مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۹، شماره‌ی ۱، ص. ۳-۱۳

Original Article

تعیین ضریب شبه استاتیکی خاک میخکوبی شده در آبرفت‌های شهر تهران براساس سطوح عملکرد لرزه‌یی

علی کمک‌پناه* (دانشیار)
مجید یزداندوست (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

در این تحقیق در راستای اصلاح روش شبه استاتیکی بر مبنای عملکرد لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده، سعی شده است تا ضریب شبه استاتیکی به‌منزله‌ی تابعی از پارامترهای اصلی زلزله نظیر دوره‌ی تناوب غالب و ویژگی‌های هندسی نظیر ارتفاع سازه معرفی شود. به‌منظور انتخاب ضریب شبه استاتیکی متناسب با شرایط لرزه‌یی و هندسی مشخص، از برابر قراردادن عملکرد لرزه‌یی سیستم میخکوبی در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه در دو حالت دینامیکی و شبه استاتیکی استفاده شده است و در انتها ضریب شبه استاتیکی به‌منزله‌ی تابعی از دوره‌ی تناوب غالب، ارتفاع سازه، و سطح عملکرد معرفی می‌شود. نتایج حاصله بیانگر تأثیر چشم‌گیر ارتفاع سازه و دوره‌ی تناوب غالب زلزله بر ضریب شبه استاتیکی است، به‌گونه‌یی که افزایش ارتفاع با کاهش ضریب شبه استاتیکی همراه بوده است و بیشترین ضریب شبه استاتیکی و عمده‌ی تغییرات آن در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم حاصل می‌شود.

واژگان کلیدی: خاک میخکوبی‌شده، عملکرد لرزه‌یی، ضریب شبه استاتیکی.

a-panah@modares.ac.ir
mj.yazdandoust@modares.ac.ir

۱. مقدمه

میخکوبی خاک شامل تسلیح و مقاوم‌سازی خاک در محل با نصب میلگردهای فولادی به واسطه‌ی حفاری و تزریق گروت[1] اطراف میلگردها در یک شیب یا گودبرداری، هم‌زمان با ساخت از بالا به پایین است (شکل ۱). مفهوم پایه‌یی میخکوبی شامل تسلیح خاک توسط اعضاء کششی (میخ‌ها)، فاصله‌گذاری دقیق برای ایجاد درجای یک سازه‌ی ثقلی یک‌پارچه و درنتیجه افزایش مقاومت برشی خاک محل و محدودساختن تغییرمکان‌هاست. مکانیزم انتقال بار بین میخ‌ها و خاک تا حد ظرفیت از جا درآمدگی نهایی[2]، به پارامترهای بسیاری نظیر شیوه‌ی نصب، روش تزریق و حفاری، فشار تزریق، اندازه و شکل مسلح‌کننده، مشخصات هندسی خاک محل (خصوصاً چگالی نسبی خاک یا نسبت پیش‌تحکیمی)، نفوذپذیری خاک و مشخصه‌های مقاومت برشی خاک بستگی دارد.[۱و۲]

افزایش شکل‌پذیری سیستم خاک میخکوبی‌شده نسبت به سایر روش‌های مسلح‌سازی توده‌ی خاک، موجب شده است که این سیستم تجارب لرزه‌یی مناسبی در کارنامه‌ی خود به همراه داشته باشد. توجه به این امر سبب شده است تا نیاز بیشتری به شناسایی پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌یی این سازه‌ها از سوی پژوهشگران احساس شود، لذا مطالعاتی در این راستا انجام شده است که می‌توان به آن‌ها اشاره کرد.

در سال ۱۹۹۳ با انجام آزمایش‌های سانتریفیوژ دینامیکی بر روی مدل‌های میخکوبی‌شده، محتمل‌ترین مکانیزم گسیختگی شامل ۲ بلوک لغزنده و ۳ سطح گسیختگی تحت لرزش‌های قوی نشان داده شد. سطح گسیختگی اول در پشت میخ‌ها از بالا به پایین تشکیل می‌شود، سطح دوم از انتهای میخ‌های ردیف پایین شروع می‌شود و از پنجه‌ی دیوار عبور می‌کند، و سطح سوم از سطح زمین شروع می‌شود و تا محل اتصال دو سطح قبلی ادامه دارد که این مکانیزم در تمامی آزمایش‌ها دیده می‌شود (شکل ۲).[۳]

همچنین در پژوهشی دیگر (۱۹۹۳) با انجام آزمایش‌های سانتریفیوژ دینامیکی به مطالعه‌ی اثر طول میخ‌ها بر عملکرد لرزه‌یی سیستم میخکوبی پرداخته شد، و این نتیجه به‌دست آمد که میخ‌های طویل‌تر باعث پایداری بیشتر در بارگذاری لرزه‌یی می‌شوند، به‌گونه‌یی که مدل‌های با نسبت $L/H \geq ۰/۶$ (H ارتفاع شیب و L طول میخ‌هاست) تحت بارگذاری سیکلی عملکرد بسیار خوبی از خود نشان داده‌اند.[۴و۵]

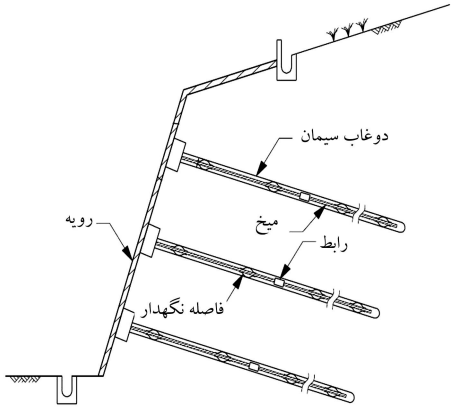
در سال ۱۹۹۶، روشی برای تحلیل شبه دینامیکی شیب‌های میخکوبی‌شده ارائه شد که با مقایسه‌ی آن با روش شبه استاتیکی این نتیجه به‌دست آمد که فقط برای ضرایب شتاب افقی زلزله‌ی کمتر از ۰/۲ می‌توان از روش شبه استاتیکی استفاده کرد و برای مقادیر بزرگ‌تر باید از روش شبه دینامیکی استفاده کرد.[۶]

در سال ۱۹۹۹ نیز بر روی یک دیوار میخکوبی‌شده‌ی در حین ساخت در فلتن[3]

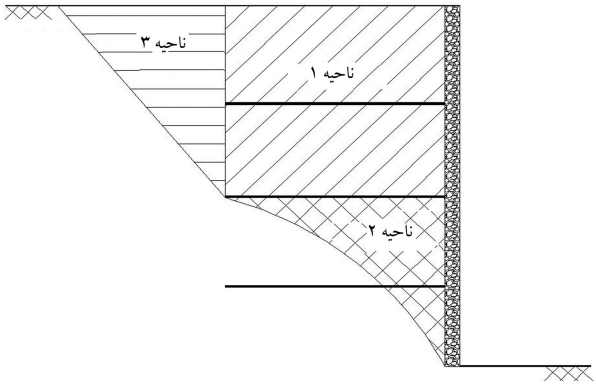
---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۲/۴، اصلاحیه ۱۳۹۰/۲/۱۴، پذیرش ۱۳۹۰/۶/۲۶.



شکل ۱. مقطع عرضی از یک سیستم خاک میخکوبی‌شده.



شکل ۲. مکانیزم گسیختگی در آزمایش سانتریفیوژ دینامیکی.

به‌واسطه‌ی ابزارگذاری نشان داده شد که بیشترین سهم باربری مربوط به میخ‌های واقع‌شده در ارتفاع میانی دیوار است.[۷]

در سال ۱۹۹۷ با گسترش روش تنش خدمت، روشی برای تحلیل لرزه‌یی شبه استاتیکی ارائه شد،[۸] که در آن اثر بارگذاری لرزه‌یی بر روی مکان و مقدار بیشینه‌ی کشش تجهیزشده در میخ‌ها در شرایط تنش خدمت بررسی شد. طبق نتایج این روش، اضافه‌کردن نیروی دینامیکی اضافی حاصل از فشار جانبی خاک پشت سطح گسیختگی باعث تخمین بیش از واقعیت نیروهای کششی در میخ‌ها خواهد شد. همچنین در این روش برای نشان‌دادن هر دو عامل شتاب و بسامد در اعمال نیروی اینرسی در تحلیل شبه استاتیکی از مدل ساده‌ی جرم و فنر استفاده و با صرف‌نظر از عامل میرائی، رابطه‌ی ۱ برای انتخاب ضریب زلزله برای تحلیل شبه استاتیکی ارائه شد:

$$k_h = \left(۰٫۵ \Big/ ۱ - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^{۲} \right)^{۰٫۵} \times \left[\frac{a}{g}\right] \qquad (۱)$$

که در آن، k_hضریب شبه استاتیکی، a شتاب زلزله‌ی طرح، ω بسامد بارگذاری و ω_n بسامد طبیعی سازه است.[۹و۱۰]

در آزمایش‌های میز لرزان (۲۰۰۵) بر روی ۵ مدل با شیب‌های متفاوت برای بررسی اثرات زاویه، طول میخ‌ها و همچنین تأثیر بسامد لرزش بر مقاومت لرزه‌یی و مکانیزم گسیختگی، شیب‌های میخکوبی‌شده در لرزش‌های قوی رفتار انعطاف‌پذیر از خود نشان دادند؛ به‌طوری که تأثیر زاویه‌ی میخ‌ها بر روی جابجائی‌ها چشم‌گیر و بر روی مقاومت لرزه‌یی شیب‌ها، بسیار اندک بود. همچنین مشاهده شد که افزایش طول میخ‌ها پایداری لرزه‌یی را افزایش و در لرزش‌های قوی جابجائی‌ها را کاهش می‌دهد. سطح گسیختگی توده نیز تقریباً دو خطی گزارش شده است و بیرون کشیده‌شدن پایین‌ترین میخ موجب گسیختگی سازه می‌شود.[۱۱]

۲. انتخاب ضریب شبه استاتیکی به‌صورت تابعی از پارامترهای عملکرد لرزه‌یی

صرف زمان زیاد و هزینه‌ی نسبتاً بالای تحلیل‌های دینامیکی سبب شده است تا تحلیل شبه استاتیکی به‌منزله‌ی روشی معادل برای تحلیل دینامیکی مطرح شود. وابستگی نتایج تحلیل‌های دینامیکی به عملکرد لرزه‌یی سازه، متأثربودن عملکرد لرزه‌یی سازه‌های ژئوتکنیکی از پارامترهای زلزله، پارامترهای ژئوتکنیکی و هندسه‌ی سازه و لحاظ‌نکردن پارامترهای مذکور در تحلیل شبه استاتیکی، سبب کاهش دقت تحلیل و ارائه‌ی نتایجی دور از واقعیت شده است.

لذا در راستای اصلاح این ضعف و لحاظ‌کردن اثر عملکرد لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده در روش شبه استاتیکی، تعریف ضریب شبه استاتیکی به‌منزله‌ی تابعی از پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌یی سیستم اجتناب ناپذیر است (رابطه‌ی ۲).

$$k_h = f(a_{\max}, T, t, f_s, H, L, S_H, S_V, ...) \qquad (۲)$$

که در آن، k_h ضریب شبه استاتیکی، a شتاب زلزله‌ی طرح، T دوره‌ی تناوبی بارگذاری و t مدت زمان زلزله، f_s پارامترهای ژئوتکنیکی سیستم، H ارتفاع سازه، L طول میخ‌ها، S_H, S_V فاصله‌های میخ‌ها و... است.

این در حالی است که در تمامی روش‌های متداول و توصیه‌شده در آیین‌نامه‌های معتبر، ضریب شبه استاتیکی فقط به‌منزله‌ی تابعی از شتاب بیشینه تعریف شده است (رابطه‌ی ۳) که این امر از صحت و واقعیت نتایج به‌دست‌آمده می‌کاهد.[۲]

$$k_h = \left[۱٫۴۵ - \frac{a_{\max}}{g} \right] \qquad (۳)$$

به منظور تعریف ضریب شبه استاتیکی به‌منزله‌ی تابعی از پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌یی و با توجه به نقش تأثیرگذار شرایط هندسی سازه و پارامترهای بارگذاری لرزه‌یی بر رفتار لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده، بررسی میزان تأثیر پارامترهای مؤثر بر عملکرد لرزه‌یی این سیستم بر ضریب شبه استاتیکی، با انتخاب دوره‌ی تناوب غالب از میان پارامترهای اصلی زلزله (شتاب بیشینه، دوره‌ی تناوب غالب، محتوی بسامدی و مدت دوام) و انتخاب ارتفاع سازه از میان مشخصات ژئوتکنیکی و هندسی سیستم (ارتفاع سازه، شیب سازه، طول و آرایش المان‌های تسلیح، ویژگی‌های رویه و شرایط محیطی) به‌منزله‌ی متغیرهای اصلی صورت گرفته است.

در راستای تعیین ضریب شبه استاتیکی به‌منزله‌ی تابعی از دوره‌ی تناوب بارگذاری و ارتفاع سیستم میخکوبی‌شده، از عملکرد لرزه‌یی سیستم میخکوبی در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه در دو حالت دینامیکی و شبه استاتیکی استفاده شده است. در این راستا با برابر قراردادن عملکرد سیستم حاصل از تحلیل‌های دینامیکی نظیر هر دوره‌ی تناوب بارگذاری و ارتفاع مشخص و تحلیل‌های شبه استاتیکی مبتنی بر ضریب شبه استاتیکی معین، ضریب شبه استاتیکی نظیر هر دوره‌ی تناوب بارگذاری مشخص و ارتفاع معین سازه ارائه و درنهایت این ضریب به‌منزله‌ی تابعی از متغیرهای مذکور در سطوح عملکرد مجزا معرفی شده است (رابطه‌ی ۴).

$$k_h = f(T, H, Displacement) \qquad (۴)$$

۳. مراحل انجام تحقیق

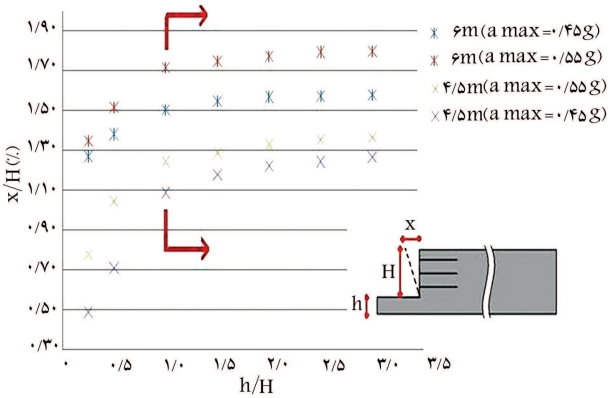
با توجه به اهداف تعریف‌شده، مراحل انجام این تحقیق به این شرح است.

۱.۳. انتخاب مدل‌های مورد بررسی

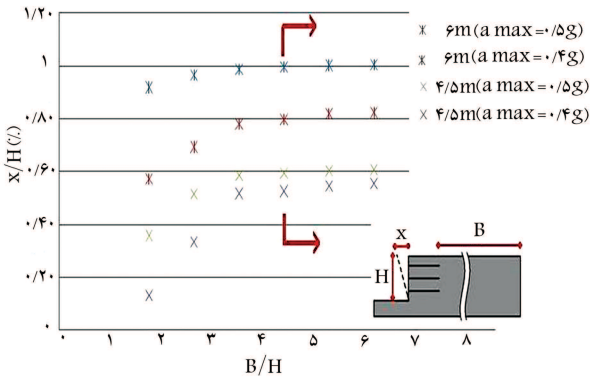
۱.۱.۳. مشخصات هندسی مدل

از آنجا که افزایش ارتفاع سیستم خاک میخکوبی‌شده سبب بروز تفاوت چشمگیر در رفتار لرزه‌یی این سیستم می‌شود، لذا طراحی سیستم خاک میخکوبی‌شده با ارتفاع بیش از ۱۰ متر خارج از توصیه‌های آیین‌نامه‌ی FHWA است و برای طراحی این دسته از سازه‌ها، تحلیل دینامیکی توصیه شده است. با توجه به این تقسیم‌بندی ارتفاعی که از سوی آیین‌نامه‌ی FHWA ارائه شده است، لزوم بررسی رفتار لرزه‌یی این سیستم مسلح‌سازی خاک، در دو محدوده‌ی ارتفاعی کمتر از ۱۰ متر و بیشتر از ۱۰ متر قطعی می‌شود. لذا در این تحقیق بررسی اثر ارتفاع سازه بر ضریب شبه استاتیکی با انتخاب ۴ رده‌ی ارتفاعی ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متری صورت گرفته است. به‌منظور مدل‌سازی سیستم خاک میخکوبی‌شده با ارتفاع‌های مذکور از نرم‌افزار تفاضل محدود FLAC در محیط دو بعدی استفاده شده است. در راستای حذف تأثیر مرزهای هندسی مدل بر نتایج تحلیل، ابعاد مدل‌های عددی براساس نتایج تجزیه و تحلیل‌های حساسیت انجام‌شده، انتخاب شده است. نتایج این تجزیه و تحلیل‌ها که تأثیر ارتفاع پی، طول خاک برجای پشت دیوار و طول خاک برجای جلو دیوار را بر مقدار تغییرمکان افقی دیوار نشان می‌دهد، در شکل‌های ۳ تا ۵ ارائه شده است.

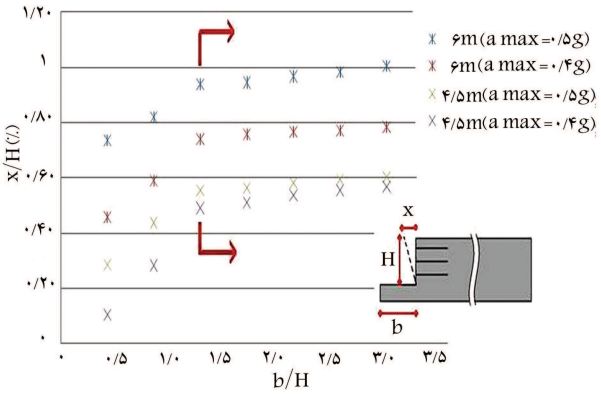
طبق نتایج به‌دست‌آمده، ابعاد هندسی انتخاب‌شده برای مدل‌سازی سیستم



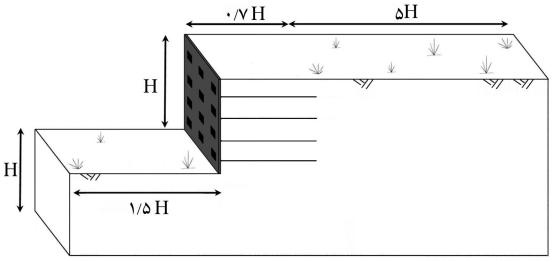
شکل ۳. تأثیر عمق فونداسیون بر تغییرمکان افقی دیوار.



شکل ۴. تأثیر طول خاک برجای پشت دیوار بر تغییرمکان افقی دیوار.



شکل ۵. تأثیر طول خاک برجای جلوی دیوار بر تغییرمکان افقی دیوار.



شکل ۶. ابعاد هندسی مدل‌های ساخته‌شده.

میخکوبی‌شده‌با ارتفاع‌های مشخص در شکل ۶ به‌صورت شماتیک نشان داده شده است.

همچنین در راستای نمایش دقیق عبور موج از مدل، ابعاد مش‌ها تقریباً ۰/۱ تا ۰/۱۲۵ طول موج بزرگ‌ترین بسامد موج ورودی در نظر گرفته شده است.

۲.۱.۳. پارامترهای ژئوتکنیکی

با توجه به آنکه در این تحقیق عملکرد لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده در آبرفت‌های شهر تهران مورد بررسی قرار خواهد گرفت، لذا به‌منظور مدل‌سازی از پارامترهای ژئوتکنیکی آبرفت‌های تهران منطبق با جدول ۱ استفاده شده است. همچنین برای مدل‌سازی المان‌های خاک از مدل کشسانی- خمیری کامل موهر ـکولمب بهره‌گیری شده است.

به‌منظور جلوگیری از افزایش زمان محاسبات به‌علت استفاده از المان‌های اندرکنش[۴]، اعمال اندرکنش توده‌ی خاک با رویه به‌واسطه‌ی استفاده از المان‌های

جدول ۱. مشخصات ژئوتکنیکی آبرفت تهران.

پارامتر	مقدار	واحد
وزن مخصوص	۲۰۵۰	(kg/m³)
مدول بالک	۴۹۰	(kg/cm²)
مدول کشسانی	۵۰۰	(kg/cm²)
مدول برشی	۱۸۸	(kg/cm²)
ضریب پواسون	۰/۳۳	...
چسبندگی	۰/۳۵	(kg/cm²)
زاویه‌ی اصطکاک داخلی	۳۴	(درجه)
زاویه‌ی اتساع	۵	(درجه)

جدول ۲. مشخصات المان‌های اندرکنش.

پارامتر	مقدار	واحد
وزن مخصوص	۲۰۵۰	(kg/m^3)
مدول بالک	۴۹۰	(kg/cm^2)
مدول کشسانی	۵۰۰	(kg/cm^2)
مدول برشی	۱۸۸	(kg/cm^2)
ضریب پواسون	۰٫۳۳	...
چسبندگی	۰٫۰	(kg/cm^2)
زاویه‌ی اصطکاک داخلی	۲۰	(درجه)
زاویه‌ی اتساع	۰	(درجه)

جدول ۴. مشخصات مصالح تزریق.

	زاویه‌ی اصطکاک (درجه)	سختی جانبی $(N/m/m)$	مقاومت (N/m)	مدول کشسانی (Pa)
مقدار	۳۴	$۱٫۵ \times ۱۰^{۶}$	$۱٫۵ \times ۱۰^{۴}$	$۲٫۶ \times ۱۰^{۵}$

جدول ۵. مشخصات رویه.

	ضخامت (cm)	ممان اینرسی (cm^4)	مدول کشسانی (Pa)	چگالی (kg/m^3)
مقدار	۱۰	$۳٫۳۲ \times ۱۰^{-۴}$	$۳٫۳۲ \times ۱۰^{۱۰}$	۲۴۰۰

پیوسته با مشخصات معادل صورت گرفته است. این مصالح با ضخامت ۵ سانتی‌متر مابین توده‌ی خاک و رویه قرار گرفته است و دارای مشخصاتی شبیه به خاک ولی با پارامترهای خمیری کمتر هستند. مشخصات این مصالح در جدول ۲ آورده شده است.[۱۲و۱۳]

۳.۱.۳. المان‌های تسلیح

به‌منظور تعیین مشخصات المان‌های تسلیح اعم از فواصل قائم و افقی، طول و قطر میخ‌ها از توصیه‌های آیین‌نامه‌ی FHWA استفاده شده است. در این راستا طول میخ‌ها به اندازه‌ی ۰٫۷ ارتفاع سازه انتخاب شده است که این طول حدود معادل طولی است که در تحقیقات به‌عنوان مرز کارآیی مؤثر مسلح‌کننده معرفی شده است و باعث جلوگیری از افزایش زیاد نیرو در المان‌های تسلیح می‌شود.[۱۴] همچنین برای اجتناب از افزایش لنگر خمشی و در نتیجه‌ی افزایش ضخامت رویه، فواصل قائم و افقی میخ‌ها ۲ متر در نظر گرفته شده است و قطر میخ‌ها نیز براساس نیروهای به‌وجود آمده در آن محاسبه شد.[۱و۲]

به‌منظور مدل‌سازی المان‌های تسلیح در نرم‌افزار از المان‌های کابل با مدل کشسانی- خمیری کامل استفاده شده است. مشخصات المان‌های فولادی هر یک از مدل‌های مذکور در جدول ۳ ارائه شده است.

همچنین مصالح تزریق اطراف المان کابل نیز به گونه‌یی انتخاب شد که بتواند درگیری کامل خاک و المان‌های تسلیح را مدل کند و باعث جلوگیری از هرگونه بیرون‌کشیدگی، پارگی، و گسیختگی شود. این مشخصات مطابق با جدول ۴ است.

۴.۱.۳. رویه

پارامترهای درنظر گرفته‌شده برای رویه‌ی دیوار، برای تمامی مدل‌ها یکسان و منطبق بر توصیه‌های آیین‌نامه‌ی FHWA و جدول ۵ است. همچنین مدل‌سازی رویه با استفاده از المان تیر با مدل رفتاری کشسانی صورت گرفته است.

۵.۱.۳. شرایط مرزی و تکیه‌گاهی

به‌منظور برقراری شرایط پایداری مدل، در مرز پایین از تکیه‌گاه‌های مفصلی در جهت قائم استفاده شده است. از آنجا که در مدل‌سازی دینامیکی انتخاب مرزهای کناری اهمیت ویژه‌یی دارد، برای مدل‌سازی در شرایط استاتیکی ابتدا دو جناح مدل از تکیه‌گاه‌های غلتکی که مانع از حرکت المان در راستای افقی می‌شود و فقط در راستای گرانش اجازه‌ی حرکت دارند، برای برآورد تنش‌های برجای اولیه استفاده و سپس در تجزیه و تحلیل دینامیکی مرزهای آرام جایگزین آن‌ها شده است. این عمل باعث می‌شود که ابتدا شرایط استاتیکی ارضاء شود و مدل به پایداری برسد و سپس با جایگزینی مرزهای آرام از برگشت امواج انعکاسی جلوگیری و محیطی واقعی‌تر مدل شود.

۲.۳. تحلیل‌های دینامیکی و شبه استاتیکی

۱.۲.۳. تعیین دوره‌ی تناوب طبیعی سازه

وقوع بیشینه‌ی تغییرمکان یک سازه تحت بارگذاری دینامیکی، در خلال بسامدهایی در محدوده‌ی بسامد طبیعی آن و تعیین ضریب شبه استاتیکی براساس بیشینه‌ی تغییرمکان لرزه‌یی سازه، لزوم بررسی عملکرد لرزه‌یی سازه را در محدوده‌ی بسامد طبیعی آن قطعی می‌کند. لذا به منظور انتخاب محدوده‌ی بسامدهای بارگذاری برای هر مدل باید ابتدا بسامد طبیعی مدل تعیین و سپس براساس آن، بازه‌یی از بسامد بارگذاری انتخاب شود.

تعیین بسامد طبیعی هر یک از سازه‌های ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متری، براساس ایجاد ارتعاش آزاد ناشی از اعمال وزن مدل به‌صورت آنی و تولید طیف انرژی در مقابل بسامد برای هر یک از مدل‌های مذکور، صورت گرفته است. طبق این روش بسامد طبیعی (دوره‌ی تناوب طبیعی) عبارت است از بسامدی که بیشترین انرژی را تولید

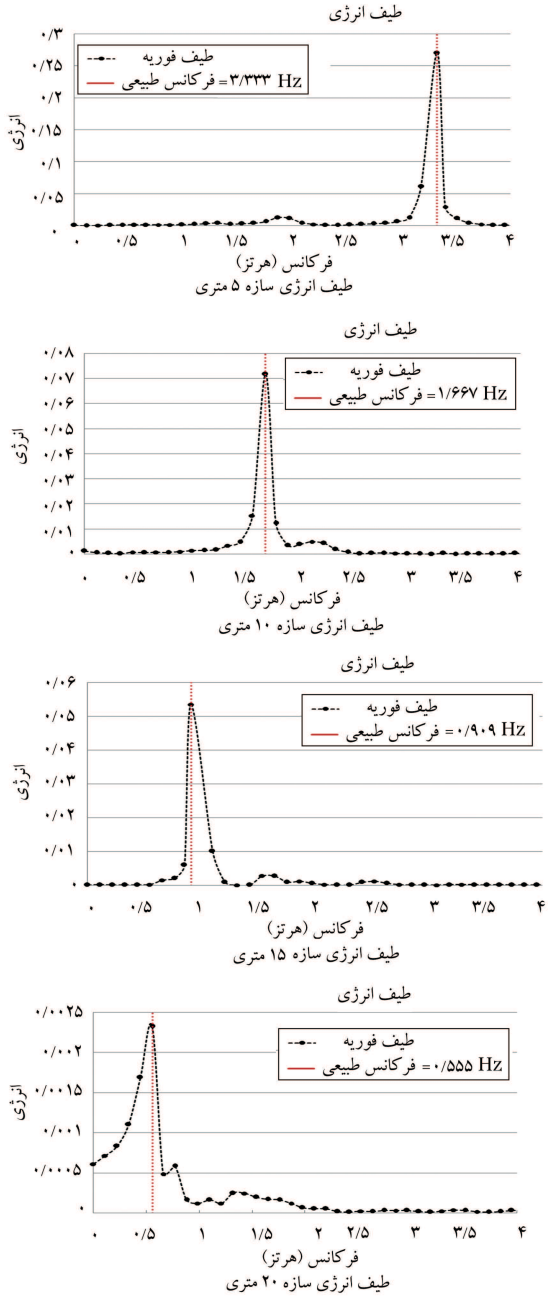
جدول ۳. مشخصات المان‌های فولادی.

		قطر (cm)	طول (m)	زاویه‌ی میخ (درجه)	فاصله‌ی افقی (m)	فاصله‌ی قائم (m)	تنش تسلیم (Pa)	مدول کشسانی (Pa)
ارتفاع سازه (متر)	۵	۲٫۵	۳٫۵	۱۰	۲	۲	۴×۱۰^{۸}	$۲٫۱ \times ۱۰^{۱۱}$
	۱۰	۲٫۵	۷					
	۱۵	۳	۱۱					
	۲۰	۳	۱۴					

کند. طیف انرژی هر یک از مدل‌های مذکور در شکل ۷ و بسامد طبیعی (دوره‌ی تناوب طبیعی) هر یک براساس طیف انرژی آن در جدول ۶ ارائه شده است.

۲.۲.۳. مراحل ساخت مدل مطابق با روش اجرای سیستم خاک میخکوبی شده

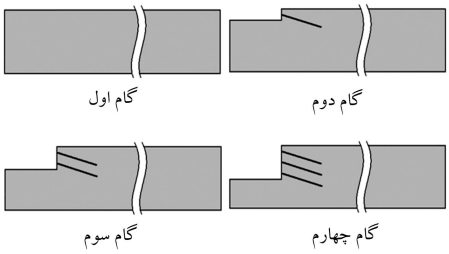
در راستای نزدیک‌ترشدن هر چه بیشتر مراحل ساخت مدل به مراحل اجرایی سیستم خاک میخکوبی‌شده، ابتدا مِش اصلی براساس ابعاد ارائه‌شده در بند ۱.۱.۳. مدل شده و تحت تجزیه و تحلیل استاتیکی قرار گرفته است. سپس برای دستیابی به ارتفاع موردنظر، با درنظرگرفتن ابعاد مذکور، فرایند میخکوبی خاک براساس حفاری گام به گام با عمق‌های ۲ متری از بالا به پایین، نصب یک ردیف از المان‌های فولادی با طول‌های مشخص و رویه به ارتفاع ۲ متر در هرگام صورت پذیرفت و در پایان



شکل ۷. طیف فوریه‌ی سازه‌های ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ متری.

جدول ۶. بسامد و دوره‌ی تناوب طبیعی سازه.

		بسامد طبیعی (هرتز)	دوره‌ی تناوب طبیعی (ثانیه)
ارتفاع سازه (متر)	۵	۳٫۳۳۳	۰٫۳
	۱۰	۱٫۶۶۷	۰٫۶
	۱۵	۰٫۹۰۹	۱٫۱
	۲۰	۰٫۵۵۵	۱٫۸



شکل ۸. مراحل ساخت مدل مطابق با روش اجرا.

هرگام نیز به‌منظور برقراری شرایط پایدار در سیستم، تجزیه و تحلیل استاتیکی انجام شده است (شکل ۸).

۳.۲.۳. بارگذاری و تحلیل دینامیکی

تابع بارگذاری به‌کار گرفته‌شده در این تحقیق شتاب‌نگاشتی است که با رابطه‌ی ۵ بیان می‌شود. این نوع بارگذاری دارای دو خصوصیت عمده است: نخست اینکه حتی‌الامقدور شبیه به شتاب‌نگاشت‌های تولیدشده در حین زلزله است، یعنی به‌تدریج بر دامنه‌ی آن افزوده می‌شود و سپس کاهش می‌یابد و ثانیاً دارای پارامترهای اساسی زلزله است که می‌توان به راحتی آن‌ها را تغییر داد و پاسخ سازه را بررسی کرد.

$$\ddot{u}_t = \sqrt{\beta.e^{-\alpha t}.t^{\zeta}.\sin(2\pi f t)} \qquad (۵)$$

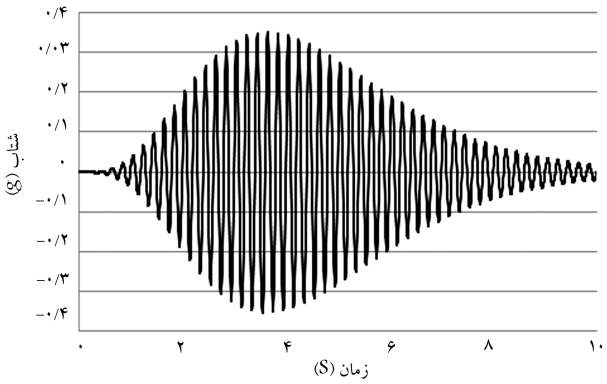
در رابطه‌ی ۵، t, f به‌ترتیب بسامد و زمان بارگذاری هستند. همچنین α, β, ζ نیز متغیرهای بارگذاری‌اند که مقادیر آن‌ها با توجه به دستیابی به یک شتاب بیشینه‌ی مشخص انتخاب می‌شوند. با توجه به آنکه مطالعات لرزه‌یی در این تحقیق به نواحی شهر تهران محدود شده‌اند و بیشینه‌ی شتاب در این ناحیه طبق پهنه‌بندی لرزه‌یی ایران ۰٫۳۵ g توصیه شده است، لذا α, β, ζ در تمامی بارگذاری‌های دینامیکی به‌گونه‌یی انتخاب شده‌اند تا شتاب بیشینه‌یی برابر با ۰٫۳۵ g تولید کنند.

وجود تفاوت بین بسامد طبیعی سیستم‌های میخکوبی‌شده با ارتفاع متفاوت و لزوم بررسی عملکرد لرزه‌یی هر سیستم با ارتفاع مشخص در محدوده‌ی بسامد طبیعی آن، لزوم انتخاب یک بارگذاری دینامیکی مجزا را برای هر سیستم با ارتفاع معین، ضروری می‌سازد. از این رو با توجه به بسامد طبیعی سازه مقادیر α, β, ζ و f به‌طور مجزا برای هر سیستم با ارتفاع مشخص به‌گونه‌یی انتخاب شده‌اند تا شتاب‌نگاشت‌های تولیدشده دارای شتاب بیشینه‌ی ۰٫۳۵ g و بسامدهایی در محدوده‌ی بسامد طبیعی سیستم باشند. مقادیر متغیرهای مذکور برای هر سیستم به‌طور مجزا در جدول ۷ ارائه شده است. همچنین در شکل ۹ نمونه‌یی از شتاب‌نگاشت به‌کار برده‌شده در تجزیه و تحلیل‌ها ترسیم شده است.

از دیگر نکات مهم در تجزیه و تحلیل‌های دینامیکی انتخاب مقدار و مکانیزم میرایی است. از آن جهت که در مصالح سنگی و خاک، میرایی تابعی از کرنش است و نه بسامد، مدل‌سازی‌های هیسترزیس مدل واقعی‌تری از رفتار را ارائه می‌دهند. در

جدول ۷. متغیرهای بارگذاری دینامیکی.

ارتفاع سازه (متر)							
۲۰		۱۵		۱۰		۵	
β	T	β	T	β	T	β	T
۱٫۱۵۲	۱٫۶	۱٫۱۶۵	۰٫۹	۱٫۱۶۳	۰٫۳	۱٫۲۷۴	۰٫۱
۱٫۱۶۳	۱٫۷	۱٫۲۱	۱٫۰	۱٫۱۵۳	۰٫۴	۱٫۱۵	۰٫۲
۱٫۲۰۶	۱٫۸	۱٫۱۵۵	۱٫۱	۱٫۱۵۵	۰٫۵	۱٫۱۶۳	۰٫۳
۱٫۲۸۳	۱٫۹	۱٫۱۷۵	۱٫۲	۱٫۱۵۶	۰٫۶	۱٫۱۵۳	۰٫۴
۱٫۳۹۳	۲٫۰	۱٫۲۶۵	۱٫۳	۱٫۱۵۷	۰٫۷	۱٫۱۵۵	۰٫۵
۱٫۵۴۳	۲٫۱	۱٫۲۴۵	۱٫۴	۱٫۱۷۲	۰٫۸	۱٫۱۵۶	۰٫۶
$\alpha = ۲٫۲$							
$\zeta = ۸$							
دوره‌ی تناوب بارگذاری =T							



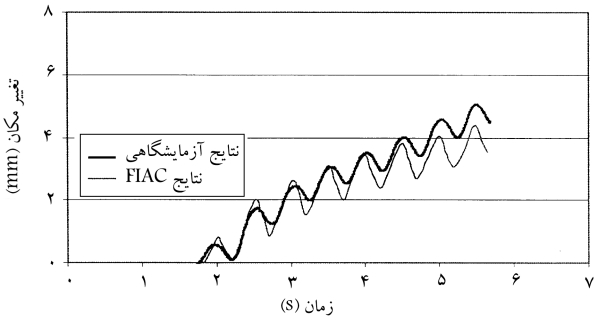
شکل ۹. بارگذاری دینامیکی با دوره‌ی تناوب ۰٫۲ ثانیه.

این تحقیق از نوعی میرایی ثابت هیسترزیس که در نرم‌افزار به‌منزله‌ی میرایی محلی معرفی شده است، استفاده و به مقدار ۹٫۵٪ انتخاب شده است. لازم به ذکر است که در تمامی مدل‌ها از مکانیزم کرنش بزرگ استفاده شده است تا در صورت وقوع کرنش‌های بزرگ، چگالی توده‌ی خاک اصلاح شود.

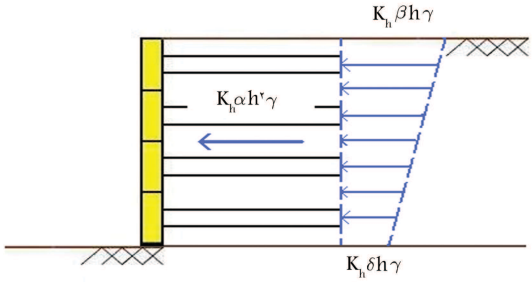
به‌منظور تعیین عملکرد لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه، پس از انجام تحلیل استاتیکی آخرین گام اجرایی و صفرکردن تغییرمکان‌های به‌وجودآمده، بارگذاری دینامیکی براساس بسامدهای انتخاب‌شده در طول فصل مشترک پی و توده‌ی خاک به مدل اعمال و تحلیل دینامیکی در طول زمان ۱۰ ثانیه و با گام‌های زمانی $۵٫۲۰۷ \times ۱۰^{-۷}$ انجام شده است.

۴.۲.۳. ارزیابی صحت مدل‌سازی در حالت دینامیکی

به‌منظور ارزیابی صحت مدل‌سازی در حالت دینامیکی از نتایج آزمایش‌های سانتریفیوژ دینامیکی توفنکجیان و ویوستیک استفاده شده است.[۴و۵] در این راستا مدل آزمایشگاهی مذکور در محیط نرم‌افزار FLAC مدل شد. نتایج تاریخچه‌ی زمانی تغییرمکان افقی تاج دیوار حاصل از تحلیل دینامیکی FLAC و آزمایش سانتریفیوژ دینامیکی در شکل ۱۰ ارائه شده است. ضمن مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده، می‌توان گفت به غیر از وجود تفاوت ناچیز در تغییرمکان‌های ماندگار دیوار که ناشی از عدم وجود میرایی واقعی در مدل آزمایشگاهی به‌علت محدودیت‌های ابعادی مدل‌سازی



شکل ۱۰. مقایسه‌ی نتایج عددی به‌دست‌آمده و نتایج آزمایشگاهی.



شکل ۱۱. بارگذاری شبه استاتیکی توصیه‌شده در FHWA.

است، تطابق مناسب بین نتایج عددی و آزمایشگاهی حاکی از صحت مدل‌سازی عددی است.

۵.۲.۳. بارگذاری و تحلیل شبه استاتیکی

در راستای کاربردی‌شدن هرچه بیشتر نتایج به‌دست‌آمده و همسوشدن آن با توصیه‌های ارائه‌شده در آیین‌نامه‌های معتبر نظیر FHWA، بارگذاری شبه استاتیکی اعمال‌شده به مدل‌های ساخته‌شده در محیط نرم‌افزار FLAC مطابق با بارگذاری توصیه‌شده در FHWA است. نحوه‌ی این بارگذاری به‌صورت شماتیک در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

برای تعیین عملکرد سیستم خاک میخکوبی‌شده در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه، پس از انجام تحلیل استاتیکی آخرین گام اجرایی و صفرکردن تغییرمکان‌های به‌وجودآمده، بارگذاری مذکور براساس ضریب شبه استاتیکی معین به مدل اعمال و تحلیل انجام شده است.

۴. نتایج و بحث

نتایج به‌دست‌آمده در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه‌ی سازه در دو فاز شبه استاتیکی و دینامیکی ارائه شده است.

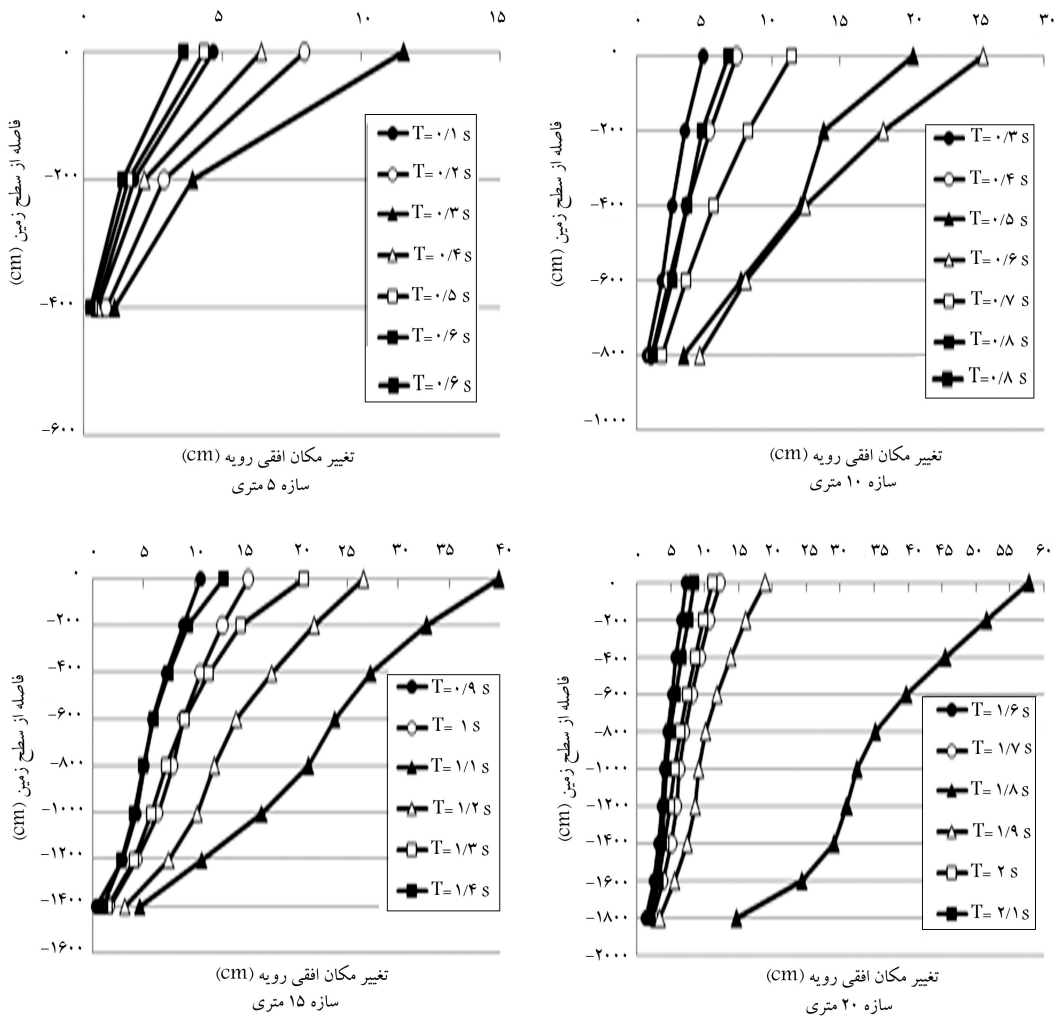
۱.۴. نتایج تجزیه و تحلیل‌های دینامیکی

نتایج به‌دست‌آمده از تجزیه و تحلیل‌های دینامیکی هر سازه با ارتفاع مشخص در محدوده‌ی بسامد طبیعی آن در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه در شکل ۱۲ ارائه شده است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده می‌توان این موارد را استنباط کرد:

۱. دوران سازه حول پاشنه به‌منزله‌ی مد غالب تغییرشکل سیستم خاک میخکوبی‌شده؛

۲. تأثیرپذیری چشمگیر تغییرمکان‌های افقی از ارتفاع سازه؛

۳. تأثیرپذیری چشمگیر تغییرمکان‌های افقی سازه از دوره‌ی تناوب بارگذاری؛



شکل ۱۲. عملکرد لرزه‌یی سیستم خاک میخکوبی‌شده در قالب تغییرمکان‌های افقی رویه نسبت به دوره‌ی تناوب بارگذاری.

۴. افزایش تأثیرگذاری تغییرات دوره‌ی تناوب بارگذاری بر تغییرشکل افقی سازه در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سازه؛

۵. افزایش تأثیرگذاری تغییرات دوره‌ی تناوب بارگذاری بر تغییرشکل افقی سازه در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سازه با افزایش ارتفاع سازه؛

۶. کاهش تأثیرپذیری تغییرمکان‌های افقی سازه از تغییرات دوره‌ی تناوب بارگذاری با دورشدن از دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم.

۲.۴. نتایج تجزیه و تحلیل‌های شبه استاتیکی

در راستای تعیین ضریب شبه استاتیکی متناسب با ارتفاع سازه و دوره‌ی تناوب بارگذاری، با تکیه بر نتایج تجزیه و تحلیل‌های دینامیکی انجام‌شده، ضرایب شبه استاتیکی به‌گونه‌یی انتخاب شده‌اند که هر یک عملکردی مشابه با عملکرد یک سازه با ارتفاع مشخص را تحت یک بارگذاری با دوره‌ی تناوب معین حاصل کند. ضرایب شبه استاتیکی به‌دست‌آمده در قالب عملکرد سازه در شکل ۱۳ ارائه شده است.

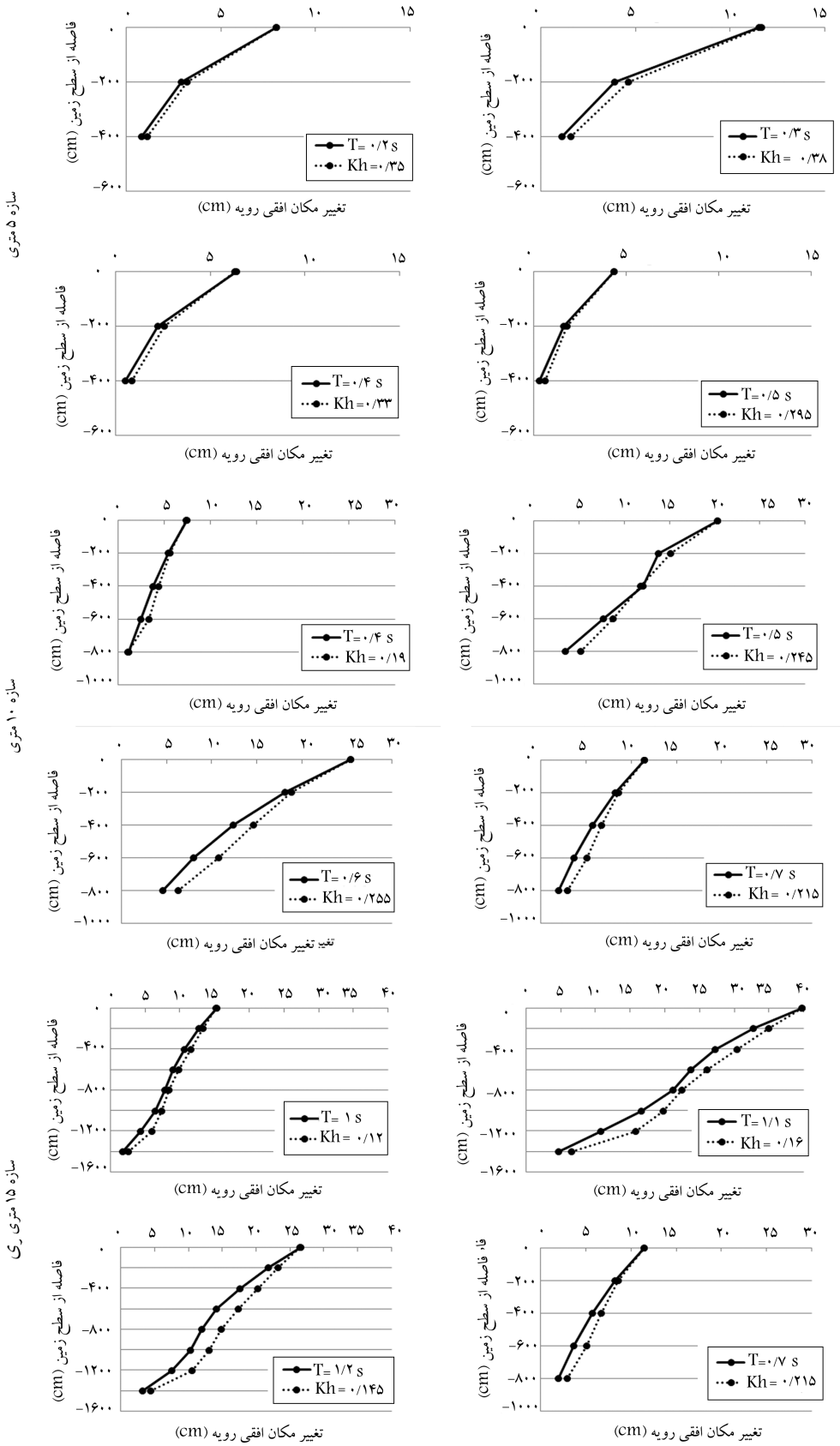
همچنین با توجه به همخوانی قابل ملاحظه‌ی عملکردهای دینامیکی و شبه استاتیکی به‌دست‌آمده می‌توان گفت بارگذاری شبه استاتیکی توصیه‌شده در آیین‌نامه‌ی FHWA، می‌تواند جایگزین مناسبی برای بارگذاری دینامیکی باشد.

با درنظرگرفتن نتایج تحلیل‌های دینامیکی و شبه استاتیکی می‌توان ضریب شبه استاتیکی را به‌عنوان تابعی از دوره‌ی تناوب بارگذاری برای هر سیستم خاک میخکوبی‌شده با ارتفاع مشخص که براساس آیین‌نامه‌ی FHWA طراحی شده است و در محدوده‌ی استان تهران قرار دارد، بیان کرد (شکل ۱۴).

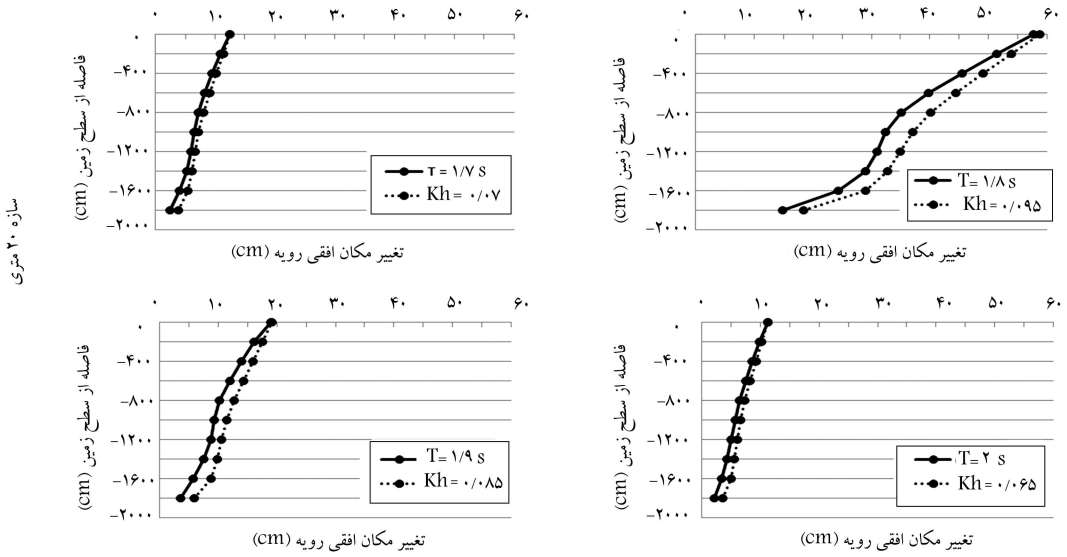
همچنین با استفاده از میزان بیشینه‌ی تغییرمکان افقی نظیر هر ضریب شبه استاتیکی مشخص به‌دست‌آمده برای هر سازه با ارتفاع معین و تقسیم‌بندی سطوح عملکرد با استفاده از این تغییرمکان‌های مشخص (جدول ۸)، می‌توان برای هر

جدول ۸. تعریف سطوح عملکرد.

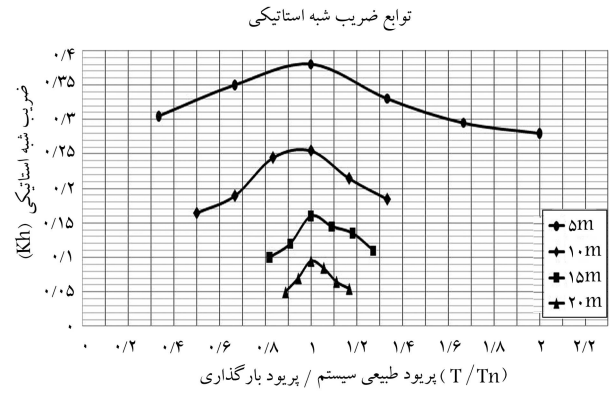
سطح عملکرد	نسبت تغییر مکان بیشینه به ارتفاع سازه (٪)
A	$x/H < ۰/۵$
B	$۰/۵ < x/H < ۱$
C	$۱ < x/H < ۱/۵$
D	$۱/۵ < x/H < ۲$
E	$x/H > ۲$



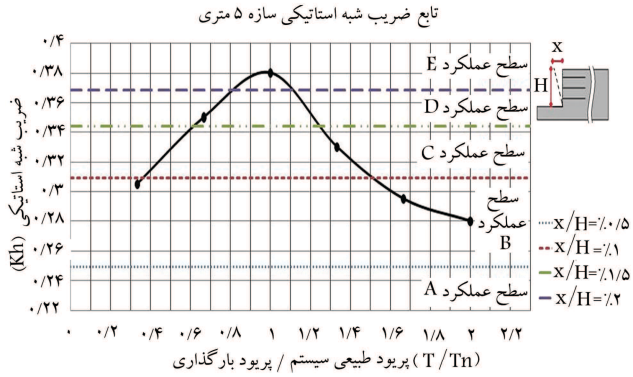
شکل ۱۳. تغییرمکان افقی سازه تحت بارگذاری دینامیکی با دوره‌ی تناوب متفاوت و بارگذاری شبه استاتیکی براساس ضریب شبه استاتیکی معین.



ادامه‌ی شکل ۱۳.



شکل ۱۴. تغییرات ضریب شبه استاتیکی نسبت به دوره‌ی تناوب بارگذاری.



شکل ۱۵. تغییرات ضریب شبه استاتیکی نسبت به دوره‌ی تناوب بارگذاری در سطوح عملکرد مجزا.

سازه، ضریب شبه استاتیکی را به‌منزله‌ی تابعی از دوره‌ی تناوب بارگذاری و سطوح عملکرد تعریف کرد. این توابع در قالب شکل‌های ۱۵ و ۱۶ ارائه شده است.

نتایج، نشان‌دهنده‌ی تأثیر مستقیم ارتفاع سازه بر ضریب شبه استاتیکی است؛ به‌گونه‌یی که با افزایش ارتفاع ضریب شبه استاتیکی به‌طرز چشمگیری کاهش می‌یابد. بنابراین با تکیه بر نتایج به‌دست‌آمده می‌توان گفت استفاده از یک ضریب شبه استاتیکی برای سیستم میخکوبی با ارتفاعات متفاوت، دستیابی به یک طراحی دست‌بالا و کم‌رنگ‌شدن بعد اقتصادی طراحی را به همراه دارد. همچنین تأثیرپذیری ضریب شبه استاتیکی از دوره‌ی تناوب بارگذاری به‌طرز قابل‌توجهی مشهود است، به نحوی که این تأثیرپذیری با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد. درنتیجه انتخاب دوره‌ی تناوب بارگذاری در سیستم خاک میخکوبی‌شده با ارتفاع‌های کمتر، اهمیت بیشتری دارد. از طرفی با تکیه بر روابط به‌دست‌آمده بین ضریب شبه استاتیکی و سطوح عملکرد، می‌توان ضمن درنظرگرفتن درجه‌ی اهمیت سازه در طراحی، به یک طرح اقتصادی دست یافت.

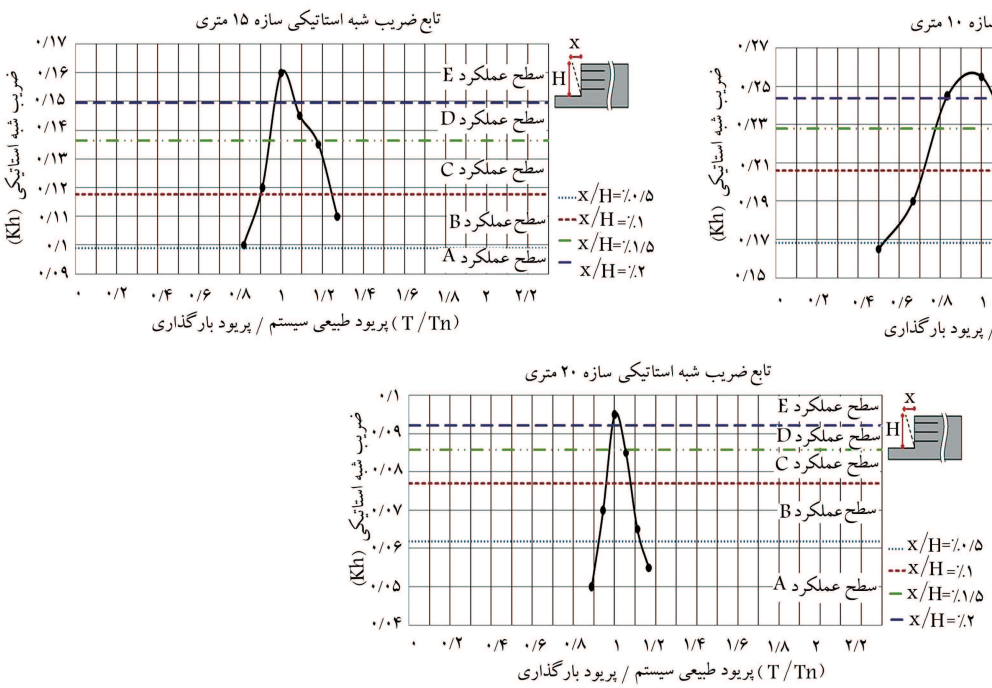
۵. نتیجه‌گیری

با تکیه بر نتایج به‌دست‌آمده از تجزیه‌و تحلیل‌های دینامیکی و شبه استاتیکی انجام‌شده، می‌توان به این موارد اشاره کرد:

۱. مد غالب تغییرمکان خاک میخکوبی‌شده به‌صورت دوران حول پاشنه است که این امر لزوم افزایش طول المان‌های تسلیح واقع‌شده در تراز‌های ارتفاعی بالاتر را قطعی می‌سازد. از آنجا که نرخ افزایش تغییرمکان‌های افقی رویه در ارتفاع‌های بیشتر از ۲٫۳ ارتفاع سازه بسیار چشمگیر است، لذا افزایش طول میخ‌ها در این محدوده ضروری به‌نظر می‌رسد.

۲. بیشترین تغییرمکان‌های افقی سازه در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم اتفاق می‌افتد که این تأثیرپذیری با افزایش اختلاف بین دوره‌ی تناوب بارگذاری و دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم کاهش می‌یابد. بنابراین، تعیین دوره‌ی تناوب طبیعی سازه به‌منظور انتخاب صحیح یک زلزله‌ی طرح با دوره‌ی تناوب مشخص اجتناب‌ناپذیر است.

۳. میزان تأثیرپذیری سطوح عملکرد سازه از دوره‌ی تناوب بارگذاری در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد که این امر



شکل ۱۶. تغییرات ضریب شبه استاتیکی نسبت به دوره‌ی تناوب بارگذاری در سطوح عملکرد مجزا.

لزوم بررسی دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم و انتخاب زلزله‌ی طرح با دوره‌ی تناوب مناسب را در سازه‌هایی با ارتفاع بیشتر پررنگ‌تر می‌سازد.

۴. با افزایش ارتفاع سازه، دوره‌ی تناوب طبیعی آن نیز افزایش می‌یابد. لذا دستیابی به ترازهای بالای سطوح عملکرد برای سازه‌هایی با ارتفاع بیشتر، در زلزله‌هایی با دوره‌ی تناوب غالب بیشتر امکان‌پذیر است.

۵. در آیین‌نامه‌های متداول (مبتنی بر نیرو) اثر دوره‌ی تناوب طبیعی سازه و یا به‌عبارتی ارتفاع سازه برای تعیین ضریب شبه استاتیکی لحاظ نشده است. از طرفی بررسی‌های انجام‌شده در این تحقیق بر روی ضرایب شبه استاتیکی مبتنی بر سطوح عملکرد، نشان‌دهنده‌ی کاهش ضریب شبه استاتیکی به ازاء افزایش ارتفاع سازه است. لذا این امر بیان‌کننده‌ی ضعف ضرایب شبه استاتیکی مبتنی بر نیرو (روش‌های موجود در آیین‌نامه‌های متداول) و غیراقتصادی شدن طرح می‌شود.

۶. میزان تأثیرگذاری دوره‌ی تناوب بارگذاری بر ضرایب شبه استاتیکی با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد که این امر بر لزوم دقت در انتخاب پارامترهای طراحی برای سازه‌هایی با ارتفاع بیشتر می‌افزاید.

۷. با توجه به انعطاف‌پذیری قابل توجه سیستم خاک میخکوبی شده، می‌توان با تعریف سطوح عملکرد برای سازه در قبال میزان اهمیت آن با انتخاب ضریب شبه استاتیکی مناسب از روابط به‌دست‌آمده، به یک طرح اقتصادی و ایمن دست یافت.

پانوشت‌ها

1. Grout
2. pull out
3. Felton
4. interface

منابع (References)

1. "Manual for design & construction monitoring of soil nail walls", *Federal Highway Administration,* Publication No. FHWA-SA-96-069R (1998).
2. "Soil nail walls", *Federal Highway Administration,* Publication No. FHWAOIF-03-017 (2003).
3. Vucetic, M.; Tufenkjian, M.R. and Doroudian, M. "Dynamic centrifuge testing of soil-nailed excavations", *Geotechnical Testing Journal,* **16**(2), pp. 172-187 (1993).
4. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M. "Seismic stability of soil-nailed excavations", Report No. ENG-97-169, Civil Engineering Department, University of California, Los Angeles (1993).
5. Tufenkjian, M.R. and Vucetic, M. "Dynamic failure mechanism of soil- nailed excavation models in cen-

trifuge", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE,* **126**(3), pp. 227-235 (2000).

6. Sabhahit, N.; Basudhar, P.K. and Madhav, M.R. "A generalized procedure for the optimum design of nailed soil slopes", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* **19**(6), pp. 437-452.

7. Vela, J.C., *Theoretical Modeling and Field Instrumentation of an Earth Retention System for Seismic Response*, Ph.D. Thesis, Washington State University (2000).

8. Choukeir, M.; Juran, I. and Hanna, S. "Seismic design of reinforced- earth and soil-nailed structures", *Ground Improvement,* **1**, pp. 223-238 (1997).

9. Juran, I.; Baudrand, G.; Farrang, K. and Elias, V. "Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE,* **116**(1), pp. 54-72 (1990).

10. Cholceir, M., *Seismic Analysis of Reinforced Earth and Soil Nailed Structures*, Ph.D. Thesis, New York Polytechnic University (1996).

11. Hong, Y.; Chen, R.; Wu, C. and Chen, J. "Shaking table test and stability analysis of steep nailed slopes", *Canadian Geotechnical Journal,* **42**, pp. 1264-1279 (2005).

12. Bathurst, R.J. and Hatami, K. "Earthquake response analysis of reinforced-soil walls using flac", *Flac and Numerical Modeling in Geomechanics,* pp. 273-297 (1999).

13. Bathurst, R.J. and Hatami, K., "Investigation of seismic response soil retaining walls", *4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics,* California, USA, paper no. 7.18 (2001).

14. Bathurst, R.J. and Hatami, K. "Seismic response of geosynthetic reinforced soil retaining wall", *Geosynthetics International,* **5**(1-2), pp. 127-166 (1998).

EVALUATION OF PSEUDO-STATIC COEFFICIENT FOR SOIL NAILED WALLS IN COARSE GRAINED ALLUVIUM OF TEHRAN ON THE BASIS OF SEISMIC BEHAVIOR

A. K. Panah
M. Yazdandoust
Department of Engineering
Tarbiat Modares University
Tehran, Iran

Abstract:

Soil nailing is an in situ soil reinforcement technique used for enhancing the stability of slopes, retaining walls and excavations. The technique involves installation of closely spaced, relatively slender structural elements, i.e., soil nails, into the ground to stabilize the soil mass.

Flexibility, ease of construction, and economical justification of soil nailing, with respect to other stabilizing methods, has gained much attention during the last three decades. Moreover, the increase in application of this method in seismic prone areas for permanent stabilization has established a need to investigate the seismic behavior of soil nailed walls. While time history dynamic analysis consumes lots of time and money, the pseudo-static method achieved a high and specific rank, despite its inherent lack of accuracy. The independency of the pseudo-static method from factors affecting the seismic behavior of structures, and the dependency of the seismic behavior of geotechnical structures, specifically soil nailed walls, to the primary parameters of earthquakes, geotechnical parameters and geometrical configurations are the main deficiencies of this method.

In this study, in order to modify the pseudo-static method, on the basis of seismic behavior of soil nailed walls, it has been endeavored to define the pseudo-static coefficient as a function of main parameters of earthquakes, soil mass, and geometry of the structure. To do so, among the important factors of earthquakes (maximum acceleration (a_{max}), predominant period (T_p), effective time (t), magnitude (M)), the predominant period, and, among geotechnical and geometrical characteristics, (height of structure (H), length of nails (L), horizontal and vertical distance between nails (S_H & S_V), geotechnical properties of soil (F_S), angle of slope (α)), the height of the structure, have been picked up as primarily parameters. To choose appropriate coefficient for specific earthquake records, and geotechnical and geometrical characteristics, the behavior of soil nailed walls in two modes of dynamic and pseudo-static seismic behavior have been synchronized for wall horizontal displacements. Afterwards, the pseudo-static coefficient is defined as a function of predominant period and height of structure. Obtained results demonstrate the great impact of the height of structures and the predominant earthquake period on the pseudo-static seismic coefficient. They include the fact that an increase in height will bring a decrease in the pseudo-static coefficient, and the highest of coefficients and its variation yields, by the natural period of the structure. This highlights the importance of investigating the seismic behavior of soil nailed walls for their natural periods.

Keywords: Soil nailed wall, seismic performance, pseudo-static coefficient