کمیتـه ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

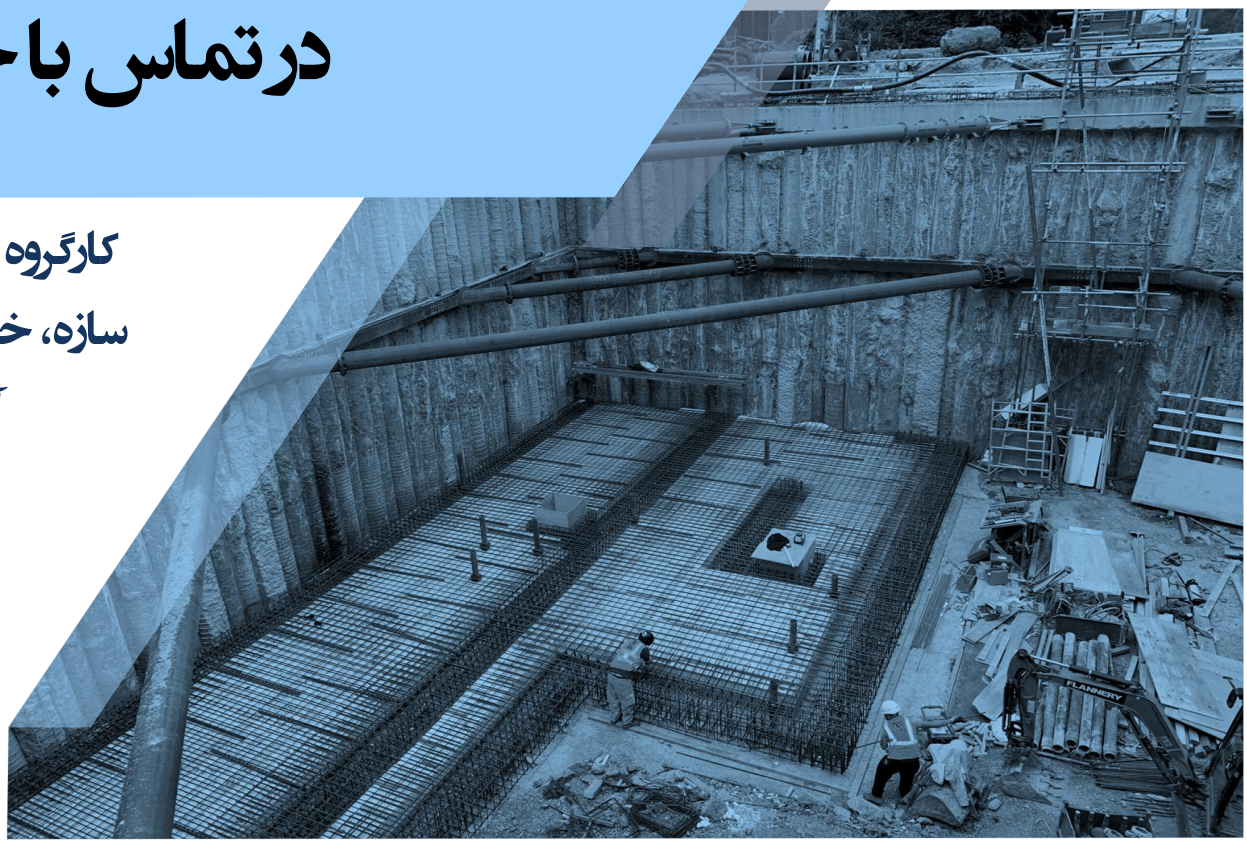
در همکاری با دبیرخانه دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)

نشریه شماره ۹۰۰:

مجموعه دستنامه‌های کمیتـه ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

جلد سوم (۳-۹۰۰):

بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک



کارگروه اندرکنش

سازه، خاک و پی

آبان ۱۴۰۵

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
bhrc.ac.ir

نظام فنی و اجرایی کشور
nezamfanni.ir

iesc.bhrc.ac.ir

جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه کشور

مجموعه دستنامه‌های
کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

جلد سوم:
بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک
نشریه شماره ۳-۹۰۰

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی و اجرایی

nezamfanni.ir

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

معاونت تحقیقات

bhrc.ac.ir

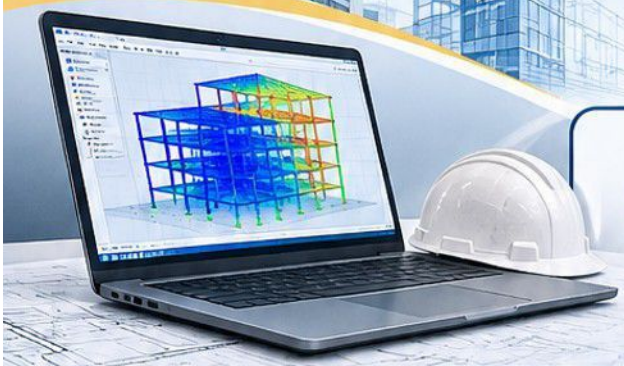
کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

iesc.bhrc.ac.ir

۱۴۰۵

کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی

ساماندهی به کارگیری نرم‌افزارهای مهندسی در چارچوب ضوابط فنی



مأموریت محوری

هم‌راستاسازی فرآیند طراحی نرم‌افزاری
با آیین‌نامه‌ها و مقررات ملی

محورهای فعالیت

- تبیین ضوابط آیین‌نامه‌ای در فرآیند طراحی
- پاسخ به پرسش‌ها و ابهامات نرم‌افزارها
- انتقال دانش خبرگان از طریق تهیه راهنماهای کاربردی
- رصد و شناخت ظرفیت نرم‌افزارهای مهندسی

مسیر پاسخ‌گویی تخصصی

پرسش مهندس ← بررسی در کارگروه تخصصی ← پاسخ و راهنمای فنی

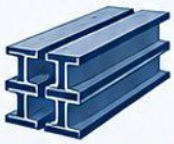
نمونه فعالیت‌ها



شناسایی نرم‌افزارهای ایرانی



کارگروه بتن و سازه‌های بتنی



کارگروه فولاد و سازه‌های فولادی



کارگروه اندرکنش سازه، خاک و پی

درگاه اطلاع‌رسانی: iesc.bhrc.ac.ir

پیشگفتار

با عنایت به الزام جامعه مهندسی به رعایت ضوابط مندرج در مقررات، آیین‌نامه‌ها، استانداردها و اسناد مرجع و ضرورت پیاده‌سازی این ضوابط در نرم‌افزارهای مهندسی؛ مناسب است با در نظر گرفتن نیازهای ایشان، ظرفیت نرم‌افزارهای موجود و قیدهای منظور شده در ضوابط مورد اشاره، ارائه راهکارهای مهندسی با هدف «ترویج استفاده صحیح از نرم‌افزار و استناد دقیق به سند مرجع» و همچنین، ارائه راهنماهای کاربردی با هدف «ایجاد وحدت رویه و کاهش سردرگمی مهندسین در پیاده‌سازی ضوابط» مورد توجه قرار گیرد. در همین راستا؛ «طرح ساماندهی نرم‌افزارهای مهندسی» در قالب تفاهم‌نامه همکاری مشترک فی ما بین امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور و مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی از سال ۱۳۹۹ و با بهره‌گیری از توان تخصصی و دانش فنی اساتید، صاحب‌نظران و متخصصان امر تعریف و تا کنون، در سه فاز متوالی عملیاتی شده است. این طرح که با تشکیل «کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی» فعالیت خود را آغاز نموده، در گام نخست به موضوعات مرتبط با مهندسی عمران پرداخته و پیرو انتشار ویرایش‌های جدید مباحث هفتم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان، آیین‌نامه بتن ایران (آبا)-ضابطه شماره ۱۲۰ نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور و ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) بر ارائه راه حل‌های کاربردی در خصوص پیاده‌سازی صحیح ضوابط و الزامات این اسناد در نرم‌افزارهای متعارف مهندسی عمران تمرکز نموده‌است.

نتیجه فعالیت‌های این کمیته طی سالیان گذشته در سامانه اطلاع‌رسانی کمیته ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی به نشانی iesc.bhrc.ac.ir در دسترس مهندسین قرار گرفته و به طور کلی، پاسخ به پرسش‌ها، ارائه راهنماهای تفصیلی و انتشار نشریه‌های تخصصی را در بر می‌گیرد. پیرو انتشار ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) و با هدف یکپارچه سازی موضوعات مرتبط با بارگذاری، تحلیل و طراحی، تدوین دستنامه‌های تخصصی کاربردی در پاسخ به نیاز جامعه مهندسی به عنوان اصلی ترین فعالیت فاز سوم طرح ساماندهی نرم‌افزارهای مهندسی مورد توجه قرار گرفت.

عطف به توضیحات فوق و پیرو اقدامات صورت گرفته در موضوع، دستنامه تخصصی «**بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک**» جهت بهره‌برداری مهندسین منتشر می‌شود. مطالب این دستنامه با بررسی و بهره‌گیری از نتایج پژوهش‌های پیشین، تجربیات مهندسی و منابع معتبر فنی تدوین شده است. هدف از تهیه آن، تبیین مسائل و ابهامات موجود، بررسی رویکردهای مختلف و ارائه پیشنهادها و راهکارهای مهندسی برای مواردی است که ضوابط آیین‌نامه‌ای در خصوص آن‌ها صراحت یا جزئیات کافی ارائه نکرده‌اند. بدیهی است مطالب و پیشنهادهای ارائه‌شده در این دستنامه جایگزین الزامات قانونی و ضوابط لازم‌الاجرای طراحی، از جمله ضوابط مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان نبوده و به‌کارگیری آن‌ها باید با قضاوت مهندسی و متناسب با شرایط هر پروژه صورت گیرد.

این دستنامه با شماره نشریه (۳-۹۰۰) امور نظام فنی و اجرایی، در ردیف راهنماهای کاربردی به شمار می‌رود و با هدف تصریح و تبیین رویه‌های صحیح پیاده‌سازی ضوابط مدلسازی، بارگذاری، تحلیل و طراحی تدوین شده است. امید است با بهره‌گیری مهندسین از این سند، گام مؤثری در راستای آموزش و ترویج پیاده‌سازی صحیح ضوابط طراحی سازه برداشته شود. ضمن آنکه، این مرکز آمادگی خود برای دریافت سوالات تخصصی در موضوع و نظرات تکمیلی در راستای تدقیق یا توسعه این سند – از طریق نشانی الکترونیکی سامانه ایرانی نرم‌افزارهای مهندسی به نشانی iesc@bhrc.ac.ir – را اعلام می‌دارد. همچنین، از کلیه علاقمندان دعوت می‌گردد جهت اطلاع از انتشار اسناد و راهنماهای کاربردی به تارنمای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به نشانی bhrc.ac.ir و تارنمای امور نظام فنی و اجرایی کشور به نشانی Nezamfanni.ir مراجعه نمایند.

فهرست مطالب

پیشگفتار ..... أ
۱- مقدمه و تاریخچه مطالعات ۱
۱-۱- دیدگاه اول ۱
۱-۲- دیدگاه دوم ۲
۲- ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ۲
۲-۱- ملاحظات رویکرد مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ۳
۳- جهت نیروی لرزه‌ای خاک ۴
۴- فشار خاک در سمت موافق با زلزله ۴
۴-۱- فشار خاک محرک استاتیکی ۵
۴-۲- اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O کلاسیک ۶
۴-۳- اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O ساده شده (Seed & Whitman) ۱۰
۴-۴- فشار خاک در سمت مخالف با زلزله ۱۱
۴-۵- فشار خاک در عمق گود محدود ۱۲
۵- ترکیبات بارگذاری فشار خاک ۱۲
۶- نحوه اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی دیوار حائل و اتصالات آن و دیافراگم رابط بین دیوارهای حائل ۱۳
۷- نحوه اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی سازه ۱۳
۸- خلاصه بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک ۱۴
۹- تعریف الگوهای بار برای اعمال فشار جانبی خاک در نرم‌افزار ۱۸
۱۰- اعمال فشار جانبی خاک در نرم‌افزار ۲۰
۱۱- دیوارهای مورب ۲۰
۱۲- طراحی دیوارهای حائل با نرم‌افزار ۲۱
۱۲-۱- طراحی آرماتورهای عمودی دیوار با نرم‌افزار ۲۱
۱۲-۲- طراحی آرماتورهای افقی دیوار با نرم‌افزار ۲۲
۱۲-۳- مدل‌سازی المان ستونی در مجاورت دیوارهای حائل ۲۴
۱۳- مراجع ۲۴

مجریان طرح:

دکتر عاطفه جهان محمدی

مهندس سیدمحمد میرهاشمی

اعضای کمیته تدوین:

دکتر محمدرضا جوانمردی

مهندس صمد دهقانی

دکتر مسعود سلطانی محمدی

دکتر ناهید عطارچیان

مهندس سبحان زمانی امیرزکریا

اعضای کمیته داوری (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس صمد آقازاده

دکتر عاطفه جهان محمدی

دکتر رضا سلطان آبادی

دکتر امیرحسین شجاع

دکتر امیرمسعود صالحی

با گرامیداشت یاد و خاطره

دکتر فرهاد بهنام‌فر

زیر نظر کمیته راهبردی (به ترتیب حروف الفبا):

مهندس صمد آقازاده

دکتر اباذر اصغری

مهندس علیرضا توتونچی

دکتر عاطفه جهان محمدی

مهندس سجاد حیدری حسنکلو

دکتر عبدالرضا سروقد مقدم

دکتر مسعود سلطانی محمدی

دکتر امیرمسعود صالحی

مهندس رضا غفاری

دکتر محمدحسین غفاری

دکتر کامیار کرباسی آرانی

دکتر بهروز محمدکاری

مهندس سیدمحمد میرهاشمی

بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک

۱- مقدمه و تاریخچه مطالعات

با توجه به توسعه ساخت‌وسازهای شهری در سال‌های اخیر و افزایش تعداد طبقات زیرزمین، موضوع بارگذاری و طراحی دیوارهای حائل زیرزمین در تماس با خاک بیش از گذشته مورد توجه مهندسان سازه و ژئوتکنیک قرار گرفته است.

در آیین‌نامه‌ها و منابع فنی، دیدگاه‌های متفاوتی در خصوص نحوه اعمال فشار خاک بر دیوارهای زیرزمین، به‌ویژه در شرایط بارگذاری لرزه‌ای، مطرح شده است و برخی از جنبه‌های این موضوع همچنان با ابهامات فنی و تفاوت در رویکردهای طراحی همراه است. ازاین‌رو، نمی‌توان یک جمع‌بندی واحد و قطعی برای تمام شرایط ارائه کرد.

مطالب این دستنامه با بررسی و بهره‌گیری از نتایج پژوهش‌های پیشین، تجربیات مهندسی و منابع معتبر فنی تدوین شده است. هدف از تهیه آن، تبیین مسائل و ابهامات موجود، بررسی رویکردهای مختلف و ارائه پیشنهادها و راهکارهای مهندسی برای مواردی است که ضوابط آیین‌نامه‌ای در خصوص آن‌ها صراحت یا جزئیات کافی ارائه نکرده‌اند. بدیهی است مطالب و پیشنهادهای ارائه‌شده در این دستنامه جایگزین الزامات قانونی و ضوابط لازم‌الاجرای طراحی، از جمله ضوابط مبحث ۷ مقررات ملی نبوده و به‌کارگیری آن‌ها باید با قضاوت مهندسی و متناسب با شرایط هر پروژه صورت گیرد.

در این راستا، به‌طور کلی، می‌توان دو دیدگاه اصلی را در زمینه در نظر گرفتن فشار خاک، به‌ویژه فشار دینامیکی ناشی از زلزله، مطرح کرد که در ادامه مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۱-۱- دیدگاه اول

دیدگاه نخست بر پایه نتایج مطالعات *Sitar & Mikola* [1] در زمینه فشارهای لرزه‌ای خاک بر دیوارهای زیرزمین در خاک‌های دانه‌ای و *Sitar & Agusti* [2] در خاک‌های چسبنده شکل گرفته است. این رویکرد با توصیه‌های مراجع معتبری نظیر *SEAOC Blue Book* [3] و *ASCE/SEI 41-23* [4] سازگار است.

در این رویکرد، با توجه به مشاهدات عملکرد سازه‌ها در زلزله‌های گذشته و نبود شواهد گسترده مبنی بر خرابی و آسیب در دیوارهای زیرزمین ناشی از فشار لرزه‌ای خاک، اثر فشار خاک معمولاً محدودتر و واقع‌بینانه‌تر از مقادیر حاصل از روش‌های کلاسیک در نظر گرفته می‌شود.

شایان ذکر است رفتار دیوارهای زیرزمین مهارشده توسط دیافراگم‌های کف با رفتار دیوارهای حائل طره‌ای متفاوت است؛ زیرا جابه‌جایی جانبی دیوار توسط کف‌ها و سقف‌های زیرزمین محدود شده و فشار خاک تابع اندرکنش خاک، دیوار و سازه می‌شود.

در این دیدگاه بیان شده که روش *Wood* [6] برای تخمین فشار لرزه‌ای خاک، غالباً برآوردی محافظه‌کارانه از فشار دینامیکی خاک ارائه می‌دهد؛ زیرا مبنای این روش، رفتار خاک پشت دیوار صلب در حالت سکون و در شرایط تغییرمکان جانبی بسیار محدود است و برخلاف روش‌های مبتنی بر فشار فعال، بر تشکیل گوه فعال ناشی از حرکت دیوار استوار نیست. از طرفی بر اساس مطالعات موجود [1,2]، روش *Mononobe–Okabe (M-O)* [5]، که عمدتاً برای دیوارهای حائل با امکان حرکت جانبی و تشکیل گوه فعال ارائه شده است در *PGA* های بالا مقدار اضافه‌فشار دینامیکی را دست بالا گزارش می‌کند.

همچنین، در زلزله‌های با شتاب بیشینه زمین زیاد، ضریب شتاب افقی مؤثر مورد استفاده در محاسبه اضافه‌فشار دینامیکی

خاک، یعنی k_h، الزاماً برابر با مقدار PGA/g در سطح زمین فرض نمی‌شود. در برخی رویکردهای تعدیل‌شده، با لحاظ نمودن اثراتی مانند میرایی خاک، اندرکنش خاک و سازه، عمق مدفون‌شدگی، پاسخ دینامیکی خاک و کاهش شتاب مؤثر با عمق، مقدار k_h کاهش داده شده یا به‌صورت یک ضریب شتاب مؤثر طراحی در نظر گرفته می‌شود.

بر اساس این دیدگاه، اضافه‌فشار دینامیکی خاک برای دیوارهای زیرزمین مهارشده را می‌توان کاهش داد و از روش‌های ساده‌شده‌ای مانند روش *Seed* & *Whitman* [7] در طراحی استفاده کرد. در این روش با انجام ساده‌سازی بر روی روش *Mononobe–Okabe* کلاسیک، رابطه‌ای ساده شده و مستقیم برای محاسبه مقدار اضافه‌فشار دینامیکی ارائه شده است. در برخی مراجع این روش به نام روش *Mononobe–Okabe* اصلاح شده نیز نامیده می‌شود. روش *Seed* & *Whitman* [7]با تغییرات جزئی در استانداردهای معتبر مانند *ASCE/SEI 41-23* [4] و *SEAOC Blue Book* [3] به عنوان فشار لرزه‌ای خاک ارائه شده است.

شایان ذکر است که در اغلب پژوهش‌های انجام‌شده، بیان شده است که وجود مقادیر اندک چسبندگی در خاک می‌تواند موجب کاهش قابل‌ملاحظه اضافه‌فشار دینامیکی خاک شود.

۱-۲- دیدگاه دوم

در دیدگاه دوم، اضافه‌فشار دینامیکی خاک بر دیوارهای زیرزمین می‌تواند در برخی شرایط مقدار قابل توجهی داشته باشد و نباید صرفاً بر اساس مشاهدات عملکرد مطلوب ساختمان‌ها در زلزله کاهش داده شود. این رویکرد بیشتر بر پایه مطالعات تحلیلی، عددی و آزمایشگاهی، از جمله مطالعه کلاسیک *Wood* [6]، پژوهش‌های *Ostadan* [8] و مطالعات جدیدتر مانند *Wagner* [9] شکل گرفته است. مطابق این دیدگاه، در دیوارهای صلب یا دیوارهایی با جابه‌جایی بسیار کم (مشابه با دیوارهای زیر تراز پایه)، به دلیل عدم امکان بسیج کامل شرایط فعال خاک، فشار دینامیکی می‌تواند از مقادیر حاصل از روش‌هایی نظیر *Mononobe–Okabe* [5] بیشتر باشد. از این رو، در دیوارهای با عمق زیاد، سازه‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد، خاک‌های سخت یا متراکم و یا شتاب‌های لرزه‌ای بالا، انجام تحلیل اختصاصی اندرکنش خاک و سازه یا استفاده از روابط محافظه‌کارانه‌تر برای طراحی دیوار، دیافراگم‌ها و مسیر انتقال نیرو توصیه می‌شود. این دیدگاه در نشریه *FEMA P-750* [10] نیز مورد توجه قرار گرفته و در این نشریه بر این نکته تأکید می‌شود که روش *Seed* & *Whitman* [7] تنها برای خاک‌های خشک و بدون شیب مناسب است. همچنین درصورتی‌که ارتفاع خاک پشت دیوار بیشتر از *4.5* متر باشد انجام مطالعات ویژه برای ارزیابی انسجام حرکت زمین پشت دیوار و تعیین ضریب لرزه‌ای در این روش توصیه شده است.

همچنین، در برخی مراجع، از جمله *NIST GCR 12-917-21* [11] اشاره شده است که روش *M-O* عمدتاً برای دیوارهای حائل طره‌ای با امکان تغییرشکل کافی جهت بسیج فشار فعال و تشکیل گوه فعال خاک مناسب است. با توجه به مقید بودن دیوارهای سازه‌ای زیرزمین، در بسیاری از موارد امکان تشکیل کامل گوه فعال وجود ندارد؛ ازاین‌رو، برای برآورد واقع‌بینانه‌تر فشارهای جانبی خاک، بررسی اندرکنش خاک و سازه *(Soil–Structure Interaction)* می‌تواند ضروری باشد.

با این حال، در بسیاری از نشریات و آیین‌نامه‌های جدیدتر [4, 3]، عمدتاً **دیدگاه نخست** مبنای عمل قرار گرفته و اثر فشار دینامیکی خاک با در نظر گرفتن ملاحظات تعدیل‌کننده و با استناد به رفتار سازه‌ها در زلزله‌های گذشته برآورد می‌شود.

۲- ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان

مطابق جدول ۷-۵-۲ مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، فشارهای وارد بر دیوارهای در مجاورت خاک به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند [15].

• برای خاک پشت دیوار متراکم یا سخت:

فشار استاتیکی خاک به‌علاوه اضافه‌فشار دینامیکی خاک با فرض حالت سکون در نظر گرفته می‌شود. برای برآورد اضافه‌فشار دینامیکی می‌توان از روش‌هایی مانند *Wood* [6] استفاده کرد.

• برای خاک پشت دیوار متوسط یا سست:

فشار استاتیکی خاک به‌علاوه فشار دینامیکی خاک با فرض حالت محرک در نظر گرفته می‌شود و روش‌هایی مانند *Mononobe–Okabe* [5] برای محاسبه فشار دینامیکی به‌کار می‌روند. استفاده از فشار استاتیکی با فرض حالت سکون نیز برای این خاک‌ها مجاز است.

۲-۱- ملاحظات رویکرد مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان

در روش ارائه‌شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، ملاحظاتی وارد است که در ادامه به آن‌ها اشاره می‌شود:

الف- ابهام در تفکیک نوع و تراکم خاک

در جدول ارائه‌شده در مبحث هفتم، مرز مشخصی برای تفکیک خاک‌های متراکم و سخت از خاک‌های متوسط و سست ارائه نشده است. در نتیجه معیار صریحی برای تشخیص اینکه خاک مورد نظر در کدام گروه رفتاری قرار می‌گیرد وجود ندارد. این موضوع می‌تواند در انتخاب روش محاسبه فشار جانبی لرزه‌ای و مقدار اضافه‌فشار دینامیکی خاک ابهام ایجاد کند.

ب- محافظه‌کاری زیاد روش *Wood* در برخی شرایط

در صورت پذیرش دیدگاه نخست، روش *Wood* [6] در بسیاری از موارد مقادیر محافظه‌کارانه‌ای برای اضافه‌فشار دینامیکی خاک ارائه می‌دهد. این محافظه‌کاری ناشی از فرضیات اصلی روش *Wood* است؛ زیرا این روش بر پایه رفتار خاک پشت دیوار صلب، در حالت تغییرمکان جانبی بسیار محدود، ارائه شده است. همچنین در تحقیقات جدید *Wood* [12] عنوان شده که روش ارائه شده در سال ۱۹۷۳ بیش از حد محافظه‌کارانه می‌باشد.

پ- محدود بودن حذف اضافه‌فشار دینامیکی به دیوارهای کم‌عمق در خاک‌های دانه‌ای متوسط تا سست

بر اساس مطالعات *Mikola* و *Sitar* [1]، در خاک‌های دانه‌ای با تراکم متوسط تا سست، اعمال صرف فشار جانبی استاتیکی، بدون منظور نمودن اضافه‌فشار دینامیکی ناشی از زلزله، تنها برای دیوارهای نسبتاً کم‌عمق، با ارتفاع کمتر از حدود *3.6 m* می‌تواند نتایج نسبتاً واقع‌بینانه‌ای ارائه دهد. برای دیوارهای عمیق‌تر، به‌ویژه در خاک‌های متوسط و سست، لازم است اثر اضافه‌فشار دینامیکی خاک ناشی از زلزله نیز در طراحی منظور شود.

ت- عدم تفکیک کافی میان دیوارهای حائل آزاد و دیوارهای زیرزمین مهارشده

فشار جانبی لرزه‌ای خاک در بسیاری از موارد بر پایه فرضیات دیوارهای حائل طره‌ای با امکان تغییرمکان جانبی آزاد در انتها و تشکیل گوه گسیختگی فعال ارائه شده است. در حالی‌که دیوارهای زیرزمین معمولاً توسط دیافراگم‌های کف و سقف مهار شده و امکان تغییرمکان آزاد برای بسیج کامل شرایط فعال خاک را ندارند. بنابراین، استفاده مستقیم از روابط کلاسیک برای این دیوارها ممکن است منجر به برآورد غیرواقع‌بینانه فشار شود.

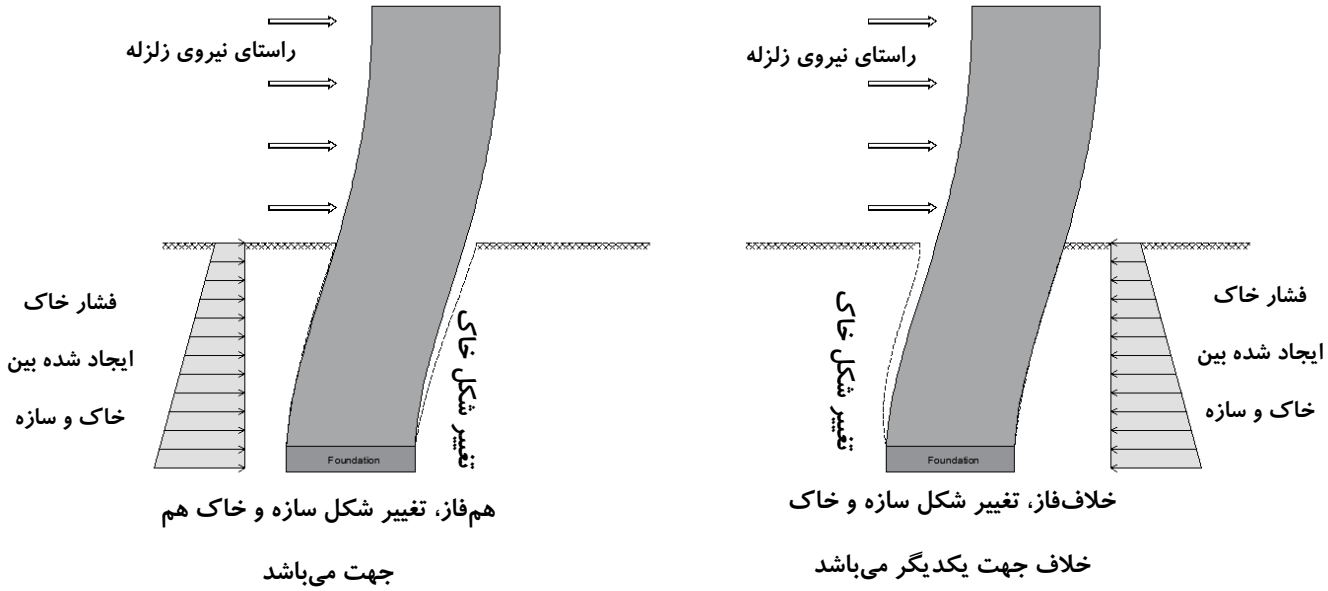
ث- عدم اشاره به تفاوت محل اعمال برآیند اضافه‌فشار دینامیکی خاک در دیوارهای طره‌ای و زیرزمین

در مراجع، درباره محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی اتفاق‌نظر کامل وجود ندارد و بسته به نوع دیوار، میزان قیود سازه‌ای، نحوه

تغییرشکل و فرضیات تحلیلی، مقادیر متفاوتی برای ارتفاع اثر این برآیند پیشنهاد شده است. با این وجود مبحث هفتم تفاوتی درباره محل اعمال برآیند اضافه‌فشار دینامیکی خاک ارائه نمی‌کند و تنها اشاره می‌کند نقطه اثر برآیند باید بین $0.45H$ تا $0.6H$ از پای دیوار باشد. ارتفاع برآیند اضافه‌فشار دینامیکی تأثیر قابل توجهی بر مقدار لنگر خمشی ایجاد شده در دیوار دارد؛ لذا، ابهام آیین‌نامه در این زمینه می‌تواند منجر به برداشت‌های متفاوت مهندسان و در نتیجه دستیابی به نتایج متفاوت در تحلیل و طراحی شود.

۳- جهت نیروی لرزه‌ای خاک

با توجه به اندرکنش میان سختی سازه، سختی خاک و تغییرمکان نسبی آن‌ها در هنگام وقوع زلزله، دو حالت کلی برای جهت اثر فشار خاک نسبت به نیروی زلزله قابل تصور است. در حالت نخست، که می‌توان آن را حالت **هم‌فاز** نامید، راستای فشار خاک با راستای اثر نیروی زلزله هم‌جهت است. در حالت دوم، یا حالت **خلاف‌فاز**، فشار خاک و نیروی زلزله در جهت مخالف یکدیگر عمل می‌کنند (شکل ۱).



شکل ۱- حالت هم‌فاز و خلاف‌فاز

با توجه به پیچیدگی محاسبه تغییرمکان‌های نسبی خاک و سازه و دشواری تعیین دقیق فاز رفتاری آن‌ها در تحلیل‌های متعارف طراحی، معمولاً در راستای محافظه‌کاری، حالت هم‌فاز مبنای طراحی قرار داده می‌شود؛ بدین معنا که فشار خاک و نیروی زلزله به‌صورت هم‌جهت در طراحی سازه در نظر گرفته شوند. همچنین، در صورت به‌کارگیری تحلیل دو مرحله‌ای، اثر نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در بخش واقع در زیر سطح زمین، به‌همراه فشار جانبی خاک، باید در تحلیل و طراحی لحاظ شود.

۴- فشار خاک در سمت موافق با زلزله

توصیه این کارگروه برای بارگذاری در دیوارهای در جهت موافق با زلزله اعمال فشار خاک در حالت محرک به‌علاوه اضافه‌فشار دینامیکی با روش $M\text{–}O$ کلاسیک و یا $M\text{–}O$ اصلاح شده (روش *Seed* & *Whitman* [7]) برای کلیه خاک‌ها می‌باشد.

در چنین شرایطی، می‌توان نیروی جانبی کل (P_{total}) را به‌صورت ترکیبی از نیروی استاتیکی و اضافه‌نیروی دینامیکی در نظر گرفت:

$$P_{total} = P_{active,static} + \Delta P_{dyn} \quad (۱)$$

که در آن $P_{active,static}$ می‌تواند بر اساس نیروی محرک تعیین شود و اضافه‌نیروی دینامیکی ΔP_{dyn} می‌تواند با روش‌هایی نظیر *M–O* یا روابط اصلاح‌شده مبتنی بر مطالعات عملکردی محاسبه گردد.

در خصوص محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی خاک، ΔP_{dyn}، در مراجع فنی نظر یکسانی وجود ندارد و مقدار پیشنهادی آن تابع نوع دیوار، میزان آزادی تغییرشکل در انتهای دیوار، شرایط اندرکنش خاک و سازه، و مبانی تئوریک روش مورد استفاده است. بسیاری از مراجع مقدار *0.6H* از تراز کف دیوار را برای محل اثر ΔP_{dyn} محاسبه شده با روش *M-O* کلاسیک پیشنهاد کرده‌اند. برای مثال، *Seed & Whitman* [7] با تفکیک فشار استاتیکی و مؤلفه دینامیکی، محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی را در حدود *0.6H* در نظر می‌گیرند؛ این دیدگاه در مراجع متعددی مبنای طراحی قرار گرفته است. همچنین مراجعی مانند *ACI 350.3-20* [16] و *FHWA* [17] نیز در بیان محل اثر ΔP_{dyn}، عملاً از همین رویکرد پیروی می‌کنند و محل برآیند نیرو را متناظر با توزیعی می‌دانند که محل اثر آن بالاتر از مرکز هندسی فشار استاتیکی و در حدود *0.6H* قرار می‌گیرد.

با این حال، برخی مراجع جدیدتر نشان داده‌اند که این فرض لزوماً برای همه دیوارها، به‌ویژه دیوارهای مقید مانند دیوارهای زیرزمین و دیوارهای متصل به سازه، مناسب نیست. به عنوان مثال، در گزارش‌های *Sitar & Mikola* [1] و یا *NIST GCR 12-917-21* [11] و همچنین در استاندارد *ASCE-41-23* [4] تصریح شده است که در دیوارهای زیرزمین مقید شده با دیافراگم‌ها، به دلیل محدودیت جابه‌جایی جانبی و عدم امکان توسعه کامل شرایط فشار محرک فعال، در نظر گرفتن محل برآیند *0.6H* می‌تواند محافظه‌کارانه یا حتی از نظر مکانیزم پاسخ، غیرواقع‌بینانه باشد. این مطالعات نشان می‌دهند که در چنین شرایطی، توزیع اضافه‌فشار دینامیکی در ارتفاع دیوار لزوماً از الگوی متعارف دیوارهای آزاد تبعیت نمی‌کند، بلکه با افزایش عمق، مقدار شدت اضافه‌فشار دینامیکی افزایش یافته و شکل توزیع آن به فشار سکون نزدیک‌تر می‌شود. بر این اساس، محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی ΔP_{dyn}، به حدود *H/3* از پای دیوار متمایل می‌شود.

۴-۱- فشار خاک محرک استاتیکی

نیروی جانبی خاک در حالت استاتیکی در وجه رو به راستای زلزله، بر اساس تئوری رانکین و با استفاده از ضریب فشار جانبی محرک K_a محاسبه می‌شود. در این حالت فرض می‌شود دیوار امکان تغییرمکان جانبی کافی برای بسیج شرایط فشار فعال (*Active State*) را دارد. نیروی جانبی خاک به دیوار ناشی از وزن خاک و سربار سطحی q به صورت زیر محاسبه می‌شود:

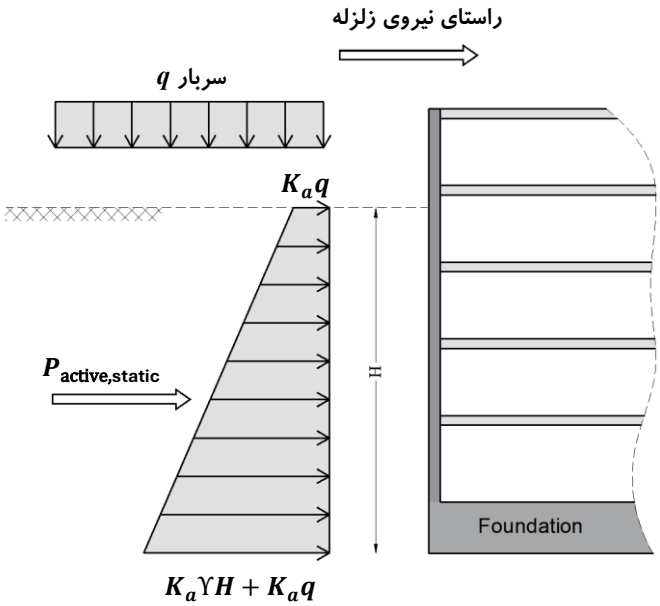
$$P_{active,static} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + K_a q H \quad (۲)$$

که در آن:

- K_a: ضریب فشار جانبی محرک خاک
- γ: وزن مخصوص خاک
- H: ارتفاع دیوار

می‌باشد.

لازم به ذکر است در کلیه روابط این دستنامه عرض دیوار واحد در نظر گرفته شده است؛ بنابراین برآیند نیروها با نماد P و ΔP دارای واحد نیرو در واحد عرض دیوار $(Tonf/m)$ و شدت فشار در ارتفاع دیوار دارای واحد فشار $(Tonf/m^2)$ می‌باشد.



شکل ۲- فشار محرک رانکین خاک

۴-۲- اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O کلاسیک

روش $M–O$ کلاسیک توسعه‌یافته تئوری کولمب برای شرایط لرزه‌ای است که در آن اثر زلزله به صورت شتاب‌های شبه‌استاتیکی افقی و قائم در گوه خاک پشت دیوار در نظر گرفته می‌شود. در این روش، نیروی کل فعال لرزه‌ای به صورت زیر بیان می‌شود:

$$P_{total} = \frac{1}{2}(1-k_v)K_{ae}\,\gamma H^2 + (1-k_v)K_{ae}qH \qquad (۳)$$

که در آن:

- P_{total}: کل نیروی فشار جانبی خاک در حالت لرزه‌ای
- γ: وزن مخصوص خاک
- H: ارتفاع دیوار
- k_v: ضریب شتاب قائم شبه‌استاتیکی
- q: سربار وارد شده بر خاک

و ضریب فشار فعال لرزه‌ای *Mononobe–Okabe* یعنی (K_{ae}) برای خاک‌های دانه‌ای و با فرض اینکه دیوار قائم باشد از رابطه (۴) به‌دست می‌آید. در خصوص خاک‌های چسبنده، در مراجع ژئوتکنیکی مقدار ضریب (K_{ae}) کاملاً متفاوت و وابسته به مقدار چسبندگی خاک می‌باشد، اما به دلیل احتمال کاهش یا ازبین‌رفتن چسبندگی در اثر ترک‌خوردگی، اشباع‌شدن و بارگذاری چرخه‌ای زلزله، بهتر است اثر چسبندگی در طراحی سازه نادیده گرفته شود.

$$K_{ae} = \frac{cos^2(\phi - \theta)}{cos\,\theta\, cos(\delta + \theta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\delta + \phi)\, sin(\phi - \beta - \theta)}{cos(\delta + \theta)\, cos(\beta)}}\right]^2} \quad (۴)$$

که در آن زاویه θ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (۵)$$

و سایر پارامترهای رابطه ۴ به‌صورت زیر تعریف می‌شوند:

- ϕ: زاویه اصطکاک داخلی خاک
- δ: زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار
- β: زاویه شیب سطح زمین پشت دیوار
- k_h: ضریب شتاب افقی شبه‌استاتیکی
- k_v: ضریب شتاب قائم شبه‌استاتیکی
- θ: زاویه نیروی اینرسی معادل در گوه خاک

از آنجا که در طراحی دیوارهای زیرزمین معمولاً نیروی استاتیکی و اضافه‌نیروی دینامیکی به‌طور جداگانه در نظر گرفته می‌شود، اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از زلزله به صورت تفاضل نیروی لرزه‌ای و استاتیکی بیان می‌گردد. بنابراین اضافه‌نیروی دینامیکی کل خاک ΔP_{dyn} برابر است با:

$$\Delta P_{dyn} = P_{total} - P_{active,static} \quad (۶)$$

با تفکیک اثر وزن خاک و سربار، مؤلفه‌های اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از وزن خاک $(\Delta P_{dyn,\gamma})$ و اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از سربار $(\Delta P_{dyn,q})$ به‌صورت روابط زیر تعریف می‌گردند [18]:

$$\Delta P_{dyn,\gamma} = \frac{1}{2}[(1 - k_v)K_{ae} - K_a]\,\gamma H^2 \quad (۷)$$

$$\Delta P_{dyn,q} = [(1 - k_v)K_{ae} - K_a]qH \quad (۸)$$

که در این روابط:

- K_a: ضریب فشار فعال استاتیکی کولمب
- K_{ae}: ضریب فشار فعال لرزه‌ای

و همچنین:

$$\Delta P_{dyn} = \Delta P_{dyn,\gamma} + \Delta P_{dyn,q} \quad (۹)$$

در این روش معمولاً فرض می‌شود که دیوار قادر به تغییرمکان جانبی کافی برای بسیج فشار فعال خاک است. بنابراین استفاده از روش $M\text{–}O$ کلاسیک برای دیوارهای حائل آزاد مناسب است. در مورد دیوارهای زیرزمین که توسط دیافراگم‌های کف

مهار شده‌اند و تغییرمکان جانبی محدودی دارند، ممکن است شرایط فشار فعال به‌طور کامل بسیج نشود و ممکن است نتایج این روش با نتایج تحلیل اندرکنشی خاک و سازه اختلاف داشته باشد.

همچنین نتایج این روش به‌ویژه در سطوح بالای شتاب زمین (حدود $PGA > 0.4g$)، معمولاً محافظه‌کارانه برآورد می‌شوند. بر اساس مطالعات و توصیه‌های *Sitar & Mikola* [1]، در زلزله‌های با شتاب بالا می‌توان مقدار ضریب شتاب افقی شبه‌استاتیکی k_h را نسبت به مقدار شتاب بیشینه سطح زمین کاهش داد.

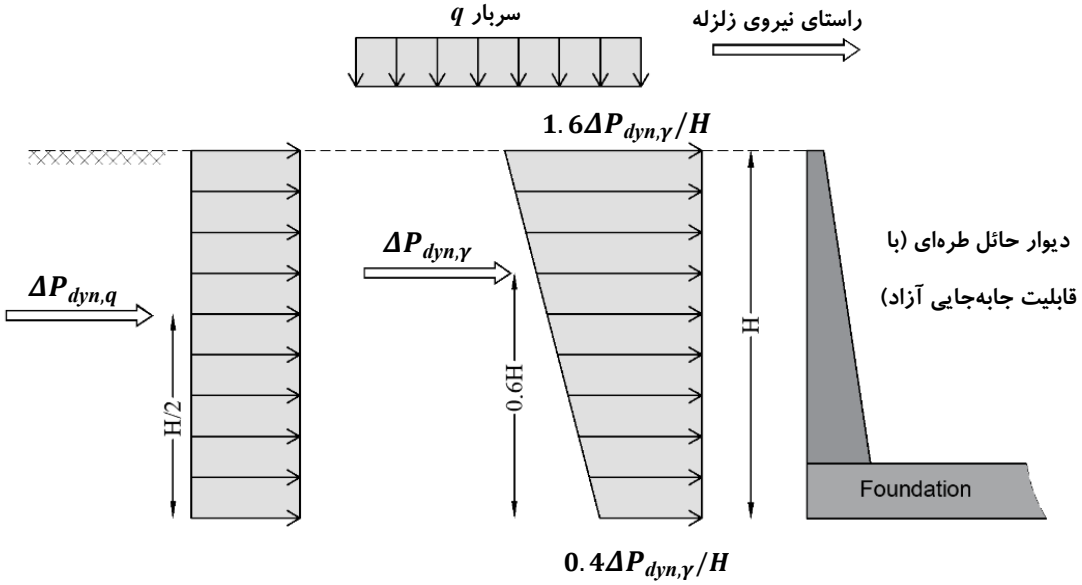
با توجه به اختلاف دیدگاه‌ها در مراجع مختلف درباره تعیین ضرایب شبه‌استاتیکی k_h و k_v، در جدول زیر مقادیر و رویکردهای متداول برخی از منابع معتبر ارائه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر ارائه‌شده باید با توجه به نوع دیوار، میزان تغییرشکل مجاز، شرایط ساختگاه و محدوده کاربرد هر مرجع مورد استفاده قرار گیرند.

جدول ۱: مقادیر k_h و k_v در مراجع معتبر

مرجع	k_h	k_v
M–O [5] کلاسیک	$\frac{PGA}{g}$	$\frac{a_v}{g}$
Seed & Whitman [7]	$0.5\ \frac{PGA}{g}$	معمولاً برابر با صفر
SEAOC, Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements [20]	$(0.25 \text{ تا } 0.67)\ \frac{PGA}{g}$	معمولاً برابر با صفر
AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [21]	$\frac{PGA}{g}$	$\pm 0.5\ k_h$
ضابطه ۳۰۸ طراحی دیوارهای حائل [18]	$(0.16 \text{ تا } 0.5)\ \frac{PGA}{g}$	معمولاً برابر با صفر

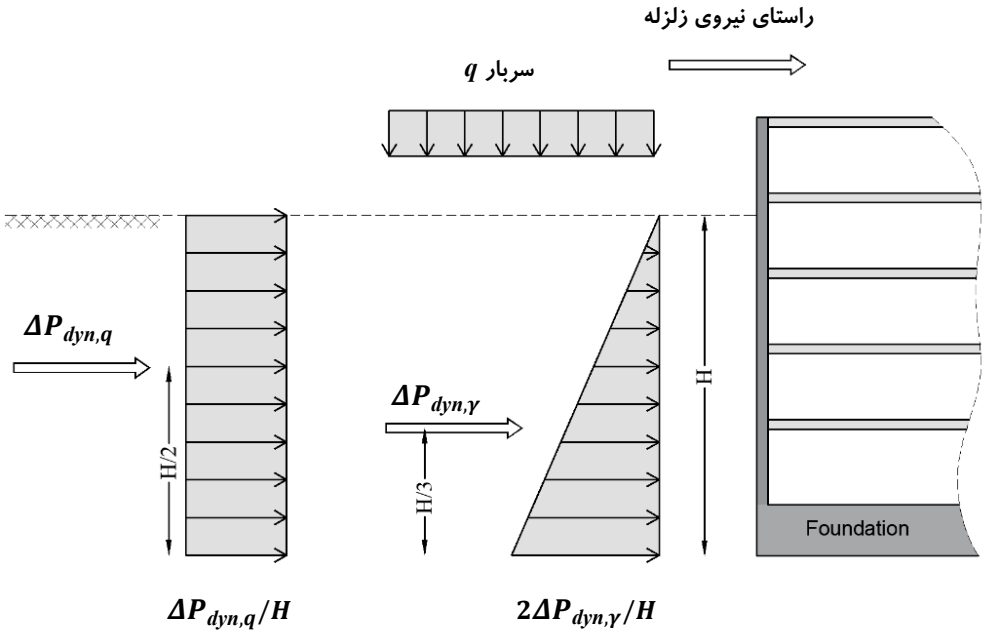
بر اساس ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ *[19]*، شتاب مبنای طرح *(PGA)* را می‌توان برابر با $S_{DS}/2.5$ در نظر گرفت که در آن، S_{DS} نشان‌دهنده پارامتر شتاب طیفی طرح در زمان تناوب کوتاه است.

با توجه به آنچه پیش‌تر بیان شد، تراز محل اثر $\Delta P_{dyn,\gamma}$ حاصل از روش *M-O* کلاسیک در دیوارهای حائل آزاد و دیوارهای مقید به دیافراگم‌های سقف، متفاوت است. در دیوارهای حائل طره‌ای که امکان جابه‌جایی جانبی کافی برای بسیج فشار محرک (*Active Pressure*) و تشکیل گوه گسیختگی را دارند، تراز اثر برآیند اضافه‌فشار دینامیکی معمولاً در فاصله $0.6H$ از پای دیوار فرض می‌شود (شکل ۳). شایان ذکر است که در خصوص تراز نقطه اثر اضافه‌نیروی ناشی از سربار $(\Delta P_{dyn,q})$ در مراجع فنی صراحتی وجود ندارد؛ از این رو، این کارگروه پیشنهاد می‌کند محل اثر این نیرو را می‌توان در ارتفاع $0.5H$ از پای دیوار لحاظ نمود (شکل ۳).



شکل ۳- اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O کلاسیک در دیوارهای طره‌ای یا دیوار با امکان جابه‌جایی

در مقابل، در دیوارهای مقید، نظیر دیوارهای سازه‌ای زیرزمین که در تراز سقف به دیافراگم‌های صلب متصل هستند، به دلیل صلبیت جانبی بالا و محدودیت در جابه‌جایی، الگوی توزیع فشار متفاوت بوده و مرکز ثقل اضافه‌فشار ناشی از خاک به نواحی پایین‌تر متمایل می‌گردد و تراز اثر اضافه‌نیروی دینامیکی خاک $(\Delta P_{dyn,\gamma})$ معمولاً در فاصله $H/3$ از پای دیوار در نظر گرفته می‌شود [4]. محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی سربار $(\Delta P_{dyn,q})$ را همچنان می‌توان در ارتفاع $0.5H$ از پای دیوار لحاظ نمود (شکل ۴).



شکل ۴- اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O کلاسیک در دیوارهای مقید زیرزمین

۴-۳- اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O ساده شده (Seed & Whitman)

در این روش، اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از زلزله با استفاده از رابطه زیر بر روی وجه دیوار در سمت رو به زلزله در نظر گرفته می‌شود. استفاده از این رویکرد در استاندارد *ASCE 41-17* [13] و *ASCE 41-23* [4] و همچنین ضابطه شماره ۳۰۸ [18] پیشنهاد شده است. مقدار اضافه‌نیروی دینامیکی خاک در این روش برابر است با:

$$\Delta P_{dyn,\gamma} = 0.4\, k_h\, \gamma\, H^2 \qquad (۱۰)$$

که در آن:

- k_h: ضریب شتاب افقی شبه‌استاتیکی
- γ: وزن مخصوص خاک
- H: ارتفاع دیوار

در استاندارد *ASCE 41-17 [13]*، توزیع اضافه‌فشار دینامیکی خاک در امتداد ارتفاع دیوار به‌صورت یکنواخت فرض شده است. بنابراین، با توجه به مستطیلی‌بودن نمودار توزیع فشار، برآیند اضافه‌فشار دینامیکی در وسط ارتفاع دیوار، یعنی در فاصله $H/2$ از پای دیوار، اثر می‌کند. در ویرایش جدیدتر استاندارد *ASCE 41-23 [4]*، علاوه بر رویکرد پیشین توزیع فشار یکنواخت (مستطیلی)، بر پایه مطالعات آزمایشگاهی جدیدتر، توزیع فشار مثلثی نیز که در آن محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی خاک در فاصله $H/3$ از پای دیوار فرض می‌شود، توصیه شده است.

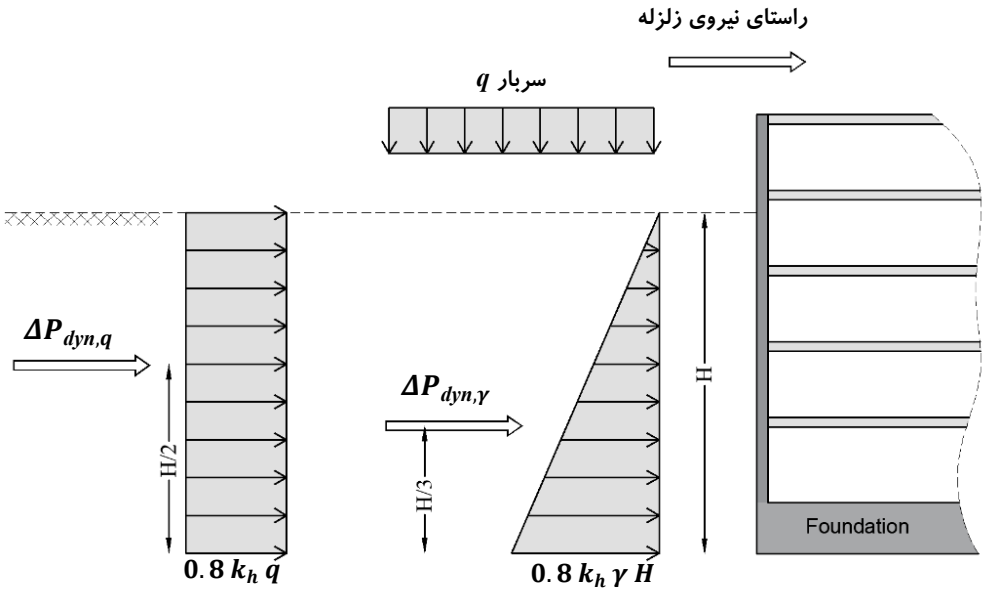
این تغییر را می‌توان ناشی از نتایج مطالعات جدید درباره رفتار لرزه‌ای دیوارهای مقید، به‌ویژه دیوارهای زیرزمین، دانست. بر اساس این مطالعات،توزیع اضافه‌فشار دینامیکی خاک لزوماً از الگوی متعارف فشار لرزه‌ای در دیوارهای آزاد تبعیت نمی‌کند. در دیوارهای مقید، به دلیل محدودشدن جابه‌جایی و چرخش دیوار، امکان بسیج کامل شرایط فعال کاهش می‌یابد و توزیع فشار جانبی به فشار حالت سکون (K_0) نزدیک‌تر می‌شود. در چنین شرایطی، شدت فشار جانبی با افزایش عمق افزایش یافته و نمودار توزیع اضافه‌فشار دینامیکی از حالت یکنواخت فاصله می‌گیرد. در نتیجه، محل اثر ΔP_{dyn} از مرکز هندسی توزیع، یعنی $H/2$، به ناحیه پایین‌تر دیوار و در حدود $H/3$ از پای دیوار، منتقل می‌شود. بنابراین، در این راهنما نیز توصیه می‌شود محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی خاک ΔP_{dyn}، منطبق با رویکرد *ASCE 41-23* [4]، در فاصله $H/3$ از پای دیوار اعمال شود. در توزیع مثلثی شدت اضافه‌فشار در پایین دیوار برابر با $0.8\, k_h\, \gamma H$ می‌شود.

شایان ذکر است که این روش برای خاک‌های دانه‌ای در $PGA < 0.4g$ نتایجی بسیار نزدیک به روش *M-O* ارائه می‌دهد. با این حال، یکی از محدودیت‌های اصلی آن، عدم امکان لحاظ کردن اثر سربار در محاسبه اضافه‌فشار دینامیکی است؛ به‌طوری‌که اثر سربار صرفاً در بخش فشار استاتیکی وارد می‌شود.

با توجه به اینکه در برخی پروژه‌های شهری ممکن است سربار قابل‌توجهی ناشی از وجود یک سازه در مجاورت دیوارهای حائل وجود داشته باشد، پیشنهاد این کارگروه این است که اثر سربار نیز در این روش به‌صورت مشابه با روش *M–O* کلاسیک در نظر گرفته شود. با استفاده از رویکردی مشابه، مقدار اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از سربار $(\Delta P_{dyn,q})$ را می‌توان بر اساس رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\Delta P_{dyn,q} = 0.8\, k_h\, qH \qquad (۱۱)$$

بارگذاری فشار خاک بر اساس این روش در شکل ۵ نمایش داده شده است:

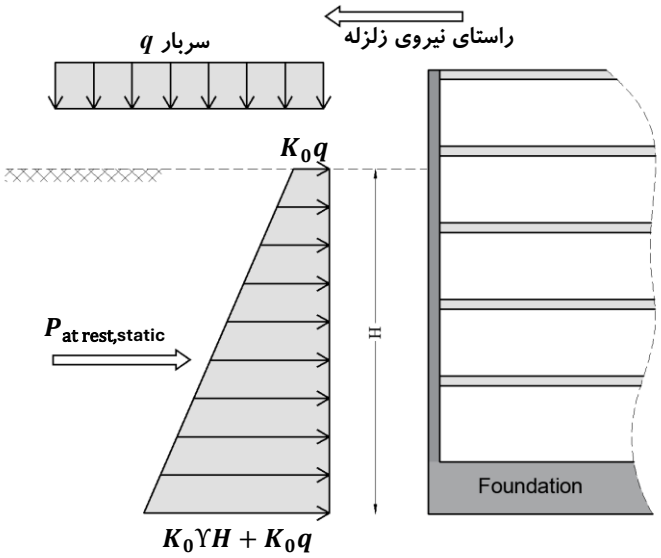


شکل ۵- اضافه‌فشار دینامیکی خاک با روش M-O ساده شده

در دیوارهای حائل طره‌ای با انتهای آزاد که قابلیت تغییرشکل جانبی دارند، توصیه می‌شود اضافه‌فشار دینامیکی خاک بر مبنای روش کلاسیک *M-O* محاسبه و اعمال گردد.

۴-۴- فشار خاک در سمت مخالف با زلزله

در دیوارهای حائل واقع در جبهه مقابل حرکت سازه، اگرچه پتانسیل ایجاد فشار مقاوم *(Passive)* وجود دارد، اما به دلیل عدم وقوع تغییر شکل‌های جانبی بزرگ مورد نیاز جهت بسیج کامل فشار مقاوم در خاک، این فشار به‌طور کامل ایجاد نمی‌شود. لذا بر اساس توصیه‌ی تفسیر آیین‌نامه *ASCE 41-17* [13] ، در مدل‌سازی فشار خاک در جهت مخالف با حرکت سازه، استفاده از فشار در حالت سکون *(K_0)* کفایت می‌کند.



شکل ۶- فشار خاک در وجه مخالف با راستای زلزله

۴-۵- فشار خاک در عمق گود محدود

به منظور تسهیل در روند محاسبات، در صورتی‌که عمق گود محدود باشد، یعنی حداکثر حدود ۷ متر معادل دو طبقه زیرزمین، و طراح سازه مایل باشد اثر زلزله را به‌صورت جداگانه در فشار جانبی خاک منظور نکند، می‌توان طراحی دیوار حائل و اعضای سازه‌ای مجاور را بر اساس فشار استاتیکی خاک انجام داد. در این حالت، اثر فشار جانبی خاک باید با استفاده از فشار حالت سکون (K_0) برای دیوارهای زیرزمین مقید محاسبه و در ترکیبات بارگذاری منظور شود.

۵- ترکیبات بارگذاری فشار خاک

بر اساس ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان [15]، در ترکیبات بارگذاری فشار جانبی استاتیکی محرک خاک H_a مشابه با بار مرده D در نظر گرفته شده و با ضریب 1.2 در ترکیب بارها منظور می‌شود. در مقابل، اضافه‌فشار دینامیکی ناشی از زلزله H_E به‌عنوان اثر لرزه‌ای تلقی شده و مشابه بار زلزله E با ضریب 1 در ترکیبات بارگذاری لحاظ می‌گردد.

بر اساس ضوابط *ASCE 7-22* [14] و نیز توصیه‌های *SEAOC Blue Book* [3]، فشار استاتیکی محرک خاک H_a مشابه بار جانبی خاک H در نظر گرفته شده و با ضریب 1.6 در ترکیبات بارگذاری منظور می‌شود. در مقابل، اضافه‌فشار دینامیکی ناشی از زلزله H_E به‌عنوان اثر لرزه‌ای تلقی شده و مشابه بار زلزله E با ضریب 1 در ترکیبات بارگذاری وارد می‌شود.

همچنین مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [22] و *ASCE 7-22* [14]، با توجه به اینکه فشار خاک در وجه مخالف جهت زلزله می‌تواند اثر کاهنده بر پاسخ لرزه‌ای سازه داشته باشد، در ترکیبات بارگذاری ضریب فشار استاتیکی خاک H_0 در این وجه برابر 0.9 در نظر گرفته می‌شود.

بنابراین ترکیبات بارگذاری فشار خاک به صورت زیر قابل بیان است:

$$1.2D + L + 0.2S + [E + H_E] + 1.6H_{aP} + 0.9H_{0N}$$
$$0.9D + [E + H_E] + 1.6H_{aP} + 0.9H_{0N} \qquad (۱۲)$$

که در این روابط:

- H_{aP}: فشار استاتیکی محرک خاک (برای وجه موافق با زلزله)
- H_{0N}: فشار استاتیکی سکون خاک (برای وجه مخالف با زلزله)
- H_E: اضافه‌فشار دینامیکی ناشی از زلزله (برای وجه موافق با زلزله)
- D: بار مرده
- L: بار زنده
- S: بار برف
- E: بار زلزله

می‌باشد.

لازم به ذکر است که در سازه‌هایی که مشمول اثر زلزله در دو راستای متعامد هستند، قاعده 30–100 باید در ترکیبات بارگذاری مربوط به اضافه‌فشار دینامیکی خاک نیز لحاظ شود؛ به این معنا که H_E متناظر با راستای اصلی زلزله باید همراه با 30% اثر مؤلفه متعامد آن در نظر گرفته شود.

در صورتی‌که عمق گود محدود باشد (حداکثر هفت متر و دو طبقه زیرزمین) و مطابق ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان طراح مایل باشد تنها فشار استاتیکی خاک را در طراحی منظور کند، می‌توان از ترکیبات بارگذاری زیر برای طراحی دیوار حائل و سازه استفاده کرد:

$$1.2D + L + 0.2S \pm E + 1.6H_{0P} + 0.9H_{0N}$$
$$0.9D \pm E + 1.6H_{0P} + 0.9H_{0N} \qquad (۱۳)$$

که در این روابط:

- H_{0P}: فشار استاتیکی سکون خاک (برای وجه موافق با زلزله)
- H_{0N}: فشار استاتیکی سکون خاک (برای وجه مخالف با زلزله)

می‌باشد.

۶- نحوه اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی دیوار حائل و اتصالات آن و دیافراگم رابط بین دیوارهای حائل

بر اساس تفسیر *ASCE 41-17* [13] ، اضافه‌نیروی دینامیکی ناشی از زلزله(ΔP_{dyn}) وارد بر دیوارهای حائل، به عنوان یک اثر موضعی (*Local Demand*) در طراحی عضو دیوار و اتصالات آن در نظر گرفته می‌شود و در محاسبه برش پایه لرزه‌ای سازه منظور نمی‌گردد.

به عبارت دیگر، این نیرو موجب افزایش نیروی جانبی طراحی سیستم باربر جانبی ساختمان نمی‌شود، بلکه صرفاً در طراحی مقطع دیوار برای لنگر خمشی خارج از صفحه (*Out-of-Plane Bending Moment*)، برش و کنترل تنش‌های موضعی، و همچنین اتصالات آن‌ها و دیافراگم رابط بین آن‌ها لحاظ می‌شود.

بنابراین طراحی دیوار حائل در مجاورت خاک باید برای نیروی زیر انجام گردد:

$$P_{Ret\ Wall} = P_{active,static} + \Delta P_{dyn} \qquad (۱۴)$$

۷- نحوه اعمال اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی سازه

در خصوص نحوه لحاظ کردن اضافه‌فشار دینامیکی خاک در ترکیب با نیروی زلزله سازه، دستورالعمل صریح و یکپارچه‌ای در آیین‌نامه‌های متداول ارائه نشده است و در بسیاری از پروژه‌ها تصمیم‌گیری بر مبنای قضاوت مهندسی، سطح عملکرد مورد انتظار و نظر طراح انجام می‌شود.

با توجه به اینکه در بسیاری از موارد، نیروی زلزله و اضافه‌فشار دینامیکی خاک در حالت خلاف‌فاز قرار دارند، آیین‌نامه‌ها به‌صراحت ضابطه‌ای برای طراحی المان‌های سازه‌ای غیرمجاور با خاک ارائه نداده‌اند و تنها به طراحی دیوارهای در تماس با خاک برای فشار محرک و اضافه‌فشار دینامیکی خاک اشاره کرده‌اند *[13]* . از طرف دیگر، در سازه‌های کاملاً مدفون، نیروی زلزله و اضافه‌فشار دینامیکی خاک غالباً در حالت هم‌فاز قرار می‌گیرند؛ لذا در این قبیل سازه‌ها، معمولاً اثر اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی سازه اصلی نیز منظور می‌شود .در این زمینه، هرچند آیین‌نامه *ACI 350.3-20 [16]* مربوط به تحلیل و طراحی لرزه‌ای

سازه‌های بتنی مدفونِ نگهدارنده مایعات بوده و مستقیماً برای فشار دینامیکی خاک پشت دیوارهای حائل تدوین نشده است، اما از نظر مفهومی می‌توان از منطق به‌کاررفته در آن برای تعدیل اثرات دینامیکی فشار خاک استفاده نمود.

از آنجا که در طراحی لرزه‌ای سازه اصلی، مجاز به تشکیل مفاصل پلاستیک و بهره‌گیری از رفتار غیرخطی کنترل‌شده است، اثر زلزله سازه با ضریب کاهش پاسخ R تعدیل می‌شود. بنابراین می‌توان اضافه‌فشار دینامیکی خاک را نیز همزمان با اثر زلزله سازه و با در نظر گرفتن ضریب $\frac{I}{R}$ در ترکیب بار وارد نمود. در این صورت، اثر نیروی جانبی لرزه‌ای خاک در طراحی سازه به شکل زیر قابل بیان است [16,23]:

$$P_{Structure} = P_{active,static} + (\Delta P_{dyn})\frac{I}{R} \qquad (۱۵)$$

که در آن:

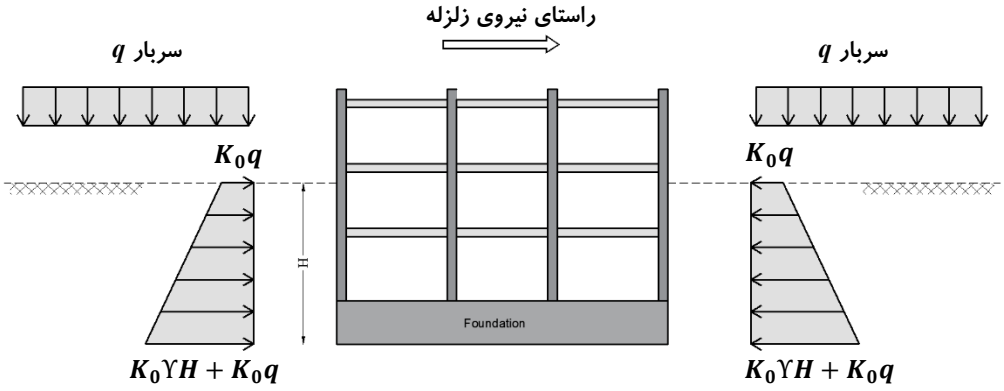
- I: ضریب اهمیت سازه
- R: ضریب رفتار لرزه‌ای سیستم باربر جانبی

لازم به ذکر است این رویکرد مبتنی بر این فرض است که پاسخ دینامیکی دیوار زیرزمین و خاک اطراف آن همزمان با پاسخ غیرخطی سازه اصلی رخ می‌دهد و بخشی از انرژی زلزله از طریق رفتار غیرخطی سیستم سازه‌ای مستهلک می‌شود. با این حال باید توجه داشت که:

- فشار دینامیکی خاک ذاتاً یک پدیده ژئوتکنیکی است و الزاماً به همان میزان مشمول کاهش ناشی از R نمی‌شود.
- در دیوارهای بسیار صلب یا دیوارهای حائل مستقل، اعمال کامل ضریب I/R ممکن است منجر به کاهش بیش از حد تقاضا گردد.
- در طراحی اعضایی که مشمول زلزله تشدیدیافته هستند، اثر زلزله تشدیدیافته باید مبنای طراحی قرار گیرد.
- مطابق آیین‌نامه *ACI-318-25* [24] در طراحی برشی دیوارها، لازم نیست ضرایب تشدید برشی به برش ناشی از فشار خاک اعمال شود.

۸- خلاصه بارگذاری دیوارهای زیرزمین در تماس با خاک

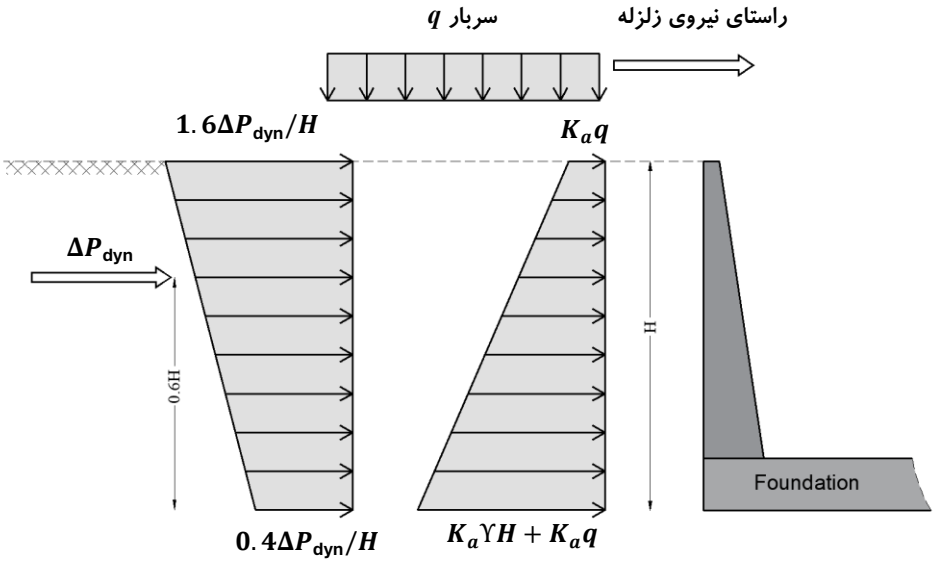
به منظور تسهیل در روند محاسبات، در دیوارهای حائل مقید زیرزمین با ارتفاع محدود (تا حدود ۷ متر یا دو طبقه زیرزمین)، می‌توان از فشار حالت سکون (K_0) به‌جای ترکیب فشار محرک و اضافه‌فشار دینامیکی استفاده نمود. بر اساس نتایج تحقیقات انجام‌شده، در دیوارهایی با این محدوده ارتفاعی، فشار حالت سکون معمولاً تقریب مناسبی از بارهای جانبی را ارائه می‌دهد و می‌توان برای سهولت در تحلیل و طراحی این دیوارها از آن استفاده کرد (مطابق شکل ۷).



شکل ۷- خلاصه بارگذاری فشار خاک در زیرزمین در دیوارهایی با عمق کمتر از ۷ متر و یا دو طبقه زیرزمین

در دیوارهای زیرزمین با عمق بیشتر و یا دیوارهای حائل طره‌ای با هر ارتفاعی، توصیه می‌شود اثر اضافه‌فشار دینامیکی خاک در طراحی لحاظ گردد. بر این اساس، بارگذاری فشار جانبی خاک برای دیوارهای طره‌ای (یا دیوارهای با امکان تغییرشکل جانبی آزاد) مطابق ضوابط بند ۸-۱، و برای دیوارهای حائل مقید در زیرزمین با استفاده از یکی از روش‌های ارائه‌شده در بند ۸-۲ انجام شود:

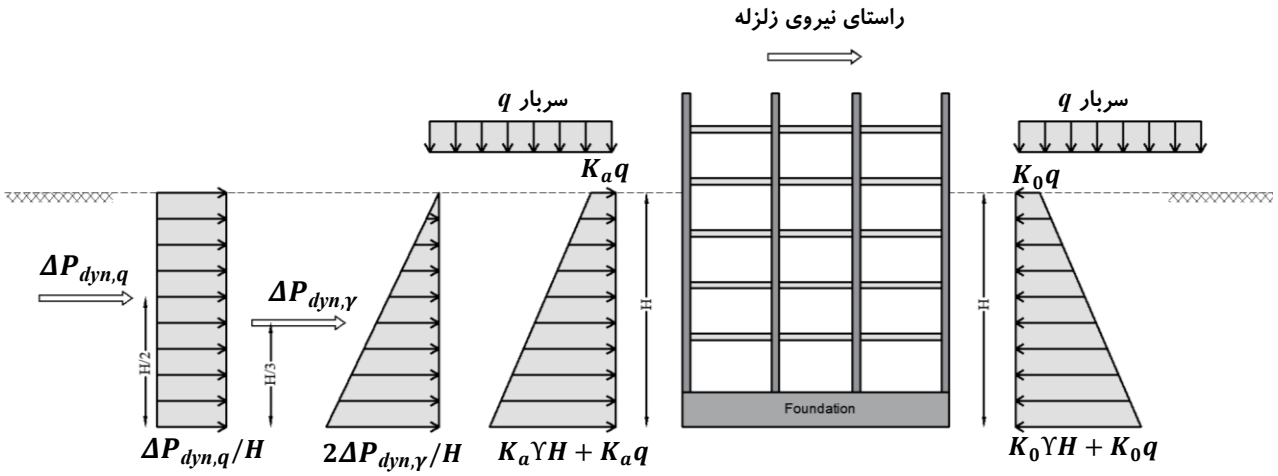
۸-۱- در دیوارهای حائل طره‌ای، فشار خاک شامل فشار فعال رانکین به‌همراه اضافه‌فشار دینامیکی بر اساس روش $M\text{–}O$ کلاسیک است که برآیند اضافه‌فشار دینامیکی در ارتفاع $0.6H$ از پای دیوار اثر می‌کند (مطابق شکل ۸).



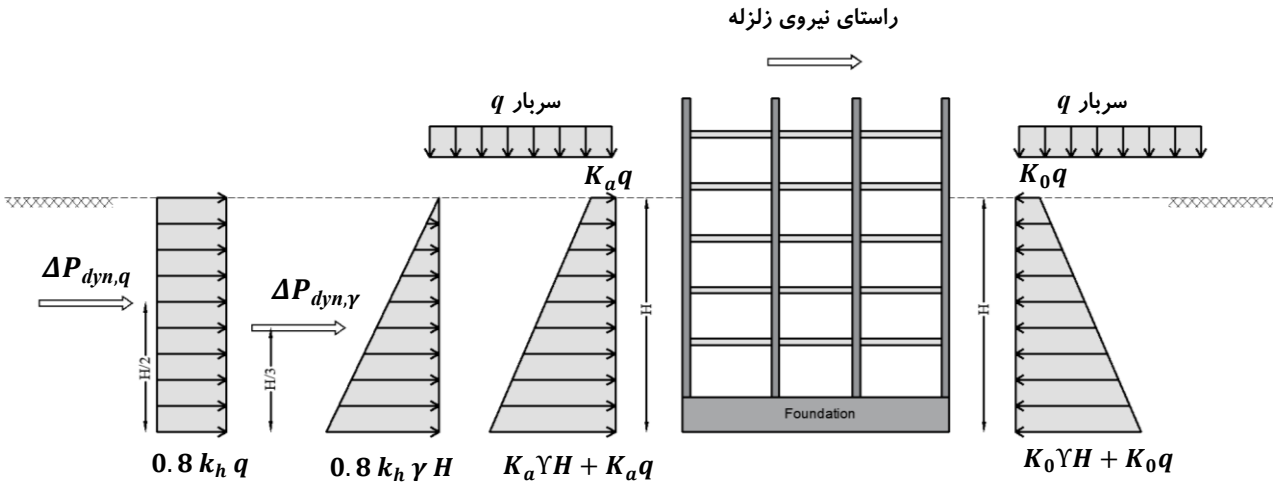
شکل ۸- خلاصه بارگذاری فشار خاک در زیرزمین با روش M-O کلاسیک در دیوارهای طره‌ای یا دیوار با امکان جابه‌جایی

۸-۲- در دیوارهای حائل مقید زیرزمین در سمت موافق جهت زلزله، فشار خاک شامل فشار فعال رانکین به‌همراه اضافه‌فشار دینامیکی بر اساس روش $M\text{–}O$ کلاسیک یا $M\text{-}O$ ساده شده است. در این حالت، محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی خاک $(\Delta P_{dyn,\gamma})$

در ارتفاع $H/3$ از پای دیوار و محل اثر اضافه‌نیروی دینامیکی سربار $(\Delta P_{dyn,q})$ در ارتفاع $0.5H$ از پای دیوار در نظر گرفته می‌شوند (مطابق شکل ۹ یا ۱۰).



شکل ۹- خلاصه بارگذاری فشار خاک در زیرزمین با روش M-O کلاسیک



شکل ۱۰- خلاصه بارگذاری فشار خاک در زیرزمین با روش M-O ساده شده

در جدول‌های ۲ و ۳، نحوه محاسبه فشار خاک استاتیکی، فشار فعال رانکین و اضافه‌فشار دینامیکی خاک برای یک دیوار حائل مقید، با استفاده از دو روش $M\text{–}O$ کلاسیک و $M\text{–}O$ اصلاح‌شده (استاندارد *ASCE-41*) ارائه شده است.

جدول 2: محاسبات فشار جانبی خاک بر دیوارهای حائل بر اساس روش Mononobe - Okabe			
زاویه سطح خاک ریز با افق	β	0	Degree
زاویه اصطکاک داخلی خاک	φ	30	Degree
وزن مخصوص خاک	γ	1.90	Ton/m ^{3}
فشار سربار	q	2.00	Ton/m ^{2}
ارتفاع دیوار (شامل ضخامت فونداسیون)	H	13.58	m
مولفه قائم شتاب زلزله بر شتاب ثقل	K_v	0.00	---
مولفه افقی شتاب زلزله بر شتاب ثقل	K_h	0.19	---
زاویه پای دیوار با خط افق	α	90.00	Degree
زاویه اصطکاک بین خاک و دیوار	δ	20.00	Degree
ضریب فشار سکون	K_0	0.500	---
ضریب فشار محرک رانکین	K_a	0.333	---
نیروی وارد بر طول دیوار در حالت محرک ناشی از خاک (رانکین)	P_a	58.40	Ton/m
زاویه به دست آمده بر حسب Kv و Kh	θ	10.76	Degree
ضریب فشار محرک خاک در هنگام زلزله	K_{ae}	0.444	---
ضریب فشار جانبی اصلاحی برای زلزله قائم	$(1 - K_v) K_{ae}$	0.444	---
ضریب فشار محرک کولمب	K_a	0.297	---
نیروی وارد بر طول دیوار در حالت محرک ناشی از خاک (کولمب)	P_a	52.1	Ton/m
نیروی موثر بر واحد طول دیوار در هنگام زلزله ناشی از خاک	P_{ae}	77.8	Ton/m
اضافه نیروی دینامیک ناشی از خاک	$\Delta P_{dyn,\gamma}$	25.71	Ton/m
اضافه نیروی دینامیک ناشی از سربار	$\Delta P_{dyn,q}$	3.99	Ton/m

فشار خاک در حالت سکون			
مقدار فشار بالای دیوار در حالت سکون	k_{top}	1.00	Ton/m ^{2}
مقدار فشار پایین دیوار در حالت سکون	k_{bot}	13.90	Ton/m ^{2}

اضافه‌فشار لرزه‌ای خاک			
مقدار اضافه‌فشار لرزه‌ای در بالای دیوار	p_{top}	0.29	Ton/m ^{2}
مقدار اضافه‌فشار لرزه‌ای در پایین دیوار	p_{bot}	4.08	Ton/m ^{2}

توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار حایل با روش M-O کلاسیک				
Z points (m)	Z mid point (m)	At Rest Pressure	Active Pressure	M-O Dyn. Pressure
		Ton/m ^{2}	Ton/m ^{2}	Ton/m ^{2}
0.00	0.53	1.50	1.00	0.44
-1.06	2.12	3.01	2.01	0.88
-3.18	3.66	4.47	2.98	1.31
-4.13	4.61	5.37	3.58	1.58
-5.08	5.56	6.28	4.18	1.84
-6.03	6.54	7.21	4.81	2.12
-7.04	7.55	8.17	5.45	2.40
-8.06	8.57	9.14	6.09	2.68
-9.08	9.66	10.18	6.78	2.99
-10.24	10.83	11.28	7.52	3.31
-11.41	12.00	12.40	8.26	3.64
-12.58	13.08	13.43	8.95	3.94
-13.58				

جدول 3: محاسبات فشار جانبی خاک بر دیوارهای حائل بر اساس روش Mononobe - Okabe اصلاح شده			
زاویه سطح خاک ریز با افق	β	0	Degree
زاویه اصطکاک داخلی خاک	φ	30	Degree
وزن مخصوص خاک	γ	1.90	Ton/m ^{3}
فشار سربار	q	2.00	Ton/m
ارتفاع دیوار (شامل ضخامت فونداسیون)	H	13.58	m
مولفه قائم شتاب زلزله بر شتاب ثقل	K_v	0.00	---
مولفه افقی شتاب زلزله بر شتاب ثقل	K_h	0.19	---
ضریب فشار سکون	K_0	0.500	---
ضریب فشار محرک رانکین	K_a	0.333	---
اضافه نیروی دینامیک ناشی از خاک	$\Delta P_{dyn,\gamma}$	26.63	Ton/m
اضافه نیروی دینامیک ناشی از سربار	$\Delta P_{dyn,q}$	4.13	Ton/m

فشار خاک در حالت سکون			
مقدار فشار بالای دیوار در حالت سکون	k_{top}	1.00	Ton/m ^{2}
مقدار فشار پایین دیوار در حالت سکون	k_{bot}	13.90	Ton/m ^{2}

اضافه‌فشار لرزه‌ای خاک			
مقدار اضافه‌فشار لرزه‌ای در بالای دیوار	p_{top}	0.30	Ton/m ^{2}
مقدار اضافه‌فشار لرزه‌ای در پایین دیوار	p_{bot}	4.23	Ton/m ^{2}

توزیع فشار خاک در ارتفاع دیوار حایل با روش M-O اصلاح شده (رابطه ASCE-41)				
Z points (m)	Z mid point (m)	At Rest Pressure	Active Pressure	ASCE-41 Dyn. Pres.
		Ton/m 2	Ton/m 2	Ton/m 2
0.00	0.53	1.50	1.00	0.46
-1.06	2.12	3.01	2.01	0.92
-3.18	3.66	4.47	2.98	1.36
-4.13	4.61	5.37	3.58	1.63
-5.08	5.56	6.28	4.18	1.91
-6.03	6.54	7.21	4.81	2.19
-7.04	7.55	8.17	5.45	2.48
-8.06	8.57	9.14	6.09	2.78
-9.08	9.66	10.18	6.78	3.09
-10.24	10.83	11.28	7.52	3.43
-11.41	12.00	12.40	8.26	3.77
-12.58	13.08	13.43	8.95	4.08
-13.58				

۹- تعریف الگوهای بار برای اعمال فشار جانبی خاک در نرم‌افزار

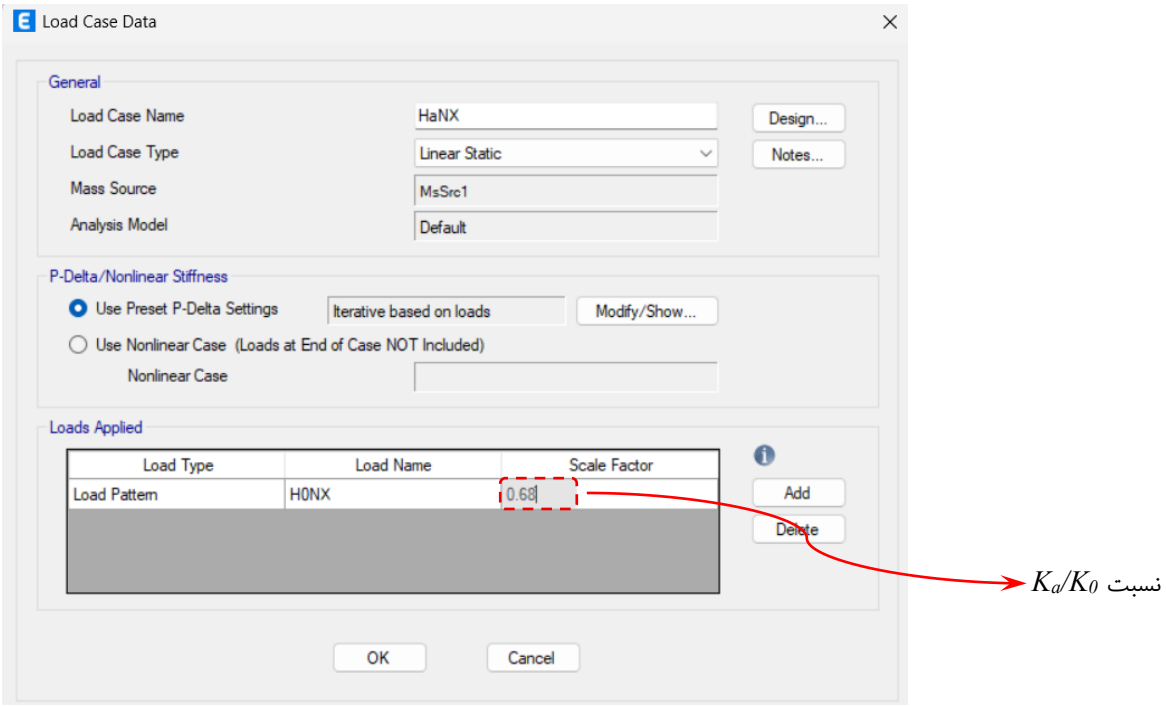
در تعریف الگوهای بار (*Load Pattern*) در نرم‌افزار لازم است بارهای مربوط به فشار جانبی خاک شامل فشار سکون خاک (*H0PX, H0NX, H0PY, H0NY*)، فشار محرک رانکین (*HaPX, HaNX, HaPY, HaNY*) و اضافه‌فشار دینامیکی ناشی از زلزله (*HEPX, HENX, HEPY, HENY*) در نظر گرفته شوند.

با توجه به اینکه بین فشار سکون و فشار محرک خاک رابطه مشخصی بر اساس نسبت ضرایب فشار جانبی خاک وجود دارد (K_a/K_0)، در مدل‌سازی حاضر تنها فشار سکون خاک و اضافه‌فشار دینامیکی به صورت مستقیم در نرم‌افزار تعریف و اعمال می‌گردد و فشار محرک رانکین بر اساس نسبت (K_a/K_0) به‌طور خودکار توسط نرم‌افزار از فشار سکون محاسبه شده و در ترکیبات بارگذاری لحاظ می‌شود. در شکل ۱۱ بارهای تعریف شده در *Load Pattern* نرم‌افزار نمایش داده شده است.



شکل ۱۱- تعریف Load Pattern در نرم‌افزار

همچنین مطابق شکل ۱۲، به منظور اعمال خودکار فشار محرک رانکین در نرم‌افزار، در بخش *Load Case* ضریب (K_a/K_0) برای حالات بار $HaPX$، $HaNX$، $HaPY$ و $HaNY$ تعریف شده است. در این حالت با اعمال فشار خاک در حالت سکون (K_0)، نرم‌افزار قادر خواهد بود فشار محرک رانکین (K_a) را بر اساس نسبت (K_a/K_0) به‌طور خودکار محاسبه و در تحلیل سازه منظور نماید.

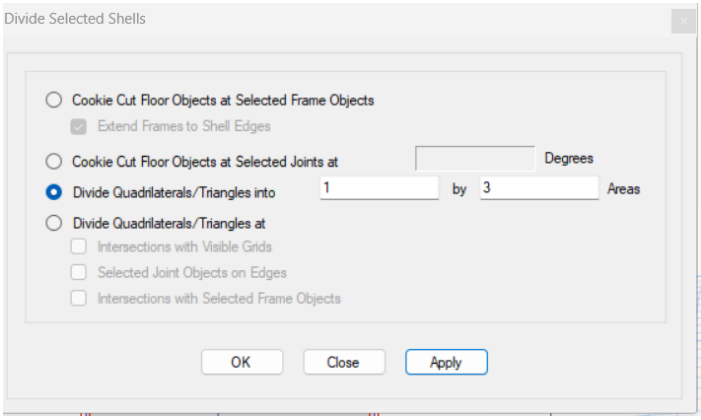


شکل ۱۲- تعریف $HaPX$ بر حسب $H0PX$

۱۰- اعمال فشار جانبی خاک در نرم‌افزار

به منظور اعمال صحیح فشار جانبی خاک در مدل، ابتدا لازم است دیوارهای حائل در امتداد ارتفاع به صورت دستی مش‌بندی شوند. بدین منظور پس از انتخاب دیوارهای مورد نظر، می‌توان از مسیر *Edit> Divide Shell* اقدام به تقسیم‌بندی (*Mesh*) دیوارها نمود (شکل ۱۳).

توصیه می‌شود مش‌بندی به گونه‌ای انجام شود که ارتفاع قائم قطعات ایجاد شده از حدود ۱ متر بیشتر نباشد تا امکان اعمال دقیق‌تر توزیع فشار جانبی خاک در ارتفاع دیوار فراهم گردد.



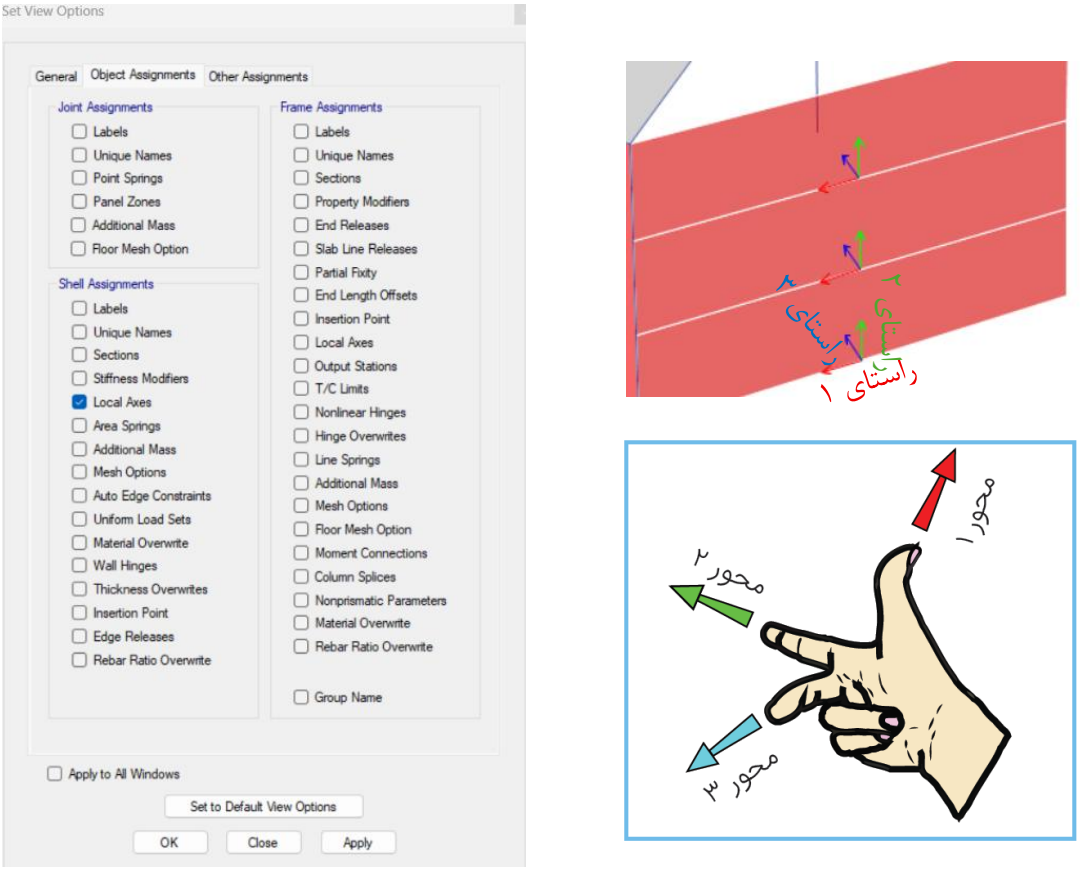
شکل ۱۳- مش بندی دیوارها

پس از انجام مش‌بندی بر اساس ارتفاع متوسط هر المان دیوار، فشار جانبی خاک در حالت سکون و همچنین اضافه‌فشار دینامیکی به دیوارها اعمال می‌گردد. لازم به ذکر است که این بارها برای دیوارهایی که در راستای محور *X* قرار دارند در جهت *Global Y* و برای دیوارهایی که در راستای محور *Y* قرار دارند در جهت *Global X* به دیوارها اعمال می‌شوند.

۱۱- دیوارهای مورب

در صورتی‌که راستای دیوار نسبت به محورهای اصلی سازه دارای زاویه‌ای بیش از ۱۵ درجه باشد، اثر فشار جانبی خاک باید در هر دو راستای اصلی *X* و *Y* اعمال شود. در این حالت، فشارهای جانبی متناظر با هر راستا محاسبه شده و پس از تصویرکردن نیروها بر راستای عمود بر صفحه دیوار، مؤلفه‌های عمود بر دیوار به‌عنوان فشار جانبی به دیوار اعمال می‌شوند. بنابراین، برای لحاظ صحیح اثر فشار خاک، اعمال فشار جانبی خاک در هر دو راستای *X* و *Y* در مدل سازه‌ای لازم می‌باشد. در صورتیکه راستای دیوار نسبت به محورهای اصلی سازه دارای زاویه‌ای کمتر از ۱۵ درجه باشد می‌توان برای اعمال صحیح فشار خاک از مختصات محلی (*Local Axis*) المان استفاده کرد. بدین منظور می‌توان مطابق شکل ۱۴، از بخش *Set Display Options* گزینه *Local Axis* مربوط به المان‌های *Shell* را فعال نمود.

در محیط نرم‌افزار، محور قرمز رنگ همواره نشان‌دهنده راستای ۱ است و راستاهای ۲ و ۳ بر اساس قانون دست راست تعیین می‌شوند که مطابق شکل۱۴ قابل تشخیص هستند. به عنوان مثال در شکل ۱۴ با توجه به راستای محورهای محلی، فشار خاک باید در راستای محلی ۳ *(Local Axis 3)* اعمال گردد.



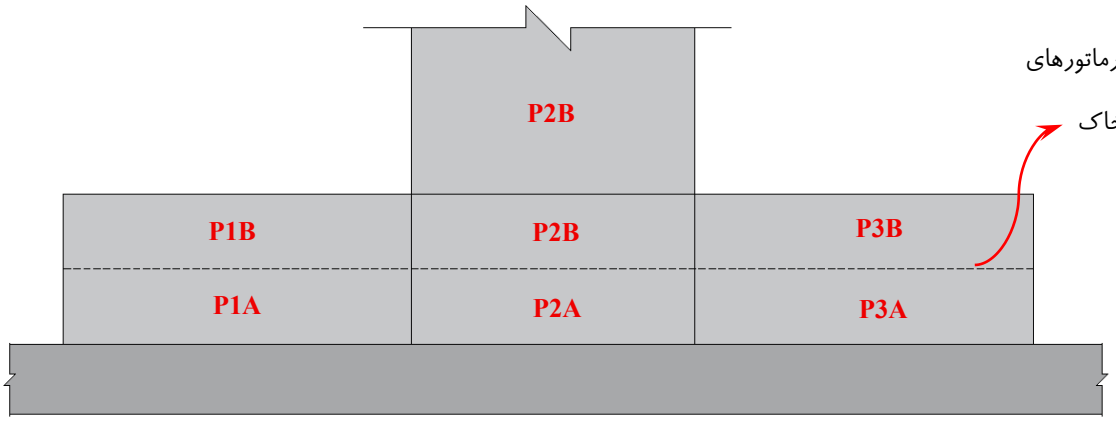
شکل ۱۴- مشاهده راستای محلی در المان Shell دیوار

۱۲- طراحی دیوارهای حائل با نرم‌افزار

۱۲-۱- طراحی آرماتورهای عمودی دیوار با نرم‌افزار

طراحی آرماتورهای عمودی دیوار در وجه مجاور خاک معمولاً توسط نرم‌افزار به‌درستی انجام می‌شود. با این حال، برای طراحی صحیح آرماتورهای عمودی وجه داخلی دیوار، یعنی وجه مخالف خاک، لازم است دیوار در ناحیه میانی ارتفاع خود، که محل محتمل وقوع لنگر حداکثر در وجه داخلی است، با دو نام *Pier* مجزا تعریف گردد تا امکان کنترل خمش در مقطع بحرانی متناظر با هر وجه فراهم شود (شکل۱۵). همچنین در صورت وجود بازشو در دیافراگم متصل به دیوار حائل (مانند کنار راه پله و آسانسور) توصیه می‌گردد کل قسمت با یک نام جدا طراحی گردد تا اثرات موضعی فشار خاک در طراحی این دیوارها با دقت بیشتری در نظر گرفته شود.

از آنجا که آرماتورهای عمودی در وجه داخلی دیوار معمولاً بر اساس لنگر حداکثر در ناحیه میانی دهانه یا ارتفاع دیوار طراحی می‌شوند، تعریف مقطع بحرانی مناسب در نرم‌افزار برای این کنترل ضروری است. عدم تفکیک مناسب *Pier* ها ممکن است منجر به عدم طراحی صحیح آرماتورها در وجه داخلی دیوار توسط نرم‌افزار شود.



شکل ۱۵- نحوه نامگذاری دیوارهای حائل

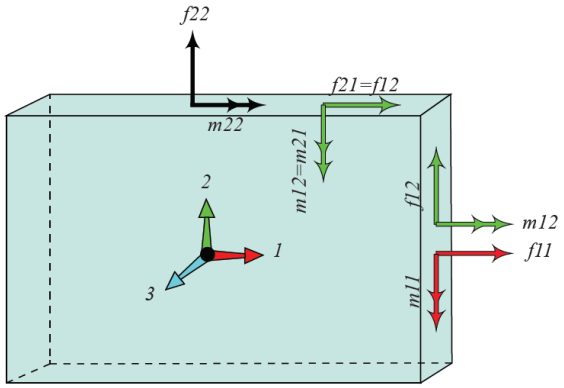
۱۲-۲- طراحی آرماتورهای افقی دیوار با نرم‌افزار

نرم‌افزار *ETABS* معمولاً قابلیت طراحی مستقیم آرماتورهای افقی دیوار حائل برای لنگر خمشی خارج از صفحه ناشی از فشار جانبی خاک را ندارد؛ بنابراین طراحی این آرماتورها را می‌توان با محاسبات دستی و بر اساس نتایج تحلیل انجام داد.

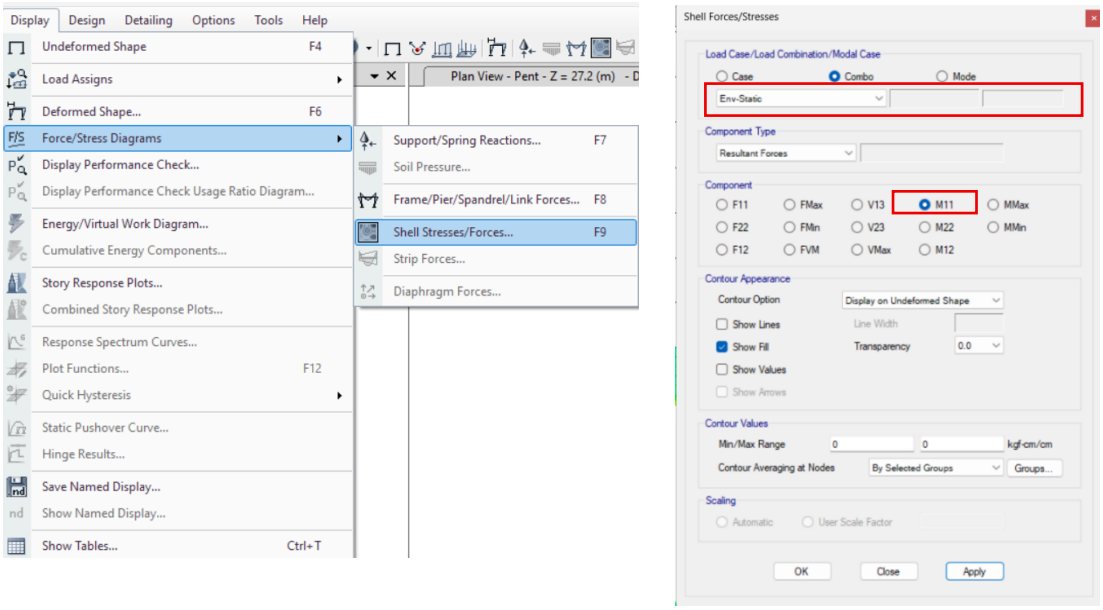
برای طراحی آرماتور افقی ناشی از لنگر خارج از صفحه، می‌توان یک ترکیب بار یا حالت بارگذاری مناسب، نظیر ترکیب بار *Push*، تعریف نمود و تحت این ترکیب بار، حداکثر مقدار لنگر خمشی خارج از صفحه دیوار را از نتایج المان‌های پوسته‌ای استخراج کرد. لازم است قبل از استفاده از نتایج m_{11}، جهت محورهای محلی المان‌های دیوار کنترل شود تا اطمینان حاصل گردد که مؤلفه استخراج‌شده واقعاً متناظر با لنگر خارج از صفحه و طراحی آرماتور افقی دیوار است.

در شکل ۱۶، دستگاه مختصات محلی المان *Shell* و ارتباط آن با راستاهای نیروهای داخلی، شامل نیرو در واحد طول f_{11}، f_{22} و f_{12}، و همچنین لنگرهای خمشی در واحد طول m_{11}، m_{22} و m_{12}، ارائه شده است. توجه شود که در نرم‌افزار *ETABS*، نام‌گذاری دقیق نیروها و لنگرهای داخلی باید مطابق قرارداد محورهای محلی تعریف‌شده برای المان *Shell* کنترل شود؛ زیرا جهت محورهای محلی ۱ و ۲ مستقیماً بر تفسیر آرماتورهای موردنیاز اثر می‌گذارد.

به‌صورت پیش‌فرض و بدون چرخش محورهای محلی، معمولاً مقدار حداکثر m_{11} یا مؤلفه متناظر با خمش موردنظر، مبنای طراحی آرماتور افقی قرار می‌گیرد (شکل ۱۷). همچنین با توجه به رویکرد نرم‌افزار و استفاده از تئوری *Wood-Armer* در محاسبه آرماتورهای دال‌ها و المان‌های سطحی توصیه می‌شود مقدار $m_{11} + |m_{12}|$ ملاک عمل طراحی آرماتورهای افقی دیوار قرار گیرد.

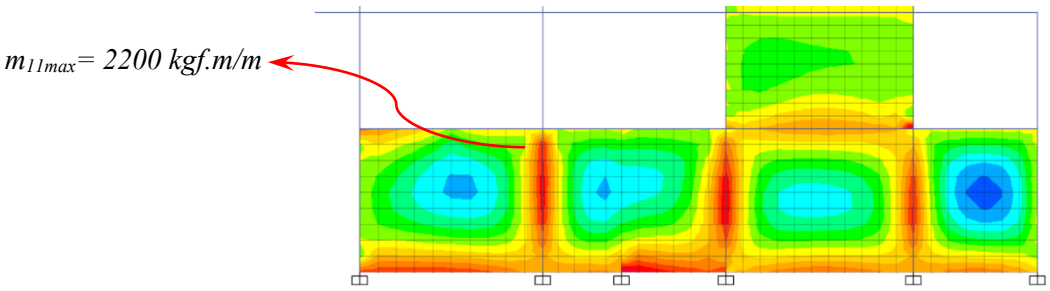


شکل ۱۶- تعریف پارامترهای f_{11}، f_{22}، f_{12}، m_{11}، m_{22}و m_{12} در المان سطحی در نرم‌افزار ETABS



شکل ۱۷- تنظیمات نرم‌افزار جهت مشاهده لنگر خمشی دیوارهای حائل

در یک مثال موردی کانتور لنگر m_{11} در شکل ۱۸ نمایش داده شده است.



شکل ۱۸- حداکثر مقدار لنگر m_{11} در یک مثال موردی

حداکثر لنگر $m_{11} = 2200\ kgf.m/m$ محاسبه شده و لنگر m_{12} متناظر در این نقطه برابر با $470\ kgf.m/m$ می‌باشد. لذا $m_{11} + |m_{12}| = 2670\ kgf.m/m$ بوده و در نتیجه لنگر طراحی در واحد طول دیوار برابر با $2670\ kgf.m/m$ در نظر گرفته می‌شود. با توجه به ضخامت ۳۰ سانتی‌متری دیوار و با فرض اینکه آرماتور افقی دیوار $Ø12@20cm$ باشد طراحی خمشی برای این مقطع به صورت زیر انجام می‌شود:

$$use\ Ø12@20cm \rightarrow A_s = 5 \times 1.13 = 5.65cm^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5.65 \times 3400}{0.85 \times 250 \times 100} = 0.9cm$$

$$ØM_n = ØA_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 5.65 \times 3400 \times \left(25 - \frac{0.9}{2}\right) = 4244\ kgf.m/m$$

$$ØM_n \geq M_{u,max}$$

بنابراین در مثال فوق، آرماتور افقی تعبیه شده پاسخگوی لنگر خارج از صفحه ناشی از فشار خاک دیوار می‌باشد. در مواردی که تعداد زیرزمین‌ها زیاد است، با توجه به میزان قابل توجه فشار جانبی خاک، معمولاً طراحی آرماتور افقی تعیین‌کننده است.

لازم به ذکر است در هر صورت، مقدار آرماتور افقی بدست آمده از روش فوق، نباید کمتر از مقدار لازم برای تحمل برش و آرماتور حداقل دیوار در نظر گرفته شود.

۱۲-۳- مدل‌سازی المان ستونی در مجاورت دیوارهای حائل

با توجه به نحوه مدل‌سازی هم‌زمان المان‌های خطی و سطحی در نرم‌افزار و هم‌پوشانی این المان‌ها در ناحیه زیر تراز پایه، لازم است تمهید مناسبی برای جلوگیری از محاسبه دوباره سختی در المان‌های ستونی (*Frame*) و المان سطحی (*Shell*) اتخاذ شود. در غیر این صورت، هم‌پوشانی سختی المان‌های ستونی و المان سطحی می‌تواند به برآورد نادرست سختی خارج از صفحه‌ی مجموعه المان دیوار و ستون و در نتیجه به توزیع غیرواقعی لنگرهای خارج از صفحه منجر شود. ازاین‌رو، توصیه می‌شود اثر این هم‌پوشانی در مدل‌سازی و تحلیل به‌نحو مناسبی کنترل و اصلاح گردد تا دیاگرام لنگر حاصل در دیوار حائل، انطباق بیشتری با رفتار واقعی سازه داشته باشد.

در این راستا، به‌منظور نزدیک‌تر شدن رفتار مدل به رفتار واقعی سازه و رفع این هم‌پوشانی در فرآیند تحلیل توصیه می‌شود از یکی از دو روش زیر استفاده گردد:

۱. **مدل‌سازی المان ستونی با المان سطحی:** المان‌های ستونی مدفون در دیوار حائل در ترازهای زیر تراز پایه، به‌طور کامل با المان‌های سطحی (*Shell*) مدل‌سازی شوند تا از ایجاد هم‌پوشانی المان خطی و المان سطحی جلوگیری شود.

۲. **اصلاح ضرایب سختی:** سختی محوری و خمشی المان‌های خطی (*Frame*) متناظر با ابعاد هندسی و میزان هم‌پوشانی با دیوار حائل، با اعمال ضرایب کاهنده مناسب در نرم‌افزار اصلاح شود، تا سختی مجموعه به درستی تخمین زده شود.

۱۳- مراجع

1- Mikola, R. G., and Sitar, N., Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesionless Soils, Report No. UCB/GT 13-01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, March 2013.

2- Agusti, G. C., and Sitar, N., Seismic Earth Pressures on Retaining Structures in Cohesive Soils, Report No. UCB/GT 13-02, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, August 2013.

3- Structural Engineers Association of California (SEAOC), SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations, Sacramento, California, 2019.

4- American Society of Civil Engineers (ASCE), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-23, Reston, Virginia, 2023.

5- Okabe, S., "General Theory of Earth Pressure," Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Vol. 12, No. 1, pp. 123–134, 1926.

6- Wood, J. H., Earthquake-Induced Soil Pressures on Structures, Report No. EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1973.

7- Seed, H. B., and Whitman, R. V., "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads," Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 103–147, 1970.

8- Ostadan, F., "Seismic Soil Pressure for Building Walls: An Updated Approach," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, Nos. 7–10, pp. 785–793, 2005.

9- Wagner, N., and Sitar, N., "On Seismic Response of Stiff and Flexible Retaining Structures," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 91, pp. 284–293, 2016.

10- Federal Emergency Management Agency (FEMA), NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-750, Washington, D.C., 2009.

11- National Institute of Standards and Technology (NIST), Soil-Structure Interaction for Building Structures, NIST GCR 12-917-21, Gaithersburg, Maryland, 2012.

12- Wood, J. H., "Earthquake Design Pressures from Soil Interaction on Building Basement Walls," Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 57, No. 4, pp. 205–222, 2024.

13- American Society of Civil Engineers (ASCE), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-17, Reston, Virginia, 2017.

14- American Society of Civil Engineers (ASCE), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-22, Reston, Virginia, 2022.

۱۵- وزارت راه و شهرسازی، مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان: ژئوتکنیک و مهندسی پی، ویرایش چهارم، ۱۴۰۰.

16- American Concrete Institute (ACI), Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-20) and Commentary, ACI Committee 350, Farmington Hills, Michigan, 2021.

17- Christopher, B. R., and Elias, V., Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes: Design and Construction Guidelines, Report No. FHWA-SA-96-071, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C., 1997.

۱۸- سازمان برنامه و بودجه کشور، راهنمای طراحی دیوارهای حائل، ضابطه شماره ۳۰۸، ۱۳۹۶.

۱۹- مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، *استاندارد ۲۸۰۰ ایران: آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله*، ویرایش پنجم، ۱۴۰۴.

20- Lew, M., Sitar, N., Al Atik, L., Pourzanjani, M., and Hudson, M. B., "Seismic Earth Pressures on Deep Building Basements," Proceedings of the SEAOC 2010 Convention, Structural Engineers Association of California (SEAOC), 2010.

21- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 10th Edition, Washington, D.C., 2024.

۲۲- وزارت راه و شهرسازی، *مبحث ششم مقررات ملی ساختمان: بارهای وارد بر ساختمان*، ویرایش چهارم، ۱۳۹۸.

۲۳- شهرداری شیراز، اداره کل کنترل و نظارت، کارگروه سازه، *حالات و ترکیب‌های بار در ساختمان‌های متعارف*، نشریه شماره ۱۰۲-۰۳، ۱۴۰۳.

24- American Concrete Institute (ACI), Building Code for Structural Concrete—Code Requirements and Commentary, ACI CODE-318-25, ACI Committee 318, Farmington Hills, Michigan, 2025.