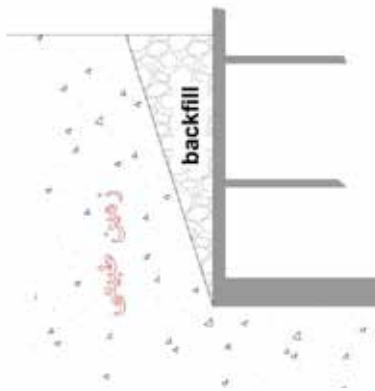




هومن حیدریان
کارشناس ارشد ژئوتکنیک

بازنگری در فشار جانبی خاک بر دیوارهای زیرزمین

با توجه به متعارف بودن اجرای دیوارهای حائل بتنی در اتصال به پی و سقف (تیر)، در این نوشتار صرفاً بارگذاری این دیوارها بررسی شده است. شکل (۱) مقطعی از این دیوارها را نشان می‌دهد.



شکل ۱- مقطع دیوار حائل بتنی متصل به سازه

۱- بارگذاری استاتیکی

مطابق با مفاد یاد شده از مبحث هفتم، الگوی بارگذاری جانبی دیوارهای حائل متصل به سازه که از این به بعد به اختصار "دیوار زیرزمین" نامیده می‌شود، در شرایط استاتیکی متناظر با حالت سکون است. علی‌رغم این موضوع، بارگذاری دیوارهای زیرزمین برحسب شرایط پایداری کوتاه‌مدت و درازمدت گودبرداری، اجرا یا عدم اجرای backfill در پشت دیوار زیرزمین و هم‌چنین، هندسه گودبرداری متفاوت خواهد بود. در ادامه، بارگذاری دیوارهای زیرزمین در چهار وضعیت متناظر با دو حالت با و بدون اجرای backfill بررسی می‌شود.

الف- دیوار زیرزمین بدون اجرای backfill

وضعیت ۱

در این وضعیت دیواره‌ی خاک‌برداری (سنگبری) شده در درازمدت، خودپایدار^۴ است و یا با عناصر پایدارکننده (مثلاً نیلینگ دائم) پایدار

مقدمه

تئوری‌های کلاسیک مکانیک خاک، فشار جانبی خاک بر دیوارهای حائل را در سه حالت سکون^۱، محرک^۲ و مقاوم^۳ معرفی می‌کنند. تغییر شکل نسبی دیوار (نسبت تغییر شکل دیوار به ارتفاع دیوار) متناظر با این سه حالت در جدول ۷-۵-۱ و ضابطه‌ی ۷-۴-۵-۱ از ویرایش سوم مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان (پی و پی‌سازی) به شرح جدول زیر آمده است.

تغییر شکل نسبی دیوار $(\frac{\Delta x}{H})$ متناسب با فشار محرک، مقاوم و سکون

نوع خاک	تغییر شکل نسبی دیوار $(\frac{\Delta x}{H})$		
	محرک	مقاوم	سکون
ماسه‌ی متراکم	۰/۰۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۰۰۵
ماسه با تراکم متوسط	۰/۰۰۲	۰/۰۲	
ماسه‌ی سست	۰/۰۰۴	۰/۰۴	
لای متراکم	۰/۰۰۲	۰/۰۲	
رس متراکم	۰/۰۱	۰/۰۵	
رس نرم	۰/۰۲	۰/۰۶	

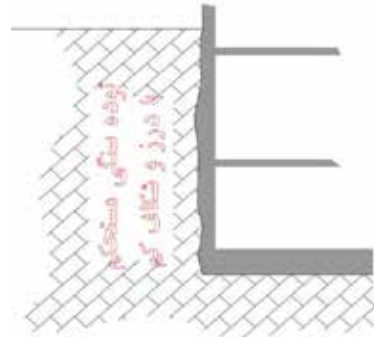
مطابق با این جدول، انتخاب نوع بارگذاری خاک در دیوارهای حائل مستلزم تخمین زدن تغییر شکل نسبی دیوار $(\frac{\Delta x}{H})$ است. علی‌رغم این موضوع در بند ۷-۴-۵-۳ از این مبحث، بارگذاری دیوارهای زیرزمین متصل به سقف در شرایط استاتیکی از این قاعده مستثنا شده است و لحاظ کردن شرایط سکون در بارگذاری این دیوارها الزامی دانسته شده است.

^۳ Passive
^۴ Self-stable

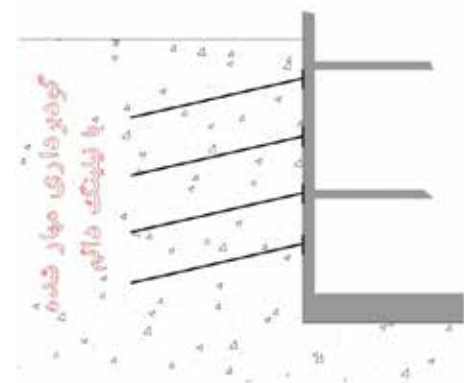
^۱ At rest
^۲ Active



شده است. در این شرایط هیچ‌گونه نیروی رانشی از سمت زمین (خاکی یا سنگی) به دیوار زیرزمین اعمال نمی‌شود. نمونه‌ای از شرایط وضعیت (۱) در اشکال (۲) و (۳) نشان داده شده است.



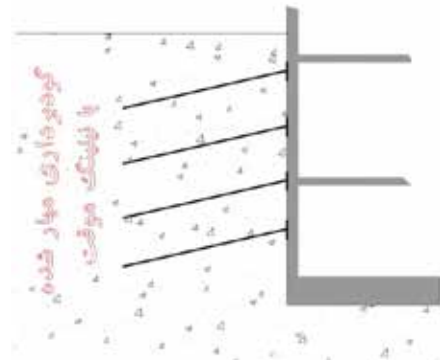
شکل ۲- مقطع دیوار زیرزمین بدون اجرای backfill در مجاور دیوار سنگی خودپایدار



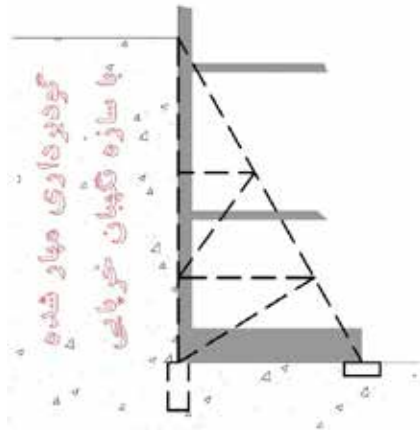
شکل ۳- مقطع دیوار زیرزمین بدون اجرای backfill در مجاور خاک برداری مهار شده با نیلینگ دائم

وضعیت ۲

دیواره‌ی خاک‌برداری شده (عموماً قائم) در شرایط کوتاه‌مدت، خودپایدار است یا با عناصر پایدار کننده‌ی غیردائمی (مثلاً نیلینگ موقت، خرپا و...) پایدار شده است. در شرایط درازمدت دیوار زیرزمین متحمل رانش از سمت زمین طبیعی خواهد بود. نمونه‌ای از شرایط وضعیت دو در اشکال (۴) و (۵) نشان داده شده است.



شکل ۴- مقطع دیوار زیرزمین بدون اجرای backfill در مجاور خاک‌برداری مهار شده با نیلینگ موقت

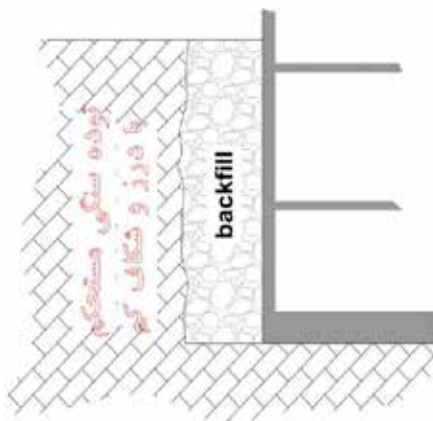


شکل ۵- مقطع دیوار زیرزمین بدون اجرای backfill در مجاور خاک‌برداری مهار شده با سازه‌ی نگهدارنده خرابی

ب- دیوار زیرزمین با اجرای backfill

وضعیت ۳

دیواره‌ی خاک‌برداری (سنگبری) شده در درازمدت، خودپایدار است یا با عناصر پایدار کننده (مثلاً نیلینگ دائم) پایدار می‌شود، ولی به علت فاصله‌ی بین دیوار زیرزمین با وجه خاک‌برداری (سنگبری) شده، این فاصله با backfill پر می‌شود. در این شرایط به تنهایی باعث رانش بر دیوارهای زیرزمین می‌شود. نمونه‌ای از شرایط وضعیت (۳) در اشکال (۶) و (۷) نشان داده شده است.



شکل ۶- مقطع دیوار زیرزمین با اجرای backfill در مجاور دیوار سنگی خودپایدار

جدول زیر خلاصه‌ای از چگونگی بارگذاری استاتیکی بر دیوارهای زیرزمین در چهار وضعیت یاد شده را نشان می‌دهد.

وضعیت	بار جانبی بر دیوار زیرزمین
۱	بار جانبی بر دیوار زیرزمین وارد نمی‌شود. (شکل ۲ و ۳)
۲	بار جانبی بر اساس شرایط سکون و با محاسبه‌ی ضریب K_0 بر مبنای پارامترهای زمین طبیعی محاسبه می‌شود. (شکل ۴ و ۵)
۳	بار جانبی بر اساس شرایط سکون و با محاسبه‌ی ضریب K_0 بر مبنای پارامترهای backfill محاسبه می‌شود. نکته‌ی قابل توجه در محاسبه‌ی K_0 آن است که به علت محدود بودن عرض backfill مقدار ضریب K_0 در این شرایط از ضریب K_0 متناظر با backfill با عرض نامحدود کم‌تر است. (شکل ۶ و ۷)
۴	بار جانبی هم‌زمان از مشخصات مکانیکی زمین طبیعی و backfill و همچنین، مشخصات هندسی backfill تاثیر می‌پذیرد. (شکل ۸ و ۹)

در وضعیت ۳، ضریب فشار جانبی در حالت سکون برای backfill با عرض محدود مقدار ثابتی نیست و بر حسب عمق کاهش می‌یابد. مقدار این ضریب بر اساس توصیه‌ی Kniss et al. (2007) و بر مبنای تئوری قوس‌زدگی^۵ با رابطه زیر تخمین زده می‌شود:

$$K' = \frac{1}{2 \tan(\delta)} \times \frac{B}{Z} \times \left(\left(1 - e^{-2K_0 \frac{Z}{B} \tan \delta} \right) \right)$$

در این رابطه:

$$K' = \text{ضریب فشار جانبی در حالت سکون} ;$$

$$B = \text{عرض backfill} ;$$

$Z =$ عمق که از بالای دیوار زیرزمین به سمت پایین در نظر گرفته می‌شود؛

$$\gamma = \text{وزن مخصوص مصالح backfill} ;$$

$\delta =$ زاویه اصطکاک بین مصالح backfill با دیوار زیرزمین و زمین طبیعی که مساوی فرض می‌شود؛

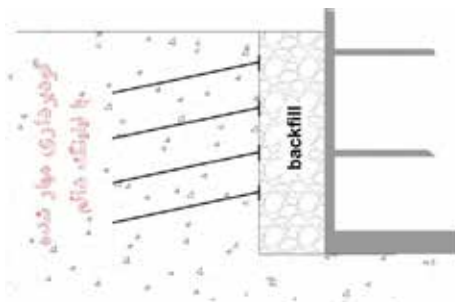
$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) ;$$

$\varphi =$ زاویه اصطکاک داخلی موثر مصالح backfill.

مقدار ضریب K' بر حسب عمق کاهش می‌یابد و همواره کوچک‌تر یا مساوی K_0 است.

در وضعیت ۴، رابطه‌ی (فرمول) مشخصی برای محاسبه‌ی ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون وجود ندارد و تعیین دقیق فشار جانبی مستلزم تحلیل‌های عددی است. شاید استفاده از بیشینه‌ی مقدار K_0 مصالح backfill و زمین طبیعی توصیه‌ای محافظه‌کارانه باشد.

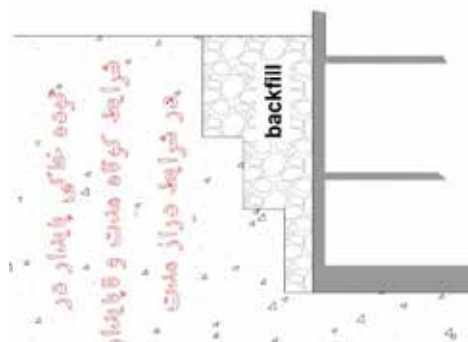
۲- بارگذاری دینامیکی



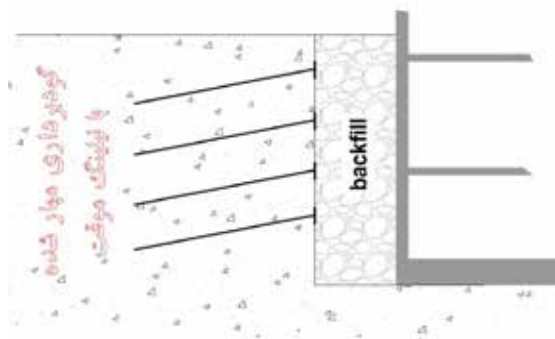
شکل ۷- مقطع دیوار زیرزمین با اجرای backfill در مجاور خاک‌برداری مهار شده با نیلینگ دائم

وضعیت ۴

دیواره‌ی خاک‌برداری شده در شرایط کوتاه‌مدت به صورت طبیعی خود پایدار است و یا با عناصر پایدارکننده (مثلاً نیلینگ موقت، خرپا و ...) پایدار شده است؛ ولی به علت فاصله‌ی بین دیوار زیرزمین با وجه خاک‌برداری شده، این فاصله با backfill پر می‌شود. در این شرایط رانش وارد بر دیوار زیرزمین در درازمدت تابعی از هندسه backfill و هم‌زمان مشخصات مکانیکی backfill و زمین مجاور آن خواهد بود. نمونه‌ای از شرایط وضعیت (۴) در اشکال (۸) و (۹) نشان داده شده است.



شکل ۸- مقطع دیوار زیرزمین با اجرای backfill در مجاور دیوار خاکی خودپایدار در شرایط کوتاه‌مدت و ناپایدار در شرایط درازمدت



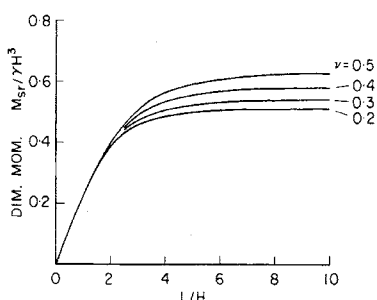
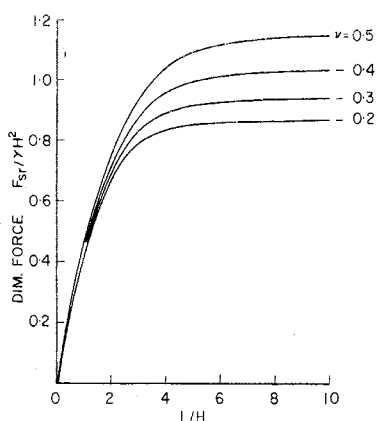
شکل ۹- مقطع دیوار زیرزمین با اجرای backfill در مجاور خاک‌برداری مهار شده با نیلینگ موقت

arching^۶

مطابق با بند ۷-۵-۳-۴-۶ از ویرایش سوم مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ، در بارگذاری لرزه‌ای دیوارهای زیرزمین باید از جدول ۲-۵-۷ به شرح زیر استفاده کرد .

جدول ۲-۵-۷- فشار خاک در بارگذاری لرزه‌ای دیوارهای زیرزمین

خاک پشت دیوار (backfill)	روش محاسبه‌ی فشار جانبی خاک در هنگام زلزله
متراکم یا سخت (بر اساس مدول برشی)	فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون و به‌کارگیری روابطی مانند (Wood, 1973)
متوسط و سست	(۱) فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و به‌کارگیری روابطی مانند مونونوبه-آکابه یا (۲) فشار استاتیکی خاک با فرض حالت سکون



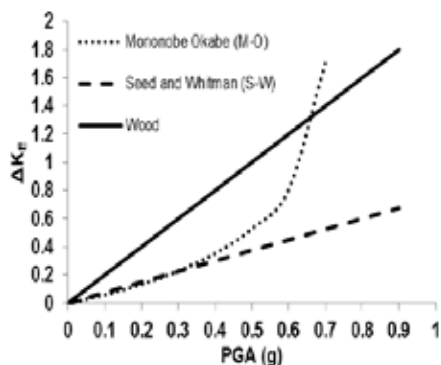
شکل ۱۱- مقادیر اضافه نیروی جانبی و اضافه لنگر خمشی بی‌بعد شده ناشی از زلزله در روش Wood (1973)

در دیوارهای زیرزمین با backfill نامحدود با فرض ضریب پواسن ۰/۳۵ ، برای مصالح backfill مقدار اضافه فشار جانبی زلزله و همچنین ، اضافه لنگر خمشی ناشی از زلزله با روابط زیر قابل محاسبه است :

$$\Delta P_{eq} = \gamma H^2 K_h$$

$$\Delta M_{eq} = 0.6\gamma H^3 K_h$$

گفتنی است اضافه فشار دینامیکی در تئوری Wood (1973) نسبت به روش مونونوبه - آکابه (M-O⁶) و هم‌چنین، سید - ویتمن (S-W⁷) بزرگ‌تر است . شکل (۱۲) مقایسه‌ی بین اضافه فشار بار لرزه‌ای به سه روش یاد شده را نشان می‌دهد .

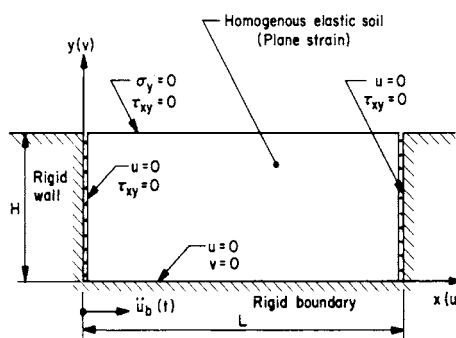


شکل ۱۲- مقایسه‌ی اضافه فشار جانبی ناشی از زلزله در سه روش مونونوبه-آکابه، سید و ویتمن ، وود

در بند یاد شده از این مبحث، سختی یا نرمی خاک با توجه به خصوصیات خاک ، ارتفاع دیوار و ارتفاع ساختمان و بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می‌شود .

با توجه به آن‌که روابط Wood (1973) در متون کلاسیک "مهندسی پی" کم‌تر نقل شده است ، در ادامه ، این روابط بررسی شده است .

در روش Wood (1973) دیوار زیرزمین به صورت کاملاً صلب و بدون جابه‌جایی و بدون اصطکاک با مصالح backfill فرض می‌شود. در این روش رفتار مصالح backfill الاستیک خطی فرض شده است و اثر انتشار موج و متناظراً تشدید در نظر گرفته نشده است . شکل (۱۰) مقطع شماتیک و فرضیات به‌کار رفته در روش Wood (1973) را نشان می‌دهد. در این روش ارتفاع دیوار (H) ، طول (پهنای) backfill برابر (L) ، وزن مخصوص مصالح backfill برابر γ ، ضریب پواسن مصالح backfill برابر ν و K_h مولفه‌ی افقی شتاب زمین لرزه فرض شده است.



شکل ۱۰- مقطع شماتیک دیوارهای صلب زیرزمین در روش Wood (1973)

در روش Wood (1973) مقدار اضافه فشار جانبی بی‌بعد شده ناشی از زلزله $\left(\frac{F_{sr}}{\gamma H^2} = \frac{\Delta P_{eq}}{K_h}\right)$ و هم‌چنین، اضافه لنگر خمشی بی‌بعد شده ناشی از زلزله $\left(\frac{M_{sr}}{\gamma H^3} = \frac{\Delta M_{eq}}{K_h}\right)$ بر اساس نمودارهای شکل (۱۱) قابل استخراج است.





۳- بارگذاری جانبی دیوارهای زیرزمین در سایر آیین‌نامه‌ها

انجمن مهندسان سازه‌ی کالیفرنیا (SEAOC) در مقاله‌ای^۸ که توسط تعدادی از اساتید دانشگاه برکلی و هم‌چنین چند مهندس مشاور به صورت مشترک تنظیم شده است، به بررسی بارگذاری دیوارهای زیرزمین در کشور آمریکا پرداخته است. خلاصه‌ای از نکات کاربردی و قابل تأمل در این مقاله به شرح زیر است:

- اساساً خسارت و تخریب در دیوارهای بتنی زیرزمین به علت بارهای لرزه‌ای گزارش نشده است؛ علی‌رغم این موضوع، در شرایط فعلی بار زلزله در طراحی دیوارهای زیرزمین در کشور آمریکا در نظر گرفته می‌شود.

- اغلب مشاوران ژئوتکنیک در آمریکا از روش کاملاً محافظه‌کارانه و ساده‌ی مونونوبه-آکابه برای تخمین فشار دینامیکی خاک بر دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حائل استفاده می‌کنند؛

- در آیین‌نامه‌ی IBC (International Building Code) فشار جانبی خاک بر دیوارهای زیرزمین در حالت استاتیکی معادل با فشار سکون دانسته شده است؛

- اضافه فشار جانبی خاک در حالت دینامیکی نباید به فشار جانبی خاک در حالت سکون متناظر با شرایط استاتیکی اضافه شود. در صورت استفاده از روش مونونوبه-آکابه، اضافه فشار دینامیکی باید به حالت محرک (active) اضافه شود؛

- اگر شتاب حداکثر زلزله (PGA) کم‌تر از 0.4g باشد، اساساً اضافه فشار دینامیکی وارد بر دیوارهای زیرزمین از سمت خاک قابل صرف‌نظر است.

- طراحی دیوارهای زیرزمین بر اساس شرایط سکون عموماً به اندازه‌ای محافظه‌کارانه است که اضافه فشارهای دینامیکی را پوشش می‌دهد.

۴- نتیجه‌گیری

در شرایط استاتیکی مطابق با ویرایش سوم از می‌ت ۱۹۹۷ مقررات ملی ساختمان و هم‌چنین آیین‌نامه‌ی IBC، فشار جانبی خاک بر دیوارهای زیرزمین باید در شرایط سکون (at rest) در نظر گرفته شود. در محاسبه‌ی این فشار بر حسب وجود یا عدم وجود backfill و هم‌چنین، شرایط پایداری کوتاه‌مدت و درازمدت زمین طبیعی، چهار وضعیت مختلف بررسی شد که محاسبان سازه بر حسب مورد می‌توانند از روابط و شرایط متناظر با این چهار حالت استفاده کنند.

در می‌ت ۱۹۹۷ در شرایط لرزه‌ای هرگاه backfill پشت دیوار و یا زمین طبیعی مجاور دیوار، متراکم یا سخت باشد، محاسبه‌ی اضافه فشار جانبی لرزه‌ای بر دیوارهای صلب و مقید زیرزمین به روش Wood (1973) پیشنهاد شده است؛ هر چند که مطابق با بند ۳-۴-۵-۷ از این می‌ت، تعیین فشار جانبی در این حالت بر اساس مدل‌سازی‌های عددی به عنوان یک روش جایگزین (و احتمالاً واقعی‌تر) مطرح شده است. یکی از محاسن روش Wood (1973) امکان

استفاده از روابط آن برای backfill با عرض محدود (وضعیت ۳ در متن نوشتار) است. در همین می‌ت برای محاسبه فشار جانبی خاک در شرایط لرزه‌ای در خاک‌های متوسط و سست دو روش مطرح شده است: الف- فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک و به‌کارگیری روابطی مانند مونونوبه-آکابه؛

ب- فشار استاتیکی خاک با فرض حالت سکون.

با توجه به فرض صلبیت مطلق دیوار در روش Wood (1973) استفاده از روابط Wood (1973) در شرایط لرزه‌ای بسیار سخت‌گیرانه و محافظه‌کارانه به نظر می‌رسد.

به نقل از انجمن مهندسان سازه‌ی کالیفرنیا، در شرایط فعلی اغلب محاسبان کشور آمریکا به دلیل سادگی روابط از روش مونونوبه-آکابه برای محاسبه فشار جانبی خاک در حالت لرزه‌ای استفاده می‌کنند. در این حالت، اضافه فشار لرزه‌ای خاک در حالت محرک به روش مونونوبه-آکابه به فشار محرک در حالت استاتیکی افزوده می‌شود. این موضوع صرفاً یک فرض محاسباتی است و به معنای وجود شرایط محرک در وضعیت استاتیکی نیست، چرا که لحاظ کردن شرایط سکون در حالت استاتیکی یک الزام آیین‌نامه‌ای است. گفتنی است در این روش، افزودن اضافه فشار لرزه‌ای به روش مونونوبه-آکابه به فشار استاتیکی در حالت سکون کاملاً نادرست است.

با توجه به آن‌که عموماً فشار جانبی خاک در حالت سکون ۱/۶ تا ۲ برابر فشار جانبی در حالت محرک است؛ غالباً در نظر گرفتن شرایط سکون در حالت استاتیکی کنترل‌کننده‌تر از شرایط لرزه‌ای خواهد بود.

مراجع

- 1- Earthquake-induced pressure on rigid wall structure, J. H. Wood, 1975.
- 2- Earthquake-induced soil pressure on structures, J. H. Wood, 1973.
- 3- Seismic soil structure interaction and lateral earth pressure on buried reservoir structures, Hushmand, Dashti, Zhang, McCartney, Ghayoomi, 2017.
- 4- Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements, Marshall Lew, G.E., Senior Principal MACTEC Engineering and Consulting, Inc. Los Angeles, California, Nicholas Sitar, P.Eng., Professor University of California, Berkeley, Linda Al Atik, Postdoctoral Scholar University of California, Berkeley, Mehran Pourzanjani, S.E., Principal Saiful Bouquet, Inc. Irvine, California Martin B. Hudson, G.E., Chief Engineer MACTEC Engineering and Consulting, Inc. Los Angeles, California

^۸ Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements (2010)