

ارزیابی لنگر خمشی و جابجایی سازه‌های نگهدارنده‌ی طره‌ای در گودبرداری‌های عمیق

سیدحمید یثربی^۱، ابوالفضل اسلامی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران
 ۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

چکیده

در بسیاری از پروژه‌های گودبرداری به دلایل مختلف سازه‌های نگهدارنده‌ی طره‌ای تنها گزینه محسوب می‌شوند. لذا در این مطالعه با جمع‌آوری یک بانک داده گسترده شامل بیش از ۳۰۰ سازه نگهدارنده از نقاط مختلف جهان، محدوده ضخامت و سختی رایج سازه‌های نگهدارنده‌ی طره‌ای شکل بررسی شده است. اعتبار سنجی رایج‌ترین روش برآورد لنگر خمشی در خاک‌های دانه‌ای (روش تعادل حدی) نیز نشان داد که این روش، فقط در دیوار صلب نتایج نسبتاً دقیقی ارائه می‌دهد. لذا جهت تخمین دقیق‌تر، رابطه جدیدی برای محدوده سختی خمشی رایج ارائه شده است. لنگرهای خمشی برآورد شده با این رابطه برای ۷۰ مدل اجزای محدود در محدوده ۸۵٪ تا ۱۱۵٪ برآوردهای روش اجزا محدود بود. براساس نتایج، در همه خاک‌های دانه‌ای به جز خاک‌های سست تا بسیار سست، می‌توان عمق بیش از ۱۰ متر را با سازه‌های طره‌ای مهار کرد. اما در صورتیکه عمق گود بیش از ۱۵ متر باشد صرفاً در حالتی می‌توان از سازه‌های نگهدارنده‌ی طره‌ای رایج استفاده کرد که مدول الاستیسیته خاک بیشتر از حدود ۷۰ مگاپاسکال باشد. همچنین بررسی‌ها نشان داد تأثیر سختی خمشی دیوارهای دیافراگمی در لنگرهای خمشی کمتر از ۲۰۰۰ کیلونیوتن - متر قابل اغماض خواهد بود.

کلمات کلیدی: سازه نگهدارنده‌ی طره‌ای، لنگر خمشی، جابجایی، عمق مجاز، سختی خمشی، خاک دانه‌ای.

*نویسنده مسئول: ابوالفضل اسلامی

پست الکترونیکی: afeslami@aut.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.75680.1069

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.75680.1069>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۰/۱۸، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۲/۰۹

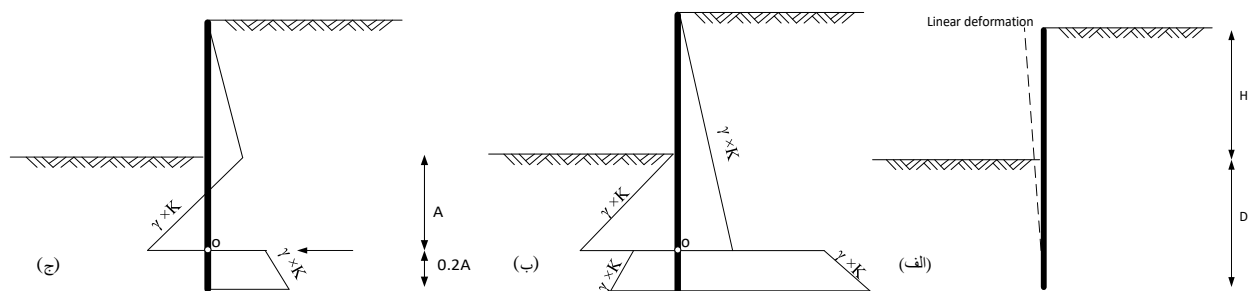
۱- مقدمه

با افزایش روزافزون جمعیت و محدودیت‌های توسعه شهری موجود، گودبرداری و ساخت و سازهای زیرزمینی جهت تامین فضاهای زیرزمینی بیش از پیش مورد توجه قرار می‌گیرد. در برخی از این گودهای عمیق به دلیل افزایش فشار جانبی ناشی از حذف بخشی از خاک نیاز به استفاده از سازه‌های نگهدارنده ضرورت بیشتری پیدا می‌کند. سازه‌های نگهدارنده به دلیل وجود مهارهای جانبی تاثیر بسزایی در بهبود عملکرد گود دارند. اما با این وجود در برخی موارد به ویژه در خاک‌های ضعیف عملکرد مناسبی ندارند [۱]. به علاوه ممکن است به دلیل محدودیت‌های مالکیتی ناشی از حریم مجاور، طول و شیب نیل و انکر با محدودیت‌های جدی روبرو شود و یا استفاده از آنها امکان‌پذیر نباشد [۲]. همچنین این دسته از مهارهای جانبی در برخی محیط‌ها در معرض خوردگی قرار می‌گیرند [۳]. از طرف دیگر در صورتی که عرض گودبرداری زیاد باشد و یا اساسا گود با هدف ساخت آزادراه اجرا شده باشد، ممکن است امکان استفاده از مهار متقابل وجود نداشته باشد. لذا در مجموع با توجه به محدودیت‌های متعدد، در بسیاری از پروژه‌ها، استفاده از سازه‌های نگهدارنده ای تنها گزینه مدنظر طراح خواهد بود. رایج‌ترین سازه‌های نگهدارنده ای شکل شامل دیوارهای دیافراگم بتنی، دیوار با مقاطع مرکب بتنی و فولادی، شمع‌های نگهدارنده، شمع‌های مماسی و دیوارهای T شکل می‌شوند. در این میان، دیوار دیافراگم بتنی در مقایسه با سایر سازه‌های نگهدارنده ای از ظرفیت بالاتری در کنترل جابجایی‌های دیوار برخوردار است و به همین دلیل بیش تر مورد توجه طراحان قرار می‌گیرد [۴]. با این وجود به دلیل عدم وجود مهار جانبی در بسیاری از موارد سختی خمشی مورد نیاز از سختی خمشی این نوع دیوارها فراتر می‌رود. در چنین شرایطی از دیوارهای دیافراگم با مقاطع مرکب بتنی، فولادی و یا دیوارهای T شکل استفاده می‌شود.

در زمینه عملکرد سازه‌های طره ای با توجه به محدود بودن کاربردها در گذشته، علیرغم مطالعات متعدد موردی [۵]-[۸]، بررسی جامعی صورت نگرفته است. با این وجود، در سال‌های گذشته با توجه به محدودیت‌های مطرح شده، مجددا اقبال به سازه‌های نگهدارنده مهار نشده افزایش یافته است. در این پژوهش محدوده رایج سختی خمشی دیوارهای دیافراگم بتنی با استفاده از یک بانک داده جامع و نیز محدوده عملی سختی خمشی دیوارهای دیافراگم مرکب با استفاده از پروفیل‌های فولادی رایج و پرکاربردتر مورد ارزیابی قرار گرفته است. همچنین نتایج حاصل از تخمین لنگر خمشی ایجاد شده در سازه‌های طره ای شکل با دو روش تعادل حدی و اجزای محدود با هم مقایسه شده و روابط جدیدی برای تخمین لنگر خمشی در خاک‌های مختلف و در محدوده رایج سختی خمشی سازه‌های نگهدارنده طره ای در دنیا ارائه شده است.

۲- لنگر خمشی در سازه‌های طره ای

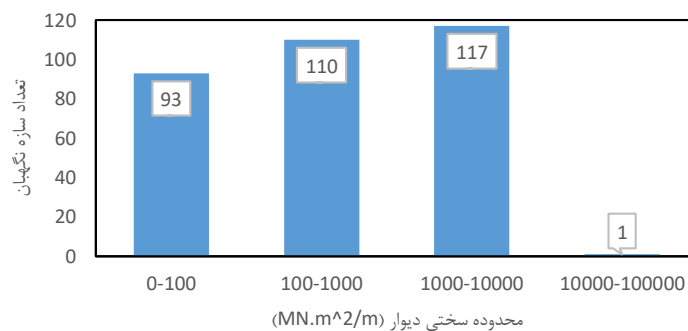
روش‌های تخمین لنگر خمشی در سازه‌های نگهدارنده پیوسته در حال اصلاح است. یکی از رایج‌ترین روش‌های متداول سنتی جهت تخمین لنگر خمشی ایجاد شده در سازه‌های نگهدارنده ای، روش تعادل حدی (LEM: Limit equilibrium method) است که بر فرضیات متعددی استوار است. اما مهم‌ترین فرض آن این است که انعطاف‌پذیری دیوار را لحاظ نکرده و رفتار دیوار را مشابه یک جسم کاملاً صلب در نظر می‌گیرد. همچنین توزیع فشار نیز به صورت خطی در نظر گرفته شده و فرض می‌شود پایداری دیوار با طول گیرداری کافی و نیز فشار مقاوم ایجاد شده در جلوی خاک تامین می‌شود (شکل ۱). این روش که نخستین بار توسط Blum در سال ۱۹۳۱ ارائه شد، در سال‌های بعد نیز با موارد عملی متعددی در دنیا مانند سازه‌های انعطاف‌پذیر در امریکا و بریتانیا ارزیابی شد. نتایج ارزیابی‌های اولیه در مجموع قابل قبول بود. اما مقایسه‌های متعدد نشان داد این روش در برخی موارد حتی ممکن است نتایج را تا ۵۰ درصد بیشتر از مقادیر واقعی تخمین بزند [۹]. در مقابل روش تعادل حدی روش‌های نوین دیگری نیز رواج دارند ([۱۰]، [۱۱]) که یکی از آن‌ها روش اجزا محدود است. در این روش، نتایج، به مراتب از دقت بالاتری برخوردارند؛ چرا که برخی از فرضیات و محدودیت‌های روش‌های سنتی در آن‌ها وجود ندارد. محققین نیز به صورت پراکنده مقایسه‌ها و صحت‌سنجی‌های مختلفی بر روی این روش انجام داده و به نتایج قابل قبولی دست یافتند [۵]، [۶].



شکل ۱: شکل شماتیک الف) پروفیل جابجایی دیوار طره ای، ب) توزیع فشار خاک در پشت و جلوی دیوار، ج) توزیع فشار خالص در روش تعادل حدی.

۳- بانک داده سازه های نگهبان در دنیا

در این مطالعه جهت تعیین محدوده رایج سختی خمشی سازه های نگهبان، مجموعه ای از موارد عملی گزارش شده در دنیا گردآوری شده است که خلاصه مشخصات آن در پیوست ۱ قابل مشاهده است. جهت تهیه این بانک داده از مراجع متعددی در سرتاسر دنیا استفاده شده است ([۸]، [۱۲] - [۱۹]). نمودار میله ای شکل ۲ تعداد دیوارهای موجود در بانک داده را که در محدوده های مختلف سختی خمشی قرار دارند نشان می دهد. براساس این نتایج، سختی خمشی همه دیوارها (به جز یک مورد) در محدوده کمتر از ۱۰۰۰۰ مگانیوتن-مترمربع (در واحد عرض گود) است. ضمن اینکه عمده دیوارها دارای سختی خمشی در محدوده کمتر از ۶۰۰۰ مگانیوتن-مترمربع هستند (فقط ۴ دیوار دارای سختی خمشی در محدوده ۶۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ مگانیوتن-مترمربع هستند). به طور معمول، سازه های نگهبان با سختی خمشی کمتر از ۱۰۰۰ مگانیوتن شامل انواع شمعی های مسلح هستند و دیوارهای دیافراگم بتنی نیز سختی خمشی ای در حدود ۱۰۰۰ مگانیوتن تا ۶۰۰۰ مگانیوتن دارند. البته باید توجه داشت در عمده مواردی که سختی خمشی دیوار کمتر از حدود ۵۰۰ مگانیوتن-مترمربع است، دیوار از نوع سپر و یا بسیار انعطاف پذیر است و امروزه کاربرد گذشته خود را ندارد.

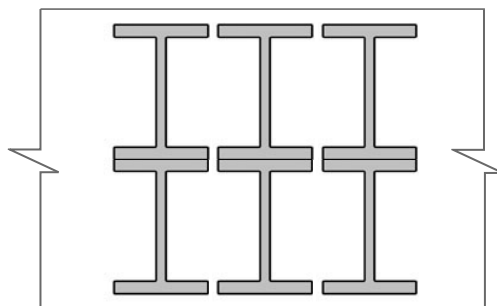


شکل ۲: نمودار میله ای پراکندگی دیوارها بر مبنای محدوده سختی خمشی.

۳-۱- محدوده عملی سختی خمشی دیوارهای دیافراگم بتنی با مقاطع مرکب

براساس موارد عملی که به مشخصات هندسی آنها اشاره شده است عمده دیوارهای دیافراگمی دارای ضخامتی در محدوده ۵۰۰ میلیمتر تا ۱۲۰۰ میلیمتر هستند که با نتایج مطالعات گذشته همخوانی دارد [۱]. لذا در این قسمت همین ضخامت جهت تعیین محدوده سختی خمشی دیوارهای دیافراگم بتنی مرکب انتخاب شده است. ۱۲ نوع پروفیل فولادی رایج دنیا مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج محاسبات در جدول ۱ نشان داده شده است. در چپینش این پروفیل ها سعی شده است کمترین فاصله در بین هر دو پروفیل مجاور وجود داشته باشد تا به نحوی ظرفیت اسمی سختی خمشی دیوار تعیین گردد. چپینش شماتیک پروفیل ها نیز مطابق شکل ۳ است. بر اساس این نتایج، با استفاده از مقاطع مرکب فولادی می توان سختی دیوار را تا دو برابر هم افزایش داد؛ اما میزان افزایش به شدت بستگی به نوع پروفیل دارد؛ به نحوی

که کمترین سختی خمشی مربوط به پروفیل فولادی J- Grip H 720 و بیشترین سختی خمشی مربوط به HD 400 × 700 است. در بانک داده نیز دیوارهایی که سختی خمشی بیش از ۶۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع دارند احتمالاً دارای پروفیل‌های فولادی بوده اند.



شکل ۳: شکل شماتیک دیوار دیافراگم مرکب.

جدول ۱: مشخصات پروفیل‌های فولادی و دیوارهای دیافراگم مرکب

ردیف	نام پروفیل	مرجع مربوطه	تعداد ردیف	سطح مقطع پروفیل (cm ²)	ممان اینرسی پروفیل (cm ⁴)	سختی خمشی (MN.m ²)
۱	HEM 450	اشنال [20]	۲	۳۳۵,۴	۱۳۱۴۸۹	۶۶۶۰
۲	UKB (1016×305 314)	یورو کد [21]	۱	۴۰۰	۶۴۴۰۶۳	۶۷۵۰
۳	UK Columns (356×406×634)	یورو کد [21]	۲	۸۰۸	۲۷۴۸۴۵	۹۰۷۲
۴	W 360×744	[22]	۲	۹۴۸	۳۴۱۷۰۰	۱۰۶۵۰
۵	J- Grip H 720	[23]	۱	۳۶۶	۳۲۴۴۹۴	۴۷۸۸
۶	IPBV (1000)	اشنال [20]	۱	۴۴۴	۷۲۲۳۰۰	۷۴۶۲
۷	IPB (1000)	اشنال [20]	۱	۴۰۰	۶۴۴۷۰۰	۶۹۲۵
۸	HE (900×471)	اشنال [20]	۱	۶۰۰	۸۱۵۵۰۰	۸۰۰۰
۹	IPE (500)	اشنال [20]	۲	۱۱۶	۴۸۲۰۰۰	۴۸۰۰
۱۰	IPB (500)	اشنال [20]	۲	۲۳۹	۱۰۷۲۰۰	۵۹۳۷
۱۱	HE (450×312)	اشنال [20]	۲	۳۹۷	۸۱۵۵۰۰	۷۹۷۵
۱۲	HD (400×744)	اشنال [20]	۲	۹۴۸	۳۴۲۱۵۰	۱۱۸۰۰

۴- مدلسازی

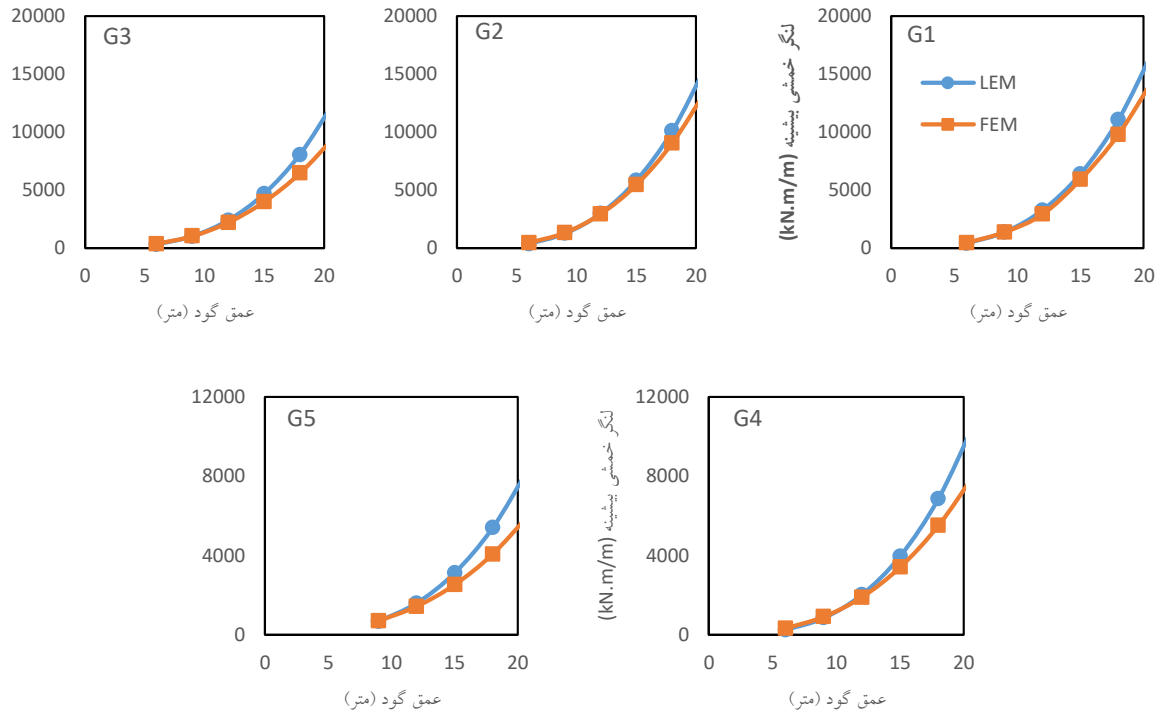
مطالعه حاضر بر روی خاک‌های دانه ای انجام شده است که شامل خاک‌های بسیار سست، سست، متوسط، متراکم و بسیار متراکم می‌شود. این دسته بندی بر اساس دسته بندی لوک [۲۴] انجام شده است. برای یک مطالعه جامع بر روی خاک‌های دانه ای سعی شده است مشخصات خاک‌ها طوری در نظر گرفته شوند که هر خاک معرف یک نوع خاک دانه ای باشد. لذا ۵ خاک با مشخصات مندرج در جدول ۲ انتخاب شد. در مدلسازی نیز از مدل رفتاری خاک سخت شونده جهت مدلسازی خاک استفاده شده است [۲۵]. این مدل یک مدل شناخته شده جهت مدلسازی رفتار خاک در شرایط بارگذاری و باربرداری است و می‌تواند گودبرداری را مناسب‌تر از بسیاری از مدل‌های رفتاری دیگر شبیه سازی کند. همچنین، این روش رابطه بین تنش و کرنش در خاک را غیر خطی و وابسته به سطح تنش می‌داند. افزون بر این، سختی خاک در حالت باربرداری را نیز متفاوت از بارگذاری لحاظ می‌کند. البته با توجه به اینکه تعیین پارامتر E50 (مدول مماسی در ۵۰ درصد سطح مقاومت خاک) با روش‌های کم هزینه میسر نیست می‌توان این پارامتر را برحسب E50 تخمین زد.

۴-۱- اعتبار سنجی روش اجزا محدود

جهت اعتبار سنجی روش اجزای محدود و مدل رفتاری خاک از روش تعادل حدی استفاده شده است. براساس این روش، لنگر خمشی بیشینه پس از ساده سازی از رابطه (۱) محاسبه می‌شود. در این رابطه M_{max} لنگر خمشی بیشینه، H عمق گودبرداری و K_a فشار

جانبی فعال است. لنگر خمشی برآورد شده با استفاده از دو روش اجزای محدود و تعادل حدی برای خاک‌های نمونه در شکل ۲ نشان داده شده است. جهت مدلسازی عددی نیز از نرم افزار اجزای محدود PLAXIS استفاده شده است.

$$M_{max} = \frac{\gamma}{6k_a} \left[k_a^2 \times \left(\frac{1}{1-k_a} \right)^3 - \left(\frac{1}{1-k_a} - 1 \right)^3 \right] \times H^3 \quad (1)$$

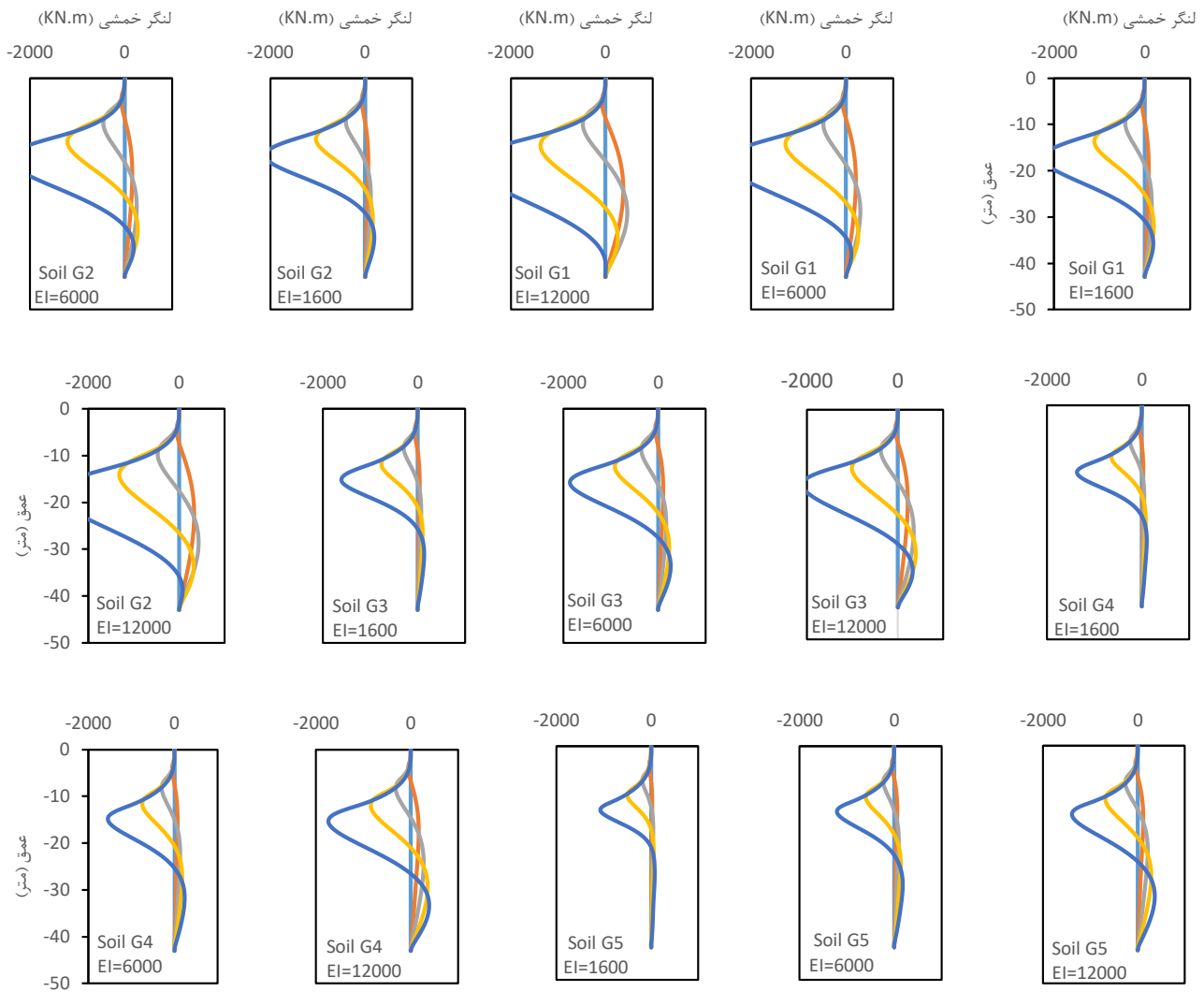


شکل ۲: مقایسه لنگر خمشی بیشینه پیش بینی شده با دو روش FEM و LEM در خاک‌های مختلف و عمق‌های کمتر از ۲۰ متر.

در این مدلسازی‌ها سختی خمشی دیوار ۱۲۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع انتخاب شده است. همان‌طور که در شکل ۲ قابل مشاهده است با افزایش عمق مقادیر حاصل از پیش‌بینی با روش اجزای محدود اندکی کمتر از نتایج روش LEM است، اما با این وجود برای دیوار با سختی فوق‌العاده بالا (دیوار صلب) هر دو روش با دقت قابل قبولی نتایج مشابه ارائه می‌دهند.

۵- نتایج مدلسازی

پروفیل لنگر خمشی دیوارهای طره‌ای شکل با سه سختی مشخص (۱۶۰۰، ۶۰۰ و ۱۲۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع) و در گودهای با عمق حداکثر ۱۲ متر در خاک‌های مختلف در شکل ۳ نشان داده شده است. براساس نتایج این شکل و نیز مدلسازی‌های متعدد دیگر می‌توان بیان کرد با افزایش سختی خمشی دیوار، لنگر خمشی ایجاد شده نیز افزایش می‌یابد. اما به تدریج، میزان تغییرات لنگر خمشی کاهش می‌یابد. به نحوی که لنگر بیشینه در عمق‌های کمتر از ۱۲ متر (به‌ویژه در دیوارهای دیافراگمی) تقریباً مستقل از سختی خمشی دیوار است و در صورتیکه سختی خمشی دیوار از ۱۰۰۰ تا ۶۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع تغییر یابد لنگر خمشی حداکثر ۲۰ درصد تغییر می‌کند (در کل خاک‌ها). اما با افزایش عمق از حدود ۱۲ متر به تدریج میزان تاثیر سختی خمشی در لنگر ایجاد شده افزایش می‌یابد.



شکل ۳: پروفیل لنگر خمشی دیوار طره ای در خاک های مختلف (kN.m) و سختی های خمشی متفاوت (MN.m²) (عمق حداکثر گودبرداری ۱۲ متر است).

البته در شمع های مسلح با سختی کمتر از ۱۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع، حساسیت لنگر خمشی به سختی خمشی حتی در عمق های کمتر نیز قابل توجه است. همچنین در هر نوع سازه نگهبان طره ای شکل اگر لنگر خمشی کمتر از ۲۰۰۰ کیلونیوتن-متر باشد، تاثیر سختی خمشی سازه در لنگر خمشی کمتر از ۲۰ درصد است. این میزان در مورد دیوارهای دیافراگمی به کمتر از ۱۵٪ هم می رسد.

جدول ۲: مشخصات خاک های دانه ای

نام خاک	نوع خاک	ϕ	ψ	E_{50} (MPa)	E_{Oed} (MPa)	E_{ur}/E_{50}	ν_{ur}	وزن مخصوص (kN/m ³)
G1	بسیار سست	۲۹	۰	۵	۵	۳	۰٫۲	۱۴
G2	سست	۳۰	۰	۸	۸	۳	۰٫۲	۱۵
G3	متوسط	۳۵	۵	۲۰	۲۰	۳	۰٫۲	۱۷
G4	متراکم	۳۹	۹	۳۵	۳۵	۳	۰٫۲	۱۹
G5	بسیار متراکم	۴۴	۱۴	۵۰	۵۰	۳	۰٫۲	۲۱

۵-۱- لنگر خمشی بیشینه بر مبنای حداکثر سختی خمشی عملی

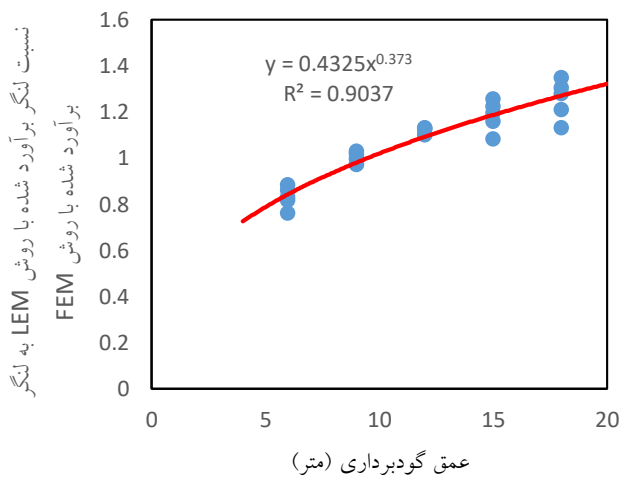
شکل ۴ نشان می‌دهد برای دیوارهای صلب (سختی خمشی ۱۲۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع) میان لنگر متوسط خمشی پیش بینی شده با روش LEM و FEM رابطه (۲) برقرار است:

$$(M_{max})_{FEM} = 0.8565 (M_{max})_{LEM} \quad (2)$$

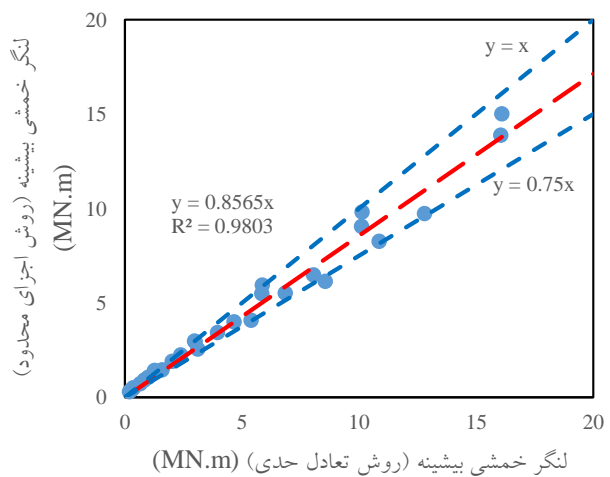
همچنین، میزان لنگر خمشی برآورد شده با روش FEM در محدوده ۷۵ تا ۱۰۰ درصد لنگر خمشی برآورد شده با روش LEM است. البته به نظر می‌رسد با افزایش عمق نتایج LEM محافظه کارانه تر می‌شود (شکل ۵) و به تدریج نسبت لنگر پیش بینی شده با روش LEM به روش FEM افزایش می‌یابد. لذا جهت اصلاح رابطه روش LEM از برازش غیر خطی استفاده شد و رابطه $Y=0.4325X^{0.373}$ بدست آمد. در صورتیکه این رابطه با ضریب K_2 (ضریب اصلاح عمق) ترکیب شود، رابطه اصلاح شده (۳ و ۴) خطای تخمین را کاهش می‌دهد.

$$M_{max} = K_2 \times H^{3.373} \quad (3)$$

$$K_2 = \frac{\gamma}{13.87} \left[\frac{K_a - k_a^2}{(1 - k_a)^3} \right] \quad (4)$$



شکل ۵: تاثیر عمق در نسبت لنگر پیش بینی شده با روش LEM به FEM.



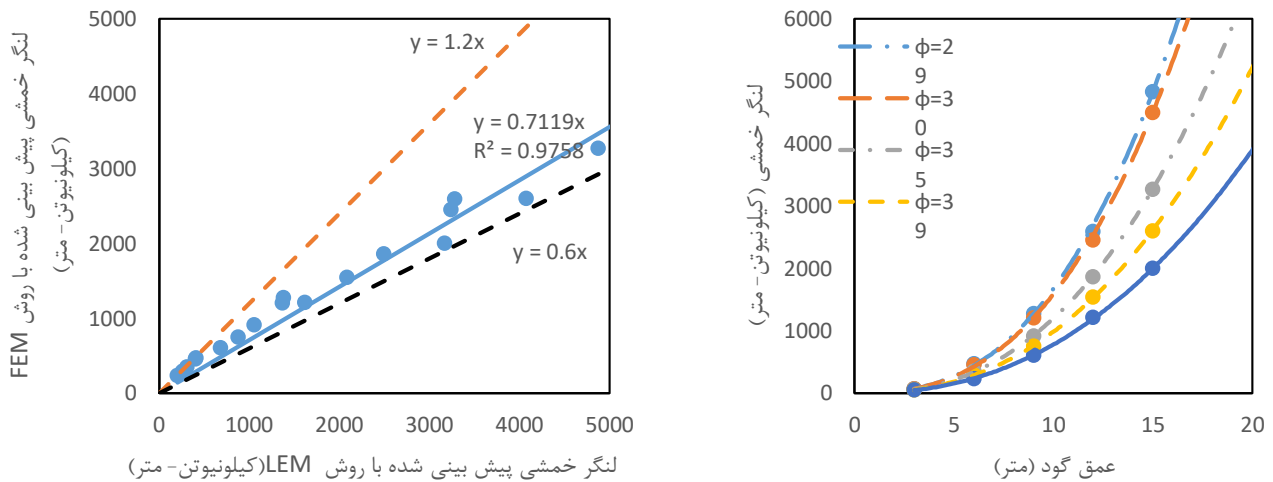
شکل ۴: رابطه بین پیش بینی های حاصل از روش FEM و LEM.

۵-۲- لنگر خمشی بیشینه در سازه های نگهبان رایج

شکل ۶ لنگر خمشی بیشینه را در عمق های مختلف گود مهار شده با دیوار با سختی ۶۰۰۰ مگانیوتن-متر مربع نشان می‌دهد که به دلیل عدم وجود مهار جانبی، با افزایش عمق لنگر خمشی بیشینه به میزان قابل توجهی افزایش پیدا کرده و در عمق های بیشتر از ۱۲ متر در همه خاک ها قابل توجه است. با توجه به اینکه عمدتاً جهت تخمین اولیه لنگر خمشی و تعیین سختی خمشی اولیه دیوار از روش تعادل حدی استفاده می‌شود، جهت ارزیابی روش مذکور پیش بینی های حاصل از دو روش تعادل حدی و اجزای محدود در این قسمت مقایسه شده‌اند. شکل ۷ لنگر خمشی بیشینه پیش بینی شده با هر دو روش را نشان می‌دهد.

همان طور که در شکل ۷ قابل مشاهده است با کمک برازش خطی رابطه $Y = 0.7119X$ بین پیش بینی های دو روش بدست می‌آید. در حالیکه در دیوارهای صلب (سختی خمشی ۱۲۰۰۰ مگانیوتن متر مربع) رابطه $Y = 0.8565X$ بدست آمد. بنابراین می‌توان این نتیجه را

استنباط کرد که به تدریج با کاهش سختی خمشی سازه نگهدارنده، پیش بینی با روش LEM خصوصا در دیوارهای غیر صلب محافظه کارانه تر خواهد بود. افزون بر این، میزان لنگر خمشی برآورد شده با روش FEM در محدوده ۶۴ تا ۱۲۰ درصد لنگر خمشی برآورد شده با روش LEM است و در نتیجه پراکندگی داده ها بسیار قابل توجه است. این نتیجه نشان می دهد با توجه به اینکه سختی ۹۹ درصد دیوارهای بانک داده کمتر از ۶۰۰۰ مگانیوتن - متر مربع است، روش LEM نمی تواند نتایج قابل قبولی را ارائه دهد و حتی ممکن است برآوردها با روش مذکور بیش از ۲ برابر برآوردهای حاصل از روش FEM باشد. خصوصا آنکه در طراحی ضریب اطمینان نیز باید اعمال شود که در این صورت طراحی غیر اقتصادی تر نیز خواهد شد.



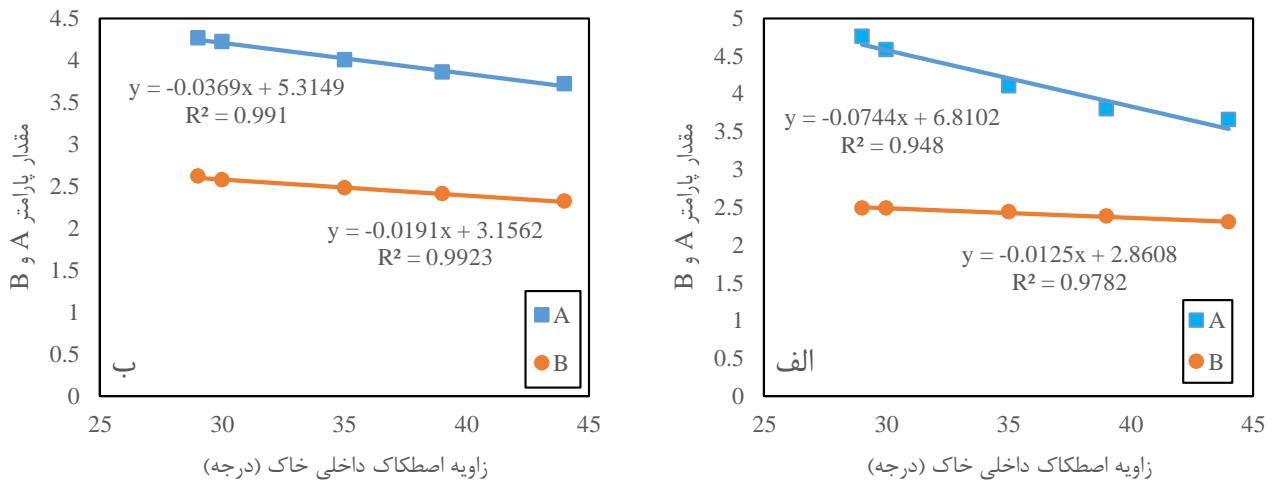
شکل ۷: مقایسه رابطه بین لنگر خمشی پیش بینی شده برای دیوار با سختی ۶۰۰۰ مگانیوتن - متر مربع با روش LEM و FEM.

شکل ۶: لنگر خمشی بیشینه دیوار با سختی خمشی ۶۰۰۰ مگانیوتن - متر مربع در خاک های مختلف و عمق های متفاوت گودبرداری.

نتایج مدلسازی ها نشان می دهد در هر خاک با استفاده از برازش غیر خطی (توابع نمایی) و با دقت قابل قبول می توان لنگر خمشی بیشینه را در عمق های مختلف تخمین زد (به عنوان نمونه به شکل ۶ توجه شود). لذا با توجه به اینکه در مدلسازی ها سختی های مختلفی برای خاک در نظر گرفته شده است (۱۰۰، ۵۰۰، ۱۶۰۰، ۶۰۰۰، ۱۲۰۰۰ مگانیوتن - متر مربع) می توان یک رابطه ریاضی مطابق رابطه (۵) برای تخمین لنگر خمشی ارائه کرد.

$$M = A \times H^B \quad (5)$$

در صورتیکه برای تعیین پارامترهای A و B از شکل ۸ (الف) استفاده شود، لنگر خمشی بیشینه برای کران بالای سختی خمشی رایج در بانک داده (۶۰۰۰ مگانیوتن - متر مربع) بدست می آید و در صورتیکه از شکل ۸ (ب) استفاده شود، لنگر خمشی پیش بینی شده، متوسط لنگر خمشی برای دیوار با سختی خمشی رایج در بانک داده خواهد بود. براساس نتایج حاصله محدوده پارامترهای A و B برای دو حالت مختلف در جدول ۳ نشان داده شده است.

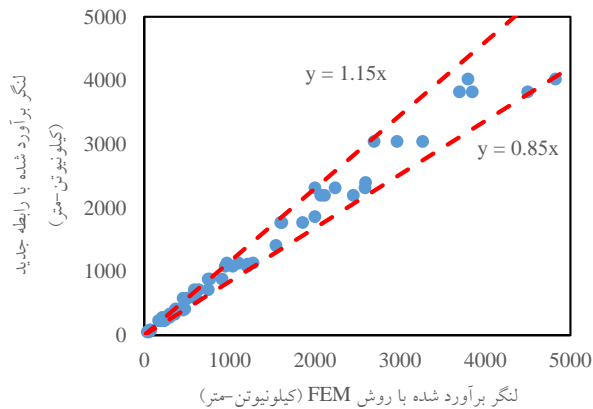


شکل ۸: پارامترهای A و B برای تخمین لنگر خمشی بیشینه: الف) $EI=6000 \text{ MN.m}^2$ ب) $500 \text{ MN.m}^2 < EI < 6000 \text{ MN.m}^2$

جدول ۳: محدوده پارامترهای A و B

B	A	حالت
۲,۳۰-۲,۵۰	۳,۶۵-۴,۷۵	کران بالای سختی خمشی دیوار (دیوارهای صلب)
۲,۳۲-۲,۶۲	۳,۷۰-۴,۲۰	متوسط سختی خمشی رایج (متوسط سازه های نگهدارنده رایج)

همان طور که در شکل ۹ قابل مشاهده است پراگندگی نتایج حاصل از پیش بینی با روش اجزای محدود و رابطه جدید قابل توجه نیست و می توان از این رابطه جهت تخمین دیوارهای رایج (به جای رابطه بدست آمده از روش LEM) استفاده کرد. شکل ۹ نتایج حاصل از تخمین لنگر با استفاده از رابطه فوق را برای ۷۰ نمونه با نتایج روش FEM مقایسه کرده است. البته این رابطه برای دیوار با سختی خمشی کمتر از ۵۰۰ مگانیوتن-متر مربع اعتبار سنجی نشده است.



شکل ۹: مقایسه لنگر خمشی پیش بینی شده با روش اجزا محدود و رابطه جدید ($100 \text{ MN.m}^2 < EI < 6000 \text{ MN.m}^2$)

۶- عمق مجاز

Hashash نشان داد که ظرفیت خمشی یک دیوار با ضخامت ۹۰۰ میلیمتر در صورت استفاده از فولاد با درصد تراکم بالا نیز به سختی به ۲ مگانیوتن-متر می‌رسد [۲۶]. با توجه به اینکه رابطه بین تنش و خمش متناسب با اساس مقطع است و اساس مقطع مستطیلی شکل متناسب با مجذور ضخامت است، می‌توان دریافت در صورتیکه ضخامت از ۹۰۰ میلیمتر تا ۱۲۰۰ میلیمتر افزایش یابد، احتمالاً ظرفیت خمشی مقطع به میزان مجذور نسبت ضخامت‌ها افزایش می‌یابد (ظرفیت خمشی تا ۳۶۰۰ کیلونیوتن-متر افزایش می‌یابد). هرچند جهت تعیین مقدار دقیق ظرفیت خمشی باید مطالعات آزمایشگاهی و یا میدانی صورت گیرد. همچنین براساس مبحث نهم مقررات ملی و ACI ([27], [28])، می‌توان ظرفیت خمشی سازه بتنی را با استفاده از رابطه کلی (۶) تخمین زد.

$$M_{max} = 0.85 f_y \times A_s \times d + 0.4 f_c \times S \quad (6)$$

که در آن M_{max} ظرفیت خمشی دیوار، d فاصله بالاترین نقطه تا میگرد تحتانی، S اساس مقطع بتنی، A_s سطح مقطع فولاد کششی و f_c و f_y هم به ترتیب تنش تسلیم بتن و فولاد است. با این فرض که حداکثر آرماتور خمشی مجاز در سازه بتنی (۲٪) استفاده شود براساس رابطه فوق می‌توان ظرفیت خمشی تقریبی را به صورت رابطه (۷) بدست آورد.

$$M_{max} = 3.72 d^2 \quad (7)$$

البته این نتیجه بدون در نظر گرفتن ضریب ترک خوردگی است که حتماً باید لحاظ شود. با فرض ضریب ۰/۶ برای ترک خوردگی، ظرفیت خمشی در دیوار با ضخامت ۱۲۰۰ میلیمتر و آرماتور با تراکم بالا در حدود ۳/۶ مگانیوتن-متر است. مطالعات کونیهیکو و همکارانش (۲۰۱۱) نیز برای ضخامت ۱۱۰۰ در حدود همین مقادیر بدست آمده است. لذا با در نظر گرفتن ۳/۵ مگانیوتن - متر مربع برای حداکثر ظرفیت خمشی دیوارهای دیافراگم بتنی رایج عمق مجاز گودبرداری برحسب زاویه اصطکاک داخلی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. این نتایج در مورد سازه‌های مسلح شده با آرماتور صدق می‌کند و در صورتیکه از مقاطع فولادی در طراحی استفاده شود، با توجه به ظرفیت خمشی بالای مقاطع فولادی، ظرفیت خمشی سازه نگهبان باید با روش‌های موجود در آیین نامه و به طور دقیق محاسبه شود.

از طرف دیگر مطالعات متعددی بر روی جابجایی‌های دیواره گود انجام شده است و در بیشتر موارد عملی جابجایی‌ها در محدوده کمتر از ۰,۰۰۵ ارتفاع گود قرار گرفته بودند. لذا در صورتی که این محدوده به عنوان حد مجاز جابجایی در نظر گرفته شود با استفاده از نتایج مدلسازی می‌توان به عمق مجاز برای خاک‌های دانه ای دست یافت. شکل ۱۰ حداکثر عمق مجاز گودبرداری با سازه‌های نگهبان طره ای رایج را نشان می‌دهد. این عمق با در نظر گرفتن دو معیار ظرفیت خمشی و جابجایی بیشینه دیوار تعیین شده است.

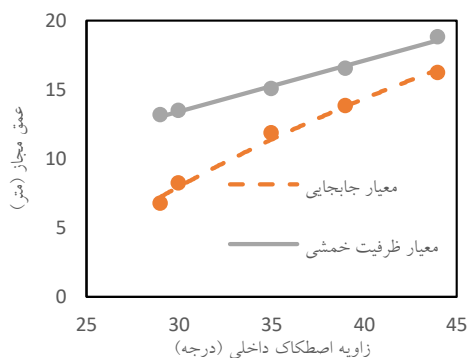
براساس شکل ۱۰، در خاک‌های دانه ای سست تا بسیار سست، سازه‌های نگهبان طره ای صرفاً می‌توانند برای عمق‌های کمتر از ۱۰ متر به کار روند. همچنین در صورتیکه عمق گود بیشتر از ۱۵ متر باشد صرفاً در حالتی می‌توان از سازه‌های نگهبان مهار نشده رایج استفاده کرد که خاک از نوع بسیار متراکم باشد. در چنین خاک‌هایی عمدتاً سختی خاک بیشتر از ۷۰ مگاپاسکال است. شکل ۱۰ همچنین نشان می‌دهد در خاک‌های متوسط تا بسیار متراکم اختلاف بین دو عمق مجاز (بر مبنای ظرفیت خمشی و جابجایی مجاز) بسیار کم خواهد بود. در چنین خاک‌هایی عمدتاً مدول الاستیسیته خاک بیش از ۳۰ مگاپاسکال است.

۷- نتیجه گیری

روش تعادل حدی یکی از روش‌های رایج در تخمین لنگر خمشی سازه‌های نگهبان طره‌ای است. با این وجود، این روش صلبیت خمشی دیوار را لحاظ نمی‌کند و به همین دلیل لنگر خمشی را در دیوارهای طره ای شکل به صورت محافظه کارانه تخمین می‌زند. در این مطالعه مجموعه ای متشکل از بیش از ۳۰۰ مورد عملی گزارش شده در دنیا جمع آوری شده است تا محدوده رایج سختی خمشی دیوارهای

اجرا شده تعیین گردد. همچنین سختی خمشی دیوارهای دیافراگم مرکب بتنی با مقاطع مرکب فولادی رایج ارزیابی شد. تعدادی مدل نیز جهت ارزیابی لنگر خمشی و جابجایی بیشینه دیوار ساخته شد. براین اساس، مهم ترین دستاوردهای این مطالعه عبارتند از:

- براساس بانک داده، سختی خمشی غالب دیوارهای اجرا شده در محدوده کمتر از ۶۰۰۰ مگانیوتن- متر مربع است. سختی کمتر از ۱۰۰۰ مگانیوتن- متر مربع عمدتاً مربوط به شمع های مسلح و سختی های بیشتر مربوط به دیوارهای دیافراگمی است.
- با به کار گیری مقاطع مناسب فولادی می توان سختی خمشی دیوار را تا حدود ۱۲۰۰۰ مگانیوتن- متر مربع افزایش داد که در حدود دو برابر بیشترین سختی خمشی رایج است. اما باید توجه داشت نوع مقطع فولادی تاثیر بسیار زیادی در افزایش سختی خمشی دارد.
- با توجه به قابلیت تخمین نسبتاً مناسب روش تعادل حدی برای دیوارهای صلب، یک ضریب اصلاحی برای افزایش دقت رابطه لنگر خمشی بر حسب عمق تعیین شد. اما با توجه به عملکرد نامناسب این روش برای سازه های رایج، یک رابطه جدید با استفاده از روش اجزای محدود معرفی گردید. این روش با استفاده از ۷۰ مدل اعتبار سنجی شد و خطای حاصل از تخمین با رابطه جدید در محدوده $\pm 15\%$ بدست آمد. محدوده کاربرد این رابطه نیز برای دیوار با سختی خمشی ۵۰۰ تا ۶۰۰۰ مگانیوتن- متر مربع و خاک دانه ای با زاویه اصطکاک داخلی ۲۹ تا ۴۴ درجه (و مدول الاستیسیته ۸ تا ۸۰ مگاپاسکال) است.
- بر مبنای ظرفیت خمشی و جابجایی بیشینه نسبی مجاز، عمق مجاز گودهای مهارشده با سازه های نگهدارنده ای و در خاک های دانه ای تخمین زده شد. در خاک های دانه ای سست تا بسیار سست، سازه های نگهدارنده ای صرفاً می توانند برای عمق های کمتر از ۱۰ متر به کار روند. همچنین در صورتیکه عمق گود بیشتر از ۱۵ متر باشد صرفاً در حالتی می توان از سازه های نگهدارنده مهار نشده رایج استفاده کرد که خاک از نوع بسیار متراکم باشد. در چنین خاک هایی عمدتاً سختی خاک بیشتر از ۷۰ مگاپاسکال است.
- لنگر خمشی در خاک های دانه ای تا حدی مستقل از سختی خمشی دیوار است. خصوصاً در عمق های کمتر از ۱۲ متر افزایش سختی خمشی در دیوارهای دیافراگمی، حداکثر منجر به افزایش ۲۰ درصدی در لنگر خمشی می شود. البته باید توجه داشت در دیوارهای انعطاف پذیرتر (مانند شمع های نگهدارنده) تاثیر افزایش سختی خمشی حتی در عمق های کمتر نیز محسوس است.
- اگرچه با افزایش سختی خمشی دیوار جابجایی بیشینه نسبی تا حد قابل ملاحظه ای کاهش می یابد، اما در دیوارهای دیافراگمی و در محدوده سختی خمشی رایج، جابجایی بیشینه نسبی دیوارهای طره ای بویژه در خاک های بسیار سست تا متوسط بسیار قابل توجه است.



شکل ۱۰: عمق مجاز گودبرداری با استفاده از دیوارهای دیافراگم بتنی و شمع های نگهدارنده و مماسی با سختی بالا.

پیوست ۱: نوع و سختی خمشی برخی از دیوارهای نگهدارنده در سرتاسر جهان

No.	Location	Wall type	EI (kN/m ²)	No.	Location	Wall type	EI (kN/m ²)
1	Croydon	Secant	500,000	101	Lisbon-DD Ave.	Soldier pile	19,250
2	Holborn	Secant	1,169,950	102	Lisbon-Colom	Soldier pile	14,435
3	Minster Court	Diaphragm	1,280,000	103	Lisbon-Ivens	Soldier pile	19,250
4	Britannic Hse	Diaphragm	1,280,000	104	Colomb., Seattle	Piled	763,400
5	Chelsea	Diaphragm	312,500	105	Seattle	Contiguous	1,126,000
6	Walthamstow	Secant	8,437,500	106	Seattle	Soldier pile	718,690
7	Barbican	Diaphragm	8,437,500	107	Houston-Herm	Contiguous	203,900
8	Charing Cross	Diaphragm	1,280,000	108	Houston-Bank	Contiguous	203,900
9	John Lewis KUT	Diaphragm	1,280,000	109	Houston-FCB	Contiguous	209,650
10	Victoria Emb	Secant	2,717,000	110	Houston-Smith	Contiguous	140,135
11	London	Diaphragm	312,500	111	Houston-Texas	Contiguous	13,860
12	Guildhall	Diaphragm	312,500	112	Houston-Cullen	Contiguous	210,470
13	Vauxhall	Diaphragm	540,000	113	Houston-321	Contiguous	315,050
14	Chingford	Secant	2,291,750	114	Washington	Soldier	19,000
15-16	Mark Lane	Contiguous	250,000	115-120	Boston	Diaphragm	567,450-1,908,000
17	JLE III	Diaphragm	540,000	121	Boston	Soldier pile	347,430
18	Malden Way	Contiguous	2,544,700	122	Salt Lake City	Soldier pile	127,436
19	Bermondsey	Diaphragm	2,500,000	123-130	Singapore CE II	Soldier piles	26,250-100,000
20	Canada Water	Secant	805,158	131	Al(M)	Sheet piles	104,785
21	Humber Bridge	Diaphragm	1,280,000	132	Hatfield	Sheet piles	96,440
22	Cambridge	Diaphragm	540,000	133	Lisbon	Diaphragm	540,000
23	Channel Tunnel	Sheet piles	73,500	134	Paris-R Gau	Sheet	115,080
24	Lyon	Diaphragm	540,000	135	Paris-13e	Diaphragm	540,000
25	Switzerland	Diaphragm	1,280,000	136	Calais	Diaphragm	5,881,600
26	Dublin-Jervis	Secant	1,254,800	137	Le Havre	Diaphragm	4,320,000
27	Dublin-Clarend	Soldier pile	3,895	138	Geneva, Le Mail	Diaphragm	2,500,000
28	Dublin-M&S	Sheet piles	58,500	139	Berlin P Platz DB	Diaphragm	5,184,000
29	MBTA, Boston	Diaphragm	1,908,880	140	Berlin-Hofgarten	Diaphragm	1,280,000
30	Oakland	Sheet piles	63,500	141	Berlin	Soldier piles	4,320,000
31	Houston	?	704,900	142	Berlin	Secant	631,000
32	Seattle	Sheet piles	63,500	143	SONY, Berlin	Diaphragm	1,280,000
33	West. Station, Seattle	Contiguous	1,780,000	144	Salzburg	Soldier piles	540,000
34	Pion. Square, Seattle	Secant	1,126,000	145	Salzburg	Soldier piles	540,000
35	Washington	Piled	1,535,850	146	Urreiting	Soldier piles	1,280,000
36	Washington	Sheet piles	63,500	147	Fr'hafen	Secant	631,000
37	Washington	Contiguous	20,000	148	Wien	Soldier piles	1,280,000
38	Houston-Exxon	Soldier piles	7,425	149	Dusseldorf	Soldier piles	540,000
39	Houston-Shell	Contiguous	841,550	150	Dusiburg	Soldier piles	1,280,000
40	Houston-Coker	Sheet piles	103,600	151	Grauholz, Switzerland	Contiguous	483,095
41	Tiong Bahru	Soldier piles	24,900	152	South Africa	Soldier piles	2,581
42-71	Singapore CE II	Soldier piles	26,250-1,280,000	153	Milwaukee	Deep soil mix	60,000
72	Waterloo	Diaphragm	540,000	154	Norwich	Contiguous	919,700
73	Eastbourne	Diaphragm	2,500,000	155	Dartford	Barrettes	1,280,000
74	Buffalo	Sheet piles	63,585	156	Bell Common	Secant	2,330,250
75	Ontario	Sheet piles	42,000	157	New Palace ard	Diaphragm	2,500,000
76	Zurich	Diaphragm	1,278,760	158	British Library	Secant	2,571,750
77	Lyon-P Kleb	Sheet piles	57,700	159	Nat Gal Ext	Secant	618,000
78	Lyon-R Ney	Diaphragm	107,000	160	Aldersgate	Diaphragm	2,500,000
79	Lyon-S. Gam.	Diaphragm	185,000	161	Limchouse	Diaphragm	4,320,000
80	Karlshue	Sheet piles	2,033	162	PO Square Boston	Diaphragm	1,822,500
81	Maas, Rotterdam	Sheet + tubes	1,717,900	163	HK&S Bank, HK	Diaphragm	2,500,000
82	Cairo Metro	Precast	227,813	164	Charter Station,	Diaphragm	2,500,000
83	Lisbon-Carlos	Diaphragm	540,000	165	HK Hong Kong	Soldier piles	4,320,000
84-85	Hannover	Secant	1,134,000-1,527,000	166-168	Boston 1, 2 and 3	Diaphragm	1,106,125
86	Duisburg	Soldier pile	4,320,000	169	Boston Salzburg	Soldier piles	1,280,000
87	Offenbach	Secant	805,000	170	Wien	Soldier piles	1,280,000
88	Lubeck	Secant	631,000	171	Cairo Metro	Diaphragm	1,280,000
89	Salsburg	Soldier piles	1,280,000	172	Singapore River	Diaphragm	1,280,000
90	Bruckmuhl	Soldier piles	2,500,000	173	Singapore Havelock	Diaphragm	1,280,000
91-92	Sao Paulo, ES1, ES2	Soldier pile	71,700	174	Singapore CBD	Sheet piles	60,000
93	Argyle Station, HK	Diaphragm	2,500,000	175-176	Singapore CE II	Diaphragm	1,280,000
94	Manchester	Contiguous	254,350	177-179	Singapore CE II	Sheet + H	73,500
95	New York	Piled	1,822,500	180-185	Singapore CE II	Contiguous	100,000-685,000
96	Han River, Seoul	Secant/H	60,640	186	Singapore multistory	Diaphragm	2,500,000
97	YMCA, London	Diaphragm	540,000	187	Singapore interchange	Contiguous	1,338,750
98	Neasden	Diaphragm	540,000	188	Singapore canal	Sheet	50,000
99	Oresund-Sydh	Soldier pile	48,125	189	Bangkok B	Diaphragm	1,378,420
100	Copenhagen	Tubes/H	1,000,000	190	Bangkok D	Diaphragm	2,500,000

No.	Location	Wall type	EI (kN/m ²)
191	Oslo Gronland 1	Sheet	73,800
192	Oslo Tech School	Sheet	39,600
193	Oslo Telephone	Diaphragm	2,500,000
194	Oslo Olav Kyrres	Sheet	135,500
195	Oslo City	Sheet	127,760
196	Nieuw Maas	Diaphragm	4,320,000
197	Japan 1	Sheet	63,450
198	Sheung Wan HK	Diaphragm	4,320,000
199	Quai Gloria France	Diaphragm	1,378,420
200	Hartford, Conn.	Soldier pile	26,250
201	UOB Singapore	Diaphragm	4,320,000
202	H'Fok A Singapore	Sheet piles	75,700
203	CTC Singapore	Sheet piles	57,440
204	Somerset Singapore	Diaphragm	540,000
205	MOE I2 Singapore	Sheet piles	45,436
206	MOE I9 Singapore	Sheet piles	45,436
207	Singapore Bugis	Diaphragm	4,320,000
208	Singapore CBD	Sheet piles	70,000
209	Singapore Parking	Diaphragm	540,000
210	Taiwan Airline	Contiguous	18,850
211	Taiwan Power	Diaphragm	540,000
212	Taiwan Quen M	Diaphragm	540,000
213	Taiwan Tax	Sheet	40,000
214	Taiwan Formosa	Diaphragm	1,280,000
215	Taiwan Cathay	Diaphragm	857,500
216-217	Bangkok A, C	Diaphragm	1,378,420
218	Bangkok E	Sheet	50,000
219-220	Oslo Vaterland 1, 2	Sheet	73,800
221	Oslo Studenterlu	Diaphragm	2,500,000
222	Oslo Jerbanetorget	Diaphragm	2,500,000
223	Oslo Bank of Norway	Diaphragm	2,500,000
224-225	Eastbourne 1, 2	Diaphragm	2,500,000
226	Pietrafitta, Italy	Sheet	42,000
227	Chicago	Sheet	1,055,000
228	Inland Steel Chicago	Sheet	50,000
229	Sewage Tr. Tokyo	Steel pipe pile	8,000,000
230	Osaka A	Diaphragm	2,500,000
231	Japan 2	Steel pipe pile	34,000,000
232	Lake zone, Mexico	Diaphragm	2,500,000
233	Shanghi-Jin Mao	Diaphragm	2,500,000
234	Shanghi-Heng Long	Diaphragm	2,500,000
235	Shanghi	Diaphragm	2,500,000
236	River Wall M' Boro	Sheet	177,660
237	Detroit	Sheet	83,400
238	TP, Bogota	Diaphragm	540,000
239	Newton Singapore	Diaphragm	2,500,000
240	Taiwan Chi Ching	Diaphragm	857,500
241	Taiwan Far East	Diaphragm	857,500
242	Oslo Christiana	Sheet	483,600
243	Oslo Enerhaughen	Sheet	45,000
244	Oslo Gronland 2	Sheet	35,850
245	Oslo Telecom	Sheet	73,800
246	Oslo Vaterland 3	Sheet	73,800
247	Oslo Gunnerus	Sheet	82,350
248	Vasteras, Sweden	Sheet	17,000
249	Gothenburg	Sheet	17,000
250	Chicago Subway	Sheet	50,000
251-255	Chicago A, C, D, F, G	Sheet	55,250-69,000
256-257	Chicago E, H	Diaphragm	566,340 - 1,106,000
258	HDR-4 Chicago	Sheet	161,000
259	Washington	Soldier piles	50,160

No.	Location	Wall type	EI (kN/m ²)
260	Bowlin Point, N.Y.	Sheet	50,000
261	San Francisco	Sheet	72,500
262	Islais 2, San Francisco	Sheet	55,250
263	Embarcadero III	Sheet	80,000
264	LeviStrauss San Francisco	Sheet	80,000
265	SNBB San Francisco	Diaphragm	4,528,466
266	3rd Har Tun Boston	Sheet	72,500
267	H'Fok B Singapore	Sheet	75,700
268	Tokyo Airport	Sheet	172,000
269	Mexico City	Sheet	50,640
270	Benwell Road	Contiguous	100,661
271	A329-Reading	Diaphragm	2,500,000
272	Leith House	Contiguous	465,950
273	Sanct Bld	Diaphragm	1,280,000
274	Newport Crt	Diaphragm	1,280,000
275	Putney Centre	Diaphragm	1,280,000
276	British Library	Secant	2,571,750
277	Bell Common	Secant	2,330,250
278	Dunton Green	Contiguous	4,385,400
279-280	Broadgate 5, 9/10	Contiguous	465,950
281	Nat Gal Ext	Secant	618,000
282	Bentalls KuT	Secant	2,855,000
283	Waitrose KuT	Contiguous	1,132,800
284	Swindon	Contiguous	179,600
285	Channel Tunnel	Sheet	73,500
286	Cheltenham	Contiguous	4,141,760
287	Batheaston	Diaphragm	1,280,000
288	Finchley	Contiguous	1,198,500
289-290	Manchester	Contiguous	254,250
291	Edinburgh	Contiguous	245,400
292	Salzburg	Soldier piles	1,280,000
293	Konstanz	Secant	639,000
294	UOB Singapore	Diaphragm	4,320,000
295	San Francisco	Sheet	61,000
296	Thessaloniki	Diaphragm	14,000
297	Jiangshan	Contiguous	1,472,000
298	Ganghui	Contiguous	1,472,000
299	Dongnan	Contiguous	699,000
300	Huaan	Contiguous	920,000
301	Lianhe	Contiguous	1,280,000
302	Meiluo	Contiguous	920,000
303	Renmin	Contiguous	1,017,000
304	PDMGC	Contiguous	768,000
305	Baiteng	Contiguous	1,227,000
306	DHH	Contiguous	1,79,000
307	SJYC	Contiguous	254,000
308	LW117	Contiguous	603,000
309	Gongshang	Contiguous	669,000
310	Yidong	Contiguous	768,000
311	Jiefang	Contiguous	254,000
312	Lansheng	Diaphragm	1,280,000
313	Zhidi	Diaphragm	1,280,000
314	SubwayR2	Diaphragm	540,000
315	Huangpu	Diaphragm	1,280,000
316	R1-HS	Diaphragm	540,000
317	Zhongshan	Diaphragm	540,000
318	R2-SM	Diaphragm	1,280,000
319	R1-CB	Diaphragm	687,000
320	R2-ZY	Diaphragm	540,000
321	M8-YJ	Diaphragm	1,280,000

مراجع

- [1]Wang, W. D. and Xu, Z. H. (2011). Design and construction of deep excavations in Shanghai. in *Proceedings of 7th International Conference of TC28: Geotechnical aspects of underground construction in soft soils*, pp. 667–683.
- [2]Sabatini, P. J. and D. G. Pass, and Bachus, R. C. (1999). *Geotechnical engineering circular no. 4: Ground anchors and anchored systems, FHWA IF-99-015*. Washington, DC, techreport, P.P 207-300.
- [3]Yasrebi, H. and Eslami, A. (2015). Optimum considerations for control of large urban excavation displacement. in *2nd geotechnical engineering conference*.
- [4]Clough, G. W. and O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of insitu walls. in *Design and performance of earth retaining structures*, pp. 439–470.
- [5]B, Y. A., R, P. R. C, and Rao, S. (2015). Effect of Stiffness on Performance of Diaphragm Wall. *Procedia Eng.*, vol. 116, no. Apac, pp. 343–349.
- [6]Ilies, N., Farcas, V. and Pop, M. (2015). Design Optimization of Diaphragm Walls. *Procedia Technol.*, vol. 19, pp. 357–362.
- [7]Powrie, W., Davies, J. N. and Britto, A. M. (1993). A cantilever retaining wall supported by a berm during temporary works activities. *Retaining Struct. (ed. CRI Clayton)*, Thomas Telford, London, pp. 418–428.
- [8]Fan, H. J., Zhang, L. L. and Wang, J. H. (2011). "Uncertainty of empirical prediction model for wall deflection of deep excavation in Shanghai soils," *Lowl. Technol. Int.*, vol. 13, no. 1, pp. 52–58.
- [9]VARGHESE, P. C. (2005). *Foundation and engineering*. Delhi: phi learning private limited.

- [10] Vesic, A. B. (1961). Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, in *Proceedings of 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 845-850.
- [11] Sadrekarimi, J. and Akbarzad, M. (2009). Comparative study of methods of determination of coefficient of subgrade reaction. *Electron. J. Geotech. Eng.*, vol. 14 E, pp. 1-14.
- [12] Fernie, R. and Suckling, T. (1996). Simplified approach for estimating lateral movement of embedded walls in UK ground. in *Proceedings of International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. London: [sn], pp. 131-136.
- [13] Long, M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 127, no. 3, pp. 203-224.
- [14] Long, M. Brangan, C., Menkiti, C. O., Looby, M. and Casey, P. (2012). Retaining walls in Dublin boulder clay, Ireland. *Proc. ICE - Geotech. Eng.*, vol. 165, no. 4, pp. 247-266.
- [15] Long, M., Menkiti, C. O., Skipper, J., Brangan, C. and Looby, M. (2012). Retaining wall behaviour in Dublin's estuarine deposits, Ireland. *Proc. ICE - Geotech. Eng.*, vol. 165, no. 6, pp. 351-365.
- [16] Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. in *Proc. 7th int. conf. on SMFE*, pp. 225-290.
- [17] Long, M. (1997). Design and construction of deep basements in Dublin, Ireland. in *Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering-International society for soil mechanics and foundation engineering*, vol. 2, pp. 1377-1380.
- [18] Xu, Z. H. (2007). Deformation behavior of deep excavations supported by permanent structures in Shanghai soft deposit. *Shanghai Shanghai Jiao Tong Univ.*
- [19] Mana, A. I. and Clough, G. W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 107, no. 6, pp. 759-777.
- [20] Project management engineering, (2015). *Eshtal table*. [Online] Available at: <http://e-pm.ir/mohasebat/eshtal/> [30 10 2016].
- [21] Tata Steel, (2016). *Tata steel sections, The blue Book*. [Online] Available at: <http://tsbluebook.steel-sci.org/EN/Browsers/Main.htm> [30 11 2016].
- [22] American society of testing and material, (2016). *Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling; ASTM A6*, pp. 51-200.
- [23] Onda, K., Kojo, R. and Aoki, H. (2011). Development of new H-section steel shape with inner rib, 'J-grip H,' and its application to steel concrete composite diaphragm wall. *JFE Tech. Rep.*, vol. 16, no. 16, pp. 45-51.
- [24] Look, B. (2007). *Handbook of geotechnical investigation and design tables*. London: Taylor&Francis Group, pp. 10-175.
- [25] Schanz, Vermeer, T. and Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 Comput. Geotech. 10 years PLAXIS Int. Proc. Int. Symp. beyond 2000 Comput. Geotech.* Amsterdam, p.p 281-295
- [26] Hashash, Y. M. A. and Whittle, A. J. (1992). *Analysis of braced diaphragm walls in deep deposits of clay*. Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1992.
- [27] Office development and promotion of national building codes. (1388). *National building instructions (9)*. Tehran: Tossehiranpublisher.
- [28] American concrete institute (ACI), (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*, Michigan: American concrete institute.