

ارزیابی تغییر شکل گودهای مهار شده در تحلیل های

خمیری و تحکیمی

جهانگیر خزایی^{۱*}، یزدان شمس ملکی^۲

۱- استادیار دانشکده ی فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- دانشجوی دوره ی دکتری ژئوتکنیک، گروه مهندسی عمران، دانشکده ی فنی، دانشگاه رازی کرمانشاه

j.khazai@razi.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۸/۱۷]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۳/۱۰]

چکیده - در این مقاله رفتار گودهای مهار شده در خاک نرم چسبیده- اصطکاکی با دو دسته تحلیل مجزا از نوع خمیری و تحکیمی با لحاظ نمودن زمان حفاری مرحله‌ای ارزیابی می‌شود. به منظور بررسی اثر عامل زمان و فشار آب حفره‌ای فازهای حفاری مرحله‌ای به کمک تحلیل تحکیمی و تحلیل خمیری مدلسازی شده‌اند. در این پژوهش علاوه بر عامل زمان به عوامل دیگری از قبیل طول بازه زمانی حفاری، نوع تحلیل به لحاظ شرایط زهکشی، مدل رفتاری برای خاک و اثر سطح آب زیر زمینی در بحرانی‌ترین حالت یعنی درست در سطح زمین و پشت دیواره‌ی گودبرداری توجه شده است. تحلیل‌های اجزا محدود دو بعدی در نرم‌افزار *PLAXIS2D* اساس محاسبات عددی مطالعه‌ی حاضر را تشکیل می‌دهند. مهاربندی گود از نوع دیوار حائل بتنی و مهار شده با میخکوبی انتخاب شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که مقادیر تغییر مکان‌های افقی و قائم دیواره و کف گود در تحلیل‌های تحکیمی با لحاظ کردن عامل زمان نسبت به تحلیل‌های خمیری، اغلب کمتر بوده و اختلاف آن‌ها در حد حداکثر ۲۰٪ است. همچنین به نظر می‌رسد که تاثیر زمان و حفاری مرحله‌ای تنها با انجام تحلیل‌های تغییر شکلی عددی وابسته به زمان، مانند تحلیل تحکیمی با مدل خزشی می‌تواند ارزیابی شود و در تحلیل عددی خمیری حفاری مرحله‌ای بی‌معنی است.

واژگان کلیدی: گود مهارشده، تحلیل‌های خمیری و تحکیمی، حفاری مرحله‌ای، بازه زمانی، فشار آب حفره‌ای، روش اجزا محدود دوبعدی.

۱- مقدمه

با رشد و گسترش شهرها و افزایش جمعیت، زمین و فضای مناسب ساخت و ساز نیز کاهش می‌یابد. گسترش عمودی شهرها به جای گسترش افقی، در چند دهه‌ی اخیر امری اجتناب ناپذیر شده است. بلند مرتبه سازی‌های اخیر و به دنبال آن لزوم انجام گودبرداری‌های عمیق‌تر و تلفات مالی و جانی ناشی از گودبرداری‌های غیر اصولی و با محاسبات ضعیف، به خوبی اثر عامل گودبرداری‌های شهری و خطرهای ناشی از تغییر شکل‌های بیش از حد دیواره‌ی گودهای شهری را بیش از پیش یاد آور می‌شود.

از آن جا که گودبرداری یک ساخت و ساز موقت است و عموماً مالکان ساختمان‌ها حاضر به انجام هزینه‌های اضافی برای مطالعه‌ی رفتار گودبرداری خود نیستند، مطالعات تجربی و میدانی بسیار کمی در خصوص شناخت رفتار گودبرداری‌ها صورت گرفته که آن هم

بیشتر در خصوص گودبرداری پروژه‌های عظیمی از قبیل مترو یا تونل‌های رو باز زیرزمینی بوده است، که به آسانی نمی‌توان شرایط آن‌ها را با شرایط پروژه‌های عادی هماهنگ دانست. از این رو، اقبال و تمایل بیشتر پژوهشگران و مهندسين در این زمینه انتخاب تحلیل و طراحی‌هایی بر مبنای روش‌های عددی است. از طرف دیگر موفقیت انجام یک تحلیل عددی جز با شناخت دقیق شرایط مسئله و اشراف کامل بر روش عددی انتخاب شده، میسر نیست.

گودبرداری انتخاب شده در این پژوهش از نوع دیواره‌ی مهار شده با میخ است، در این خصوص پژوهش‌های مفصلی در مراجع [۱-۱۲] می‌توان یافت. همچنین در خاک‌های نرم [۱۳-۱۵] و خاک‌های رسی [۱۶-۲۴] نیز تحلیل‌های مفصلی صورت گرفته است. منحنی تغییر شکل خاک پشت دیواره‌های مهاربندی شده همچنین به تفسیر در مراجع [۲۵-۲۷] آمده است. متأسفانه در بیشتر مطالعات عددی

مانند حفاری‌های مرحله‌ای (کمینه ۲ متر حفاری) در هر گام زمانی و با لحاظ کردن عامل زمان، همچنان این مدل‌ها می‌توانند پاسخی واقعی را پیش‌بینی نموده و با اعتبار باقی بمانند؟ پاسخ این سوال در خوش بینانه‌ترین حالت منفی است. اصولاً در آزمایشگاه فقط با یک نمونه آزمایشی سر و کار داریم، که ابعاد و مشخصات آن ثابت است و عملاً نه حفاری مرحله‌ای (شکلی از باربرداری) در آن صورت می‌گیرد و نه خاکریزی مرحله‌ای (شکلی از بارگذاری) روی آن انجام می‌شود.

علیرغم استفاده‌ی بسیار زیاد از گودبرداری در زمین‌های محدود شهری، پژوهش‌های ارزشمند بسیار نادری وجود دارد که تاثیر عوامل متعدد تاثیر گذار بر پایداری کوتاه مدت یک گود را بررسی کردند. پژوهش‌های فراوانی در خصوص رفتار تغییر شکلی گودبرداری‌های مهار شده صورت گرفته است که در عمده آن حداقل یک مورد ضعف اساسی مشاهده می‌شود. ضعف عمده‌ی بیشتر آن‌ها شامل مواردی از قبیل در نظر نگرفتن زمان حفاری (باربرداری خاک) باوجود استفاده از روند حفاری مرحله‌ای [۲۸] و استفاده از مدل‌های رفتاری‌ای که به زمان حساس نیستند (یعنی زمان و پدیده‌ی خزش در چارچوب ریاضی این مدل‌ها تعریف نشده است) می‌شود [۲۸ و ۲۹]، همچنین در برخی پژوهش‌ها، سفره‌ی آب زیرزمینی در مدل وجود ندارد یا پایین‌تر یا دورتر از محل گودبرداری است [۲۸]. در برخی پژوهش‌های دیگر به تفاوت مابین نتایج تحلیل‌های عددی تجمعی و نمویی در مدلسازی عددی حفاری مرحله‌ای توجه‌ای نشده است [۲۸ و ۲۹].

۲- روش تحلیل (متدولوژی) و انتخاب مطالعات پارامتریک

مسئله‌ی بررسی شده در این پژوهش گودبرداری مهار شده به روش دوخت به پشت (Nailing) مطابق شکل ۱ است. به دلیل ماهیت مسئله‌ی در دست بررسی، نوع تحلیل‌ها، توقعات مورد نظر از مدلسازی عددی و امکانات نرم‌افزاری در دسترس، تحلیل‌های عددی انجام شده در این مطالعه، از نوع تحلیل دو بعدی و اجزاء محدود در نرم‌افزار *PLAXIS 2D* در نظر گرفته شده است. با توجه به یکنواخت بودن مقطع طولی دیوار حائل، در جهت عمود بر صفحه‌ی دو بعدی مدلسازی، از تحلیل‌های کرنش مسطح و المان‌های مثلثی ۱۵ گره‌ای برای مدلسازی استفاده شده است. فرآیند

فعلی، توجه چندانی به نوع تحلیل عددی نشده است. به عنوان نمونه در مطالعه مندرج در مرجع [۲۸]، باوجود انتخاب روند حفاری مرحله‌ای (فازبندی شده)، از تحلیل‌های خمیری استفاده کرده‌اند که اثر عامل زمان و بازه‌ی زمانی هر گام حفاری را در نظر نمی‌گیرد و در پژوهش یاد شده نیز بدان اشاره‌ای نشده است. به علاوه آن‌ها به شرایط زهکشی گودبرداری و وجود جریان آب یا فشارهای آب حفره‌ای نپرداخته‌اند. همچنین از نتایج مرجع [۲۹] مشخص است که مدل رفتاری مور-کولمب در مقایسه با مدل‌های رفتاری خاک پیچیده‌تری مانند مدل سخت شونده (Hardening HS Soil model) [۳۲] یا خاک سخت شونده با کرنش کوچک HSS (Hardening Small Strain model) [۳۳] یا حتی مدل رفتاری خاک نرم شونده SS (Soft Soil model) پاسخ‌هایی دورتر از مقادیر اندازه‌گیری شده واقعی به دست می‌دهد. در این مطالعه مقایسه‌ای پارامتری بین نتایج چهار مدل مختلف مور-کولمب (Mohr-MC)، Coulomb، مدل خاک سخت شونده HS، مدل خاک نرم SS و مدل رفتاری وابسته-به زمان خزشی خاک نرم SSC (Soft Soil Creep model) [۳۱] صورت می‌گیرد. ویژگی مشترک تمام این مدل‌ها سطح گسیختگی آن‌ها است که از معیار خمیری مور-کولمب با پارامترهای سه گانه چسبندگی، زاویه‌ی اصطکاک داخلی و زاویه‌ی اتساع مدل MC تبعیت می‌کند.

بدین لحاظ این مدل‌ها را می‌توان مدل‌های خانواده‌ی مور-کولمب MC خطاب کرد [۳۱]. عوامل متعددی بر رفتار یک گود و پاسخ‌های آن تاثیر گذار است که می‌توان به اثر انتخاب نوع تحلیل عددی (وابسته به زمان بودن تحلیل یا عدم آن)، اثر طول بازه‌های زمانی هر گام حفاری، اثر مدل رفتاری انتخاب شده (دارای سخت‌شوندگی کرنشی باشد یا نباشد)، اثر شرایط محاسباتی نمویی یا تجمعی و ... اشاره کرد. خاطر نشان می‌شود که مدل‌های MC، HSS، HSS و حتی مدل‌هایی از قبیل کم کلی اصلاح شده MCC (Modified Cam Clay model) و مدل خاک نرم (شونده) SS (Soft Soil model) در راستی آزمایش‌های آزمایشگاهی و با مقیاس‌های هندسی و زمانی آزمایشگاهی، فارغ از میزان آثار دست‌خوردگی نمونه‌ها، برای آزمایش‌های زهکشی شده و زهکشی نشده، پاسخ‌های قابل قبولی در مقایسه با نتایج آزمایش‌ها به دست داده‌اند [۳۱]، اما سوال این است که آیا در شرایط واقعی و بزرگ مقیاسی

جدول ۱ مشخصات کلی تسلیح دیواره ی گود با روش دوخت به پشت [۲۸].

Parameter	Symbol (unit)	Parameter Value
Grouted nails and concrete face wall		
Materials model	-	Elastic
Yield strength of nails	$f_y (Mpa)$	415
Elastic modulus of nails	$E_n (Gpa)$	200
Elastic modulus of grout (concrete)	$E_g (Gpa)$	22
Diameter of steel nails	$d (mm)$	20
Diameter of grout hole in the excavation wall	$D_{DH}(mm)$	100
Length of nails	$L (m)$	7
Inclination angle of nails along the horizontal direction	$i (deg)$	15
Vertical (in-plane) and horizontal (out-of-plane) distances of nails	$S_v \times S_h (m \times m)$	1×1
Thickness of reinforced concrete face wall of excavation	$t (mm)$	200
Grout unit weight	$\gamma_c (kN/m^3)$	25
Poisson ratio of grout and face wall concrete	$\nu_c (-)$	0.15

Table 1. General properties of excavation wall reinforcement by nailing method [28].

جدول ۲ پارامترهای مقاومت و سختی انتخاب شده برای مدل‌های رفتاری تعریف خاک گودبرداری [۳۰].

Parameter	Symbol (unit)	Soil constitutive models		
		(HSS)	(HS)	(MC)
Cohesion	$c (kN/m^2)$	10	10	10
Friction angle	$\phi (deg)$	27.5	27.5	27.5
Dilation angle	$\psi (deg)$	0	0	0
Unit weight of materials	$\gamma (kN/m^3)$	19	19	19
Soil elastic modulus	$E (kN/m^2)$	-	-	30000
Secant stiffness	$E_{50}^{ret} (kN/m^2)$	20000	20000	-
Tangent stiffness	$E_{oed}^{ret} (kN/m^2)$	20000	20000	-
Stiffness in unloading/reloading	$E_{ur}^{ret} (kN/m^2)$	60000	60000	-
Reference shear modulus (maximum or initial values)	$G_0^{ret} (kN/m^2)$	75000	-	-
Reference stress for extracting stiffness values	$p_{ref} (kN/m^2)$	100	100	100
Shear strain at which $G_{sec}=0.7G_0$	$\gamma_{0.7}$	0.0001	-	-
Poisson ratio	ν	0.2	0.2	0.3
Power for dependency of stress level on the soil stiffness	m	0.5	0.5	-

Table 2. Selected strength and stiffness parameters for constitutive models describing excavation soil [30].

انجام گودبرداری، حفاری مرحله‌ای است، به طوری که کل عمق گودبرداری که برابر ۱۰ متر است در ۵ مرحله‌ی (فاز محاسباتی) ۲ متری حفاری می‌شود، شایان توجه است که انتخاب فاز حفاری ۲ متری به منظور نزدیک شدن شرایط این مطالعه به پژوهش مندرج در مقاله مرجع [۲۸] بوده و از طرفی اگر فازها کمتر از ۲ متر اختیار شود، تعداد فازهای محاسبات عددی، بهبود یافته می‌شود. همچنین برای فاز حفاری بیشتر از ۲ متر هم توجیه مدلسازی مناسبی وجود ندارد و برای عمق ۱۰ متر (حفاری مورد نیاز در این مطالعه)، تعداد فازهای حفاری بیش از حد کم می‌شود، مطابق شکل ۱. مشخصات مصالح انتخاب شده در پنج مدل رفتاری مختلف مور-کولمب MC، خاک سخت شونده HS، خاک سخت شونده با کرنش کوچک HSS، خاک نرم SS و خزش خاک نرم SSC در جداول ۲ و ۳ آمده است. همچنین مشخصات مقاومتی، سختی و هندسی دیواره گود مهار شده در جدول ۱ آورده شده است. رویه (پوسته) دیواره از نوع Plate و میل مهارها از نوع Nail با رفتار ارتجاعی انتخاب شده‌اند. برای انجام تحلیل‌های پارامتری وابسته به زمان، برای حفاری هر فاز (مرحله) از گودبرداری که شامل ۲ متر حفاری می‌شود، سه بازه‌ی زمانی ۰/۱، روز (۰/۲۴ ساعت)، ۰/۱، روز (۲/۴ ساعت) و ۱ روز (۲۴ ساعت) در نظر گرفته شده است (بازه‌های زمانی با نسبت ۱۰ برابر انتخاب شده‌اند). لازم به توضیح است که زمان ۲۴ ساعت فقط، یک زمان تحلیل پارامتریک است و برای تکمیل نسبت بازه‌های زمانی در نظر گرفته شده و چندان عملی و اقتصادی نیست.

شکل ۱ نمایش هندسه ی با مقیاس حفاری شامل مش بندی FE و شرایط تسلیح

گودبرداری.

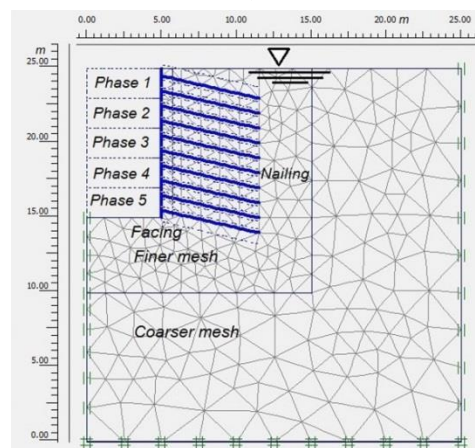


Fig. 1. Presentation of scaled geometry of excavation including FE meshing and reinforcement conditions of excavation.

جدول ۳ پارامترهای مدل‌های خاک نرم و مدل خزش خاک نرم در مدلسازی

حفاری مرحله‌ای گودبرداری [۳۱].

Parameter	Symbol (unit)	Parameter value in the models	
		SSC	SS
Cohesion	c (KN/m ²)	10	10
Friction angle	φ (deg)	27.5	27.5
Dilation angle	ψ (deg)	0	0
Modified swelling index (non-dimensional)	κ*	0.02	0.02
Modified compression (compaction) index	λ*	0.1	0.1
Modified creep (secondary compression or compaction) index (non-dimensional)	μ*	0.005	-
Poisson ratio for unloading-reloading	ν _{ur} (-)	0.15	0.15
Stress ratio in normal consolidation state	K ₀ ^{NC}	0.678	0.538
Parameter related to at rest normal consolidation coefficient	M (-)	1.096	1.474

Table 3. Soft soil and soft soil creep constitutive models in the modeling of the staged excavation [31].

انجام داد. مدل‌های شامل زمان ویسکو-الاستیک و ویسکو-الاستو-پلاستیک متعددی تا کنون پیشنهاد شده‌اند که ایراد عمده آن‌ها این است که مدل ویسکوز (گرانرو ارتجاعی) با یک مدل ارتجاعی-خمیری کامل (مانند مور-کولمب *MC* یا دراگر-پراگر *DP*) ترکیب شده است و مدل ویسکو-الاستوپلاستیک به دست آمده، سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی خمیری با زمان را در نظر نمی‌گیرد. در این پژوهش برای برآورد رفتار تابع زمان از مدل در دسترس خزش خاک نرم *SSC* استفاده شده است [۳۱] که به نوعی بسط مدل رفتاری خاک نرم *SS* و مدل کم کلی اصلاح شده [۳۴] با لحاظ کردن عامل زمان است [۳۱].

شایان توجه است که منطق ریاضی یک روش محاسباتی عددی مانند روش اجزاء محدود [۳۱]، در فرآیند حفاری مرحله‌ای (فازی) دو دسته پاسخ مختلف برای تغییر مکان‌های افقی دیواره‌ی گود و تغییر مکان قائم کف گود، ارائه می‌دهد که در ارائه‌ی خروجی‌های هر پژوهشی، باید به این دو نوع اشاره شود، که عبارتند از:

۱- تغییر مکان‌های فازی نمویی *IPD*

که در هر فاز به طور مجزا محاسبه می‌شود و شامل مقادیری با نمایش به شکل (*dU_x*, *dU_y*) است، این مقادیر به ترتیب برای راستاهای مختصات مدلسازی دو بعدی (*x*, *y*) است.

۲- تغییر مکان‌های فازی تجمعی *APD*

که در هر فاز محاسبه، حاصل تجمع (برهم نهی) تغییر مکان‌های نمویی فاز اخیر و فازهای قبلی است و به شکل مقادیر (*U_x*, *U_y*) برای تغییر مکان‌های افقی و قائم به ترتیب در راستای محورهای مختصات مدلسازی دو بعدی *x* و *y* نمایش داده می‌شوند. مقادیر نمویی، یعنی مقادیر *IPD* می‌تواند در فازهای مختلف ثابت و یا افزایشی باشد، حال آن که مقادیر تجمعی یا مقادیر *APD* به دلیل ماهیت تجمعی خود همواره افزایشی است. همچنین بنا بر تعاریف فوق، در فاز اول حفاری، رابطه‌ی برابری مقادیر *APD=IPD* همواره برقرار است، چون فاز حفاری‌ای پیش از فاز اول وجود ندارد. در نمودارهای نتایج حاصل در پیش‌رو، اگر "محاسبات تحکیمی" صورت گرفته باشد مقادیر نمودارها به شکل اختصاری *CIPD* و *CAPD* نمایش پیدا می‌کنند، که حرف *C* اضافه شده در ابتدای *IPD* و *APD* نمایانگر نتایج محاسبات تحکیمی است و اگر "محاسبات خمیری (پلاستیک)" صورت گرفته باشد، مقادیر نموداری به شکل

مدل *SSC* یک مدل خزش الاستوپلاستیک است، چرا که معیار گسیختگی آن بر اساس مدل *MC* برای خاک‌های نرم نوشته شده است. در ادامه این پژوهش تحلیل‌های پارامتریک به منظور بررسی اثر شرایط مختلف بر فرآیند حفاری مهاربندی شده‌ی مرحله‌ای ارائه می‌شود. عمده تمرکز این پژوهش بر رفتار تغییر شکلی دیواره و کف گودبرداری مهار شده است. به همین منظور تغییر شکل‌های افقی دیواره‌ی گود در بالاترین نقطه‌ی آن و بیشترین تورم (اتساع) یا انقباض (تراکم، نشست، تحکیم) کف گود در حین فازهای مختلف حفاری طی تحلیل‌هایی پارامتری بررسی شده است.

۳- ارائه نتایج تحلیل‌ها و تفسیر

در این بخش به بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های متعدد دو بعدی اجزاء محدود صورت گرفته با هدف مقایسه نتایج تحلیل‌های خمیری و تحلیل‌های تحکیمی برای به حساب آوردن اثر عامل زمان در فرآیند حفاری (باربرداری) مرحله‌ای در گودبرداری پرداخته شده است. باید خاطر نشان کرد که تحلیل‌های تحکیمی را بنا بر تعریف تحکیم و اصول مکانیک خاک کلاسیک، می‌توان در حالت تعریف مصالح زهکشی شده انجام داد و تحکیم مصالح زهکشی نشده با اصول مکانیک خاک سازگار نیست. از طرفی تحلیل‌های خمیری را می‌توان در هر دو حالت زهکشی شده و زهکشی نشده

با افزایش زمان حفاری هر مرحله‌ی گود، تغییر مکان جانبی دیواره گود افزایش می‌یابد، اما در هر حالت همواره کمتر از تغییر مکان حالتی است که زمان در محاسبات بی تاثیر است (یعنی مدل فاقد خزش SS).

همچنین تغییر مکان‌های نمویی و تجمعی تحلیل‌های تحکیمی، (شکل ۳)، همواره کمتر از تحلیل‌های خمیری به دست آمده است، (شکل ۴). مقدار تغییر مکان‌های افقی دیواره‌ی گود در مواردی، زیاد از حد، بزرگ به دست آمده که از عدم کفایت دیوار و تسلیح در نظر گرفته شده برای حالت تحلیل خبر دارد. اصولاً هدف از این تحلیل بررسی اثر تسلیح دیواره گود نیست بلکه بررسی اثر عامل زمان و مدل رفتاری انتخاب شده است، بنابراین چندان محدوده و میزان کمی تغییر مکان‌های افقی و قائم گود بررسی نشده است. بدین جهت است که در برخی تحلیل‌ها، تغییر شکل‌های افقی و قائم گود از مقادیر مجاز بسیار بزرگ‌تر به دست آمده‌اند و گویی دیواره‌ی مسلح چندان نقشی در کاهش تغییر شکل‌ها نداشته است. در تحلیل‌های خمیری تغییر شکل‌های زهکشی نشده مطابق شکل ۵ کمتر از تغییر شکل‌های زهکشی شده است. دلیل این امر آن است که در تحلیل‌های زهکشی نشده، به دلیل عدم امکان خروج اضافه فشارهای آب حفره‌ای، اجازه‌ی تغییر شکل به خاک و فشارهای آب حفره‌ای داده نمی‌شود، از این رو حجم خاک دچار تغییر نمی‌گردد، بنابراین تغییر شکلی که از محاسبات چنین تحلیلی به دست می‌آید، مقادیر کمتر و محدودتری نسبت به تحلیل زهکشی شده خواهد داشت.

شکل ۳ تغییر شکل بالای دیواره‌ی گوبرداری در تحلیل‌های تحکیمی شامل:

تغییر مکان فازی تجمعی ($CAPD$) و فازی نمویی ($CIPD$) در مدل‌های خاک نرم SS و SSC

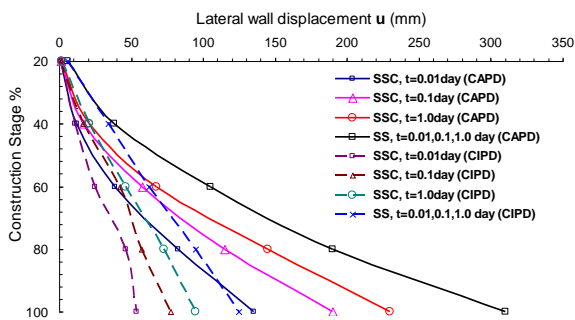


Fig. 3. Lateral displacement of the top of the excavation wall in the consolidation analysis including: accumulated phasic displacement (CAPD) and incremental phasic displacement (CIPD) in the soft soil, SS and SSC constitutive models.

IPD و $PAPD$ نمایش داده می‌شوند، مطابق شکل ۲، در این مورد هم حرف P برای نمایش محاسبات پلاستیک یا خمیری به عبارات IPD و APD اضافه شده است. همچنین قابل گفتن است که نتایج IPD بنابر ماهیت و تعریف خود، چنان که در بالا گفته شد، همواره در هر نوع تحلیلی کمتر از مقادیر APD است. پس می‌توان تحلیل‌های خمیری زهکشی شده یا زهکشی نشده‌ی وابسته به زمان نیز انجام داد، به شرط آن که مدل رفتاری زمان را در روابط ریاضی خود به عنوان یکی از متغیرها در نظر بگیرد.

شکل ۲ کانتورهای تغییر مکان افقی در حالت تجمعی برای نمونه در: (ا) تحلیل تحکیمی با زمان فاز ۰/۰۱ روز؛ (ب) تحلیل تحکیمی با زمان ۰/۱ روز؛ (ث) تحلیل تحکیمی با زمان فاز ۱ روز؛ (د) تحلیل خمیری زهکشی نشده با زمان فاز یک روز.

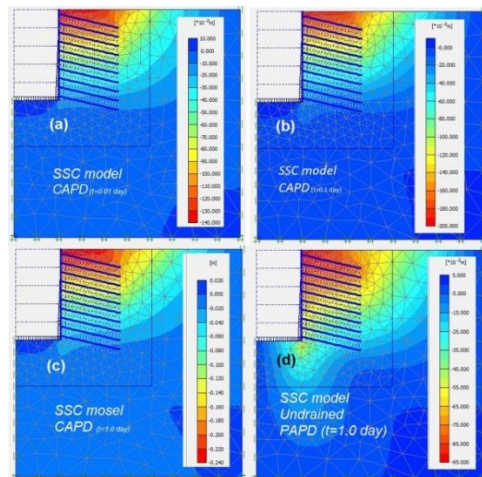


Fig. 2. Horizontal displacement contours in accumulated state for example in: (a) consolidation analysis with phase time 0.01 day; (b) consolidation analysis with phase time 0.1 day; (c) consolidation analysis with phase time 1.0 day; (d) undrained plastic analysis with phase time 1.0 day.

۳-۱- تغییر شکل‌های افقی (جانبی) بالای دیواره گود

در این قسمت تغییر شکل افقی (جانبی) دیواره‌ی گوبرداری در بالاترین نقطه بررسی شده است، بدیهی است در برخی تحلیل‌ها ممکن است تغییر شکل افقی دیواره در جاهای دیگری در عمق دیواره، بیشتر از مقدار آن در بالاترین نقطه‌ی دیوار باشد، که به دلیل ماهیت پارامتری تحلیل‌های پژوهش اخیر از آن‌ها چشم‌پوشی شده است. زمان در نظر گرفته شده در این تحلیل‌ها برابر سه زمان حفاری مشخص شده در بخش قبلی است. این تحلیل‌ها در دو حالت تحلیل تغییر مکان فازی (مرحله‌ای) نمویی IPD و تغییر مکان فازی تجمعی APD انجام شده‌اند. مدل‌های SS و SSC (با لحاظ زمان) در این تحلیل‌ها به کار برده شده‌اند. در این تحلیل‌ها مشخص شده که

۳-۲- تغییر شکل های قائم کف گود

در این بخش تمرکز بر رفتار تغییر شکل کف گودبرداری در مراحل مختلف حفاری گودبرداری در ۵ فاز متوالی حفاری ۲ متری است. اصولاً به دلیل حفاری که متناظر با باربرداری می‌تواند فرض شود، در کف گود مقداری تغییر مکان رو به بالا (تورم ناشی از اتساع مصالح) در حین تحلیل های زمان مند و یا مستقل از زمان مشاهده می‌گردد، که با افزایش زمان حفاری و دادن فرصت نشست به خاک و انجام تحلیل های تحکیمی، برای این تغییر مکان عوض شده و علامت آن منفی می‌شود که بیانگر تراکم (نشست و رفتار تحکیم یافته خاک) است (شکل های ۶ و ۷).

در تحلیل های اخیر در حالات تحکیمی و خمیری زهکشی شده، حالتی که زمان حفاری هر فاز برابر ۱ روز در نظر گرفته شده مقداری تغییر مکان منفی و رو به پایین در کف گود داریم. از طرفی فقط در تحلیل زهکشی نشده خمیری در زمان فاز حفاری یک روزه، تغییر مکان کف گود همواره تورمی یعنی با علامت مثبت است. اصولاً در این پژوهش تغییر مکان قائم مثبت در کف گود، تغییر مکانی رو به بالا و از نوع تورم (اتساعی) فرض می‌شود و تغییر مکان منفی، رو به پایین و از نوع نشست (تراکمی، تحکیمی و از نوع انقباضی) فرض می‌شود. در تغییر مکان های کف گود نیز مانند تغییر شکل های دیواره ی گود، تحلیل های خمیری زهکشی نشده مقادیر کمتری نسبت به تحلیل های خمیری زهکشی شده مطابق شکل ۸ و یا تحلیل های تحکیمی، مطابق شکل ۷، از خود نشان می‌دهند. در ادامه در (شکل های ۶ تا ۸) این نتایج نمایش داده شده‌اند.

شکل ۶ نتایج تورم یا نشست کف گودبرداری در تحلیل های زهکشی شده ی

تحکیمی برای حالات تغییر مکان فازی تجمعی تحکیمی (CAPD) به

شکل (Uy)؛ (ب) تغییر مکان فازی نمویی تحکیمی (CIPD) به شکل (dUy).

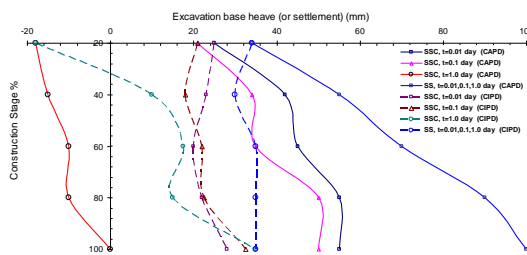


Fig. 6. Results of heave or excavation base settlement in the consolidation drained analyses for states: consolidation accumulated phasic displacement (CAPD) in the form of (Uy); consolidation incremental phasic displacement (CIPD) in the form of (dUy).

شکل ۴ تغییر شکل افقی بالای دیواره ی گودبرداری در تحلیل های خمیری و تحکیمی زهکشی شده در حالات: (آ) تحلیل (فازی) مرحله ای تجمعی؛ (ب) مرحله ای نمویی در مدل های SS و SSC.

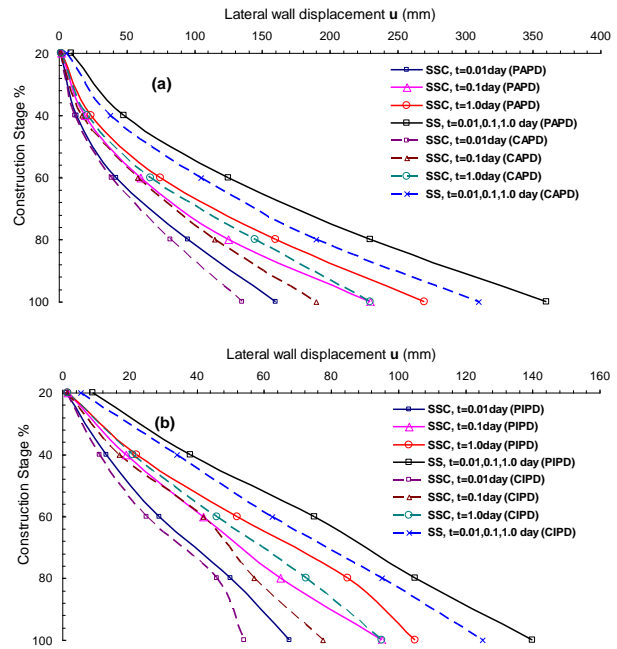


Fig. 4. Lateral displacement of the top of the excavation wall in the drained plastic and consolidation analyses in states: (a) accumulated staged (phasic) analysis; (b) and incremental phasic analysis in the soft soil, SS and SSC constitutive models.

شکل ۵ نتایج تحلیل های خمیری مرحله ای (فازی) زهکشی شده و زهکشی

نشده برای دیواره ی گود در حالات: (آ) تغییر مکان فازی تجمعی؛ (ب) تغییر مکان

فازی نمویی در مدل های SS و SSC.

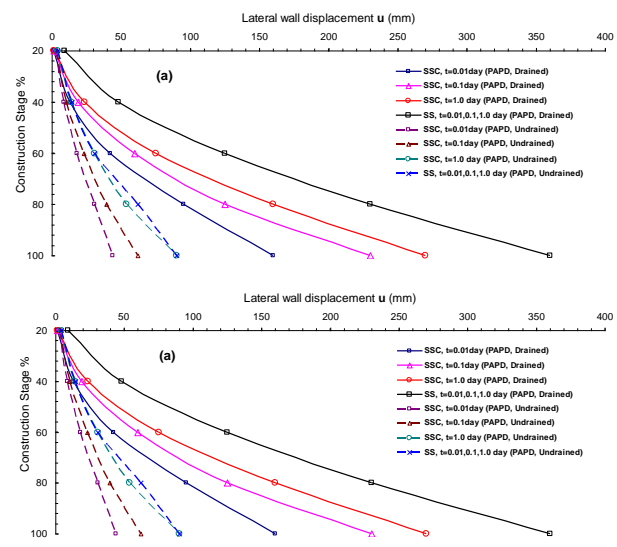


Fig. 5. Results of drained and undrained staged (phasic) plastic analyses for excavation wall in states: (a) accumulated phasic displacement; (b) and incremental phasic displacement in the soft soil, SS and SSC constitutive models.

تغییر شکل های نمویی به دست آمده به شکل زیر در نظر گرفته شده است:

$$\text{Percent of Differences} = \text{Abs} \left\{ \left(\frac{u_{PIPD} - u_{CIPD}}{u_{PIPD}} \right) \times 100 \right\} \quad (1)$$

که در این رابطه Abs نماد قدر مطلق و برای اجتناب از تاثیر علامت های مثبت و منفی، u_{PIPD} تغییر مکان فازی نمویی خمیری و u_{CIPD} تغییر مکان فازی نمویی تحکیمی است؛ همچنین مشابه رابطه (۱) در بالا، رابطه (۲) برای محاسبه ی قدرمطلق درصد اختلاف نسبی برای تغییر شکل های تجمعی به دست آمده به شکل زیر در نظر گرفته شده است:

$$\text{Percent of Differences} = \text{Abs} \left\{ \left(\frac{u_{PAPD} - u_{CAPD}}{u_{PAPD}} \right) \times 100 \right\} \quad (2)$$

که در این رابطه نیز Abs نماد قدر مطلق و برای اجتناب از تاثیر علامت های مثبت و منفی، u_{PAPD} تغییر مکان فازی تجمعی خمیری و u_{CAPD} تغییر مکان فازی تجمعی تحکیمی است؛ در شکل های (۹ و ۱۰) قدرمطلق درصد اختلاف نسبی مابین تغییر شکل های نمویی و تجمعی خمیری و تحکیمی برای کف گودبرداری بر حسب ۵ گام حفاری و در شکل های (۱۱ و ۱۲) قدرمطلق درصد اختلاف نسبی بین تغییر شکل های نمویی و تجمعی خمیری و تحکیمی برای دیواره گودبرداری بر حسب ۵ گام حفاری نمایش داده شده است.

شکل ۹ قدرمطلق درصد اختلاف نسبی بین نتایج نمویی تحلیل های خمیری و تحکیمی برای کف گودبرداری.

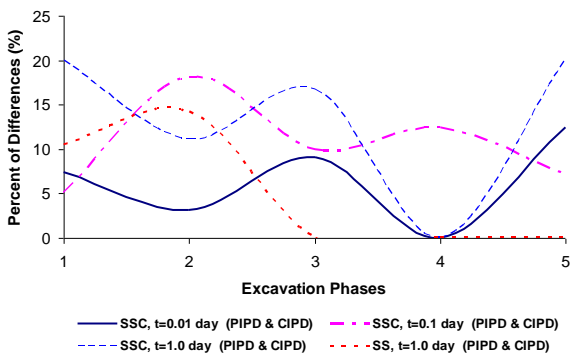


Fig. 9. Absolute value of the relative differences percentage between incremental results of the plastic and consolidation analyses for base of excavation.

شکل ۷ نتایج تورم یا نشست کف گودبرداری در تحلیل های زهکشی شده ی خمیری و تحکیمی برای حالات: (آ) تغییر مکان فازی تجمعی (Uy) (ب) تغییر مکان فازی نمویی (dUy).

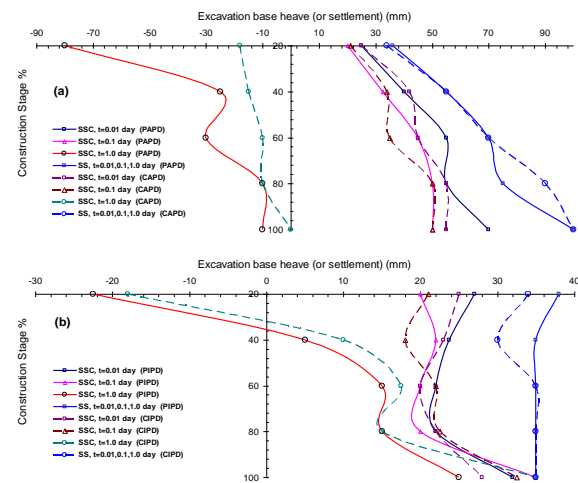


Fig. 7. Results of heave or excavation base settlement in the plastic and consolidation drained analyses for states: (a) accumulated phasic displacement (Uy); (b) incremental phasic displacement (dUy).

شکل ۸ نتایج تورم یا نشست کف گودبرداری در تحلیل های زهکشی شده و زهکشی نشده ی خمیری برای حالات: (آ) تغییر مکان فازی تجمعی (Uy) (ب) تغییر مکان فازی نمویی (dUy).

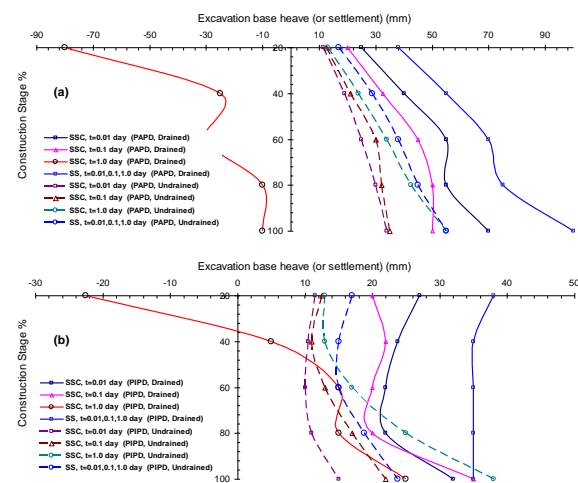


Fig. 8. Results of heave or excavation base settlement in the drained and undrained plastic analyses for states: (a) accumulated phasic displacement (Uy); (b) incremental phasic displacement (dUy).

۳-۳- بررسی درصدهای اختلاف نتایج نمویی و تجمعی میان محاسبات خمیری و تحکیمی

در این بخش به مقایسه ی درصد اختلاف نسبی برای تغییر شکل های نمویی و تجمعی به دست آمده بر اساس نتایج محاسبات خمیری و تحکیمی برای کف و دیواره ی گودبرداری پرداخته می شود. رابطه ی محاسبه ی قدرمطلق درصد اختلاف نسبی برای

۴- نتیجه گیری و جمع بندی

در این بخش به منظور جمع بندی در خصوص نتایج پژوهش اخیر، به ارائه ی مقایسه ای موردی می پردازیم که هدف آن مقایسه ی نتایج تحلیل های گودبرداری با خاک اشباع در این مقاله با گودبرداری مطرح شده در مقاله ی مرجع [۲۸] است. در مطالعه ی مرجع [۲۸] پاسخ تغییر شکل گودبرداری مطرح شده، در شرایط خاک خشک و با عدم لحاظ زمان هر فاز حفاری و فقط با انجام تحلیل های اجزا محدود دو بعدی خمیری برآورد شده است. در این بخش مقایسه ای با انجام تحلیل های تحکیمی و تحلیل های خمیری زهکشی نشده و زهکشی شده با مدل های رفتاری بدون عامل زمان انجام شده است. شایان توجه است که خاک گودبرداری این مطالعه از نوع اشباع در نظر گرفته شده است. چنانچه در این شکل مشاهده می شود تغییر شکل های خاک اشباع به ویژه در دیواره گود بیشتر از تغییر شکل های خاک خشک است. دلیل این امر آن است که با اشباع شدن خاک احتمال جریان یافتن خاک به شکل یک سیال به درون گودبرداری بیشتر می شود و مقاومت برشی خاک کمتر می شود. از طرفی چنانچه در شکل (۹) مشاهده می شود، تغییر شکل های حالت زهکشی نشده به دلیل عدم اجازه ی تغییر شکل (تغییر حجم) به خاک و فشار آب حفره ای در حالت زهکشی نشده، به مراتب کمتر از تغییر شکل های حالت زهکشی شده است. در این مقاله به بررسی اثر عامل زمان حفاری مرحله ای بر پاسخ گودبرداری های مهار شده در تحلیل های خمیری و تحکیمی پرداخته شده است. مدل های خاک سخت شونده HS و HSS و خاک نرم مانند SS از آن جا که به ترتیب سخت شوندگی و رفتار خاک نرم و سطحی برای اعمال تنش های همه جانبه به خاک (کلاهیک تسلیم) و تعقیب رفتار گسیختگی خاک را در نظر می گیرند، رفتار خاک را نسبت به مدل هایی همچون مور-کولمب (MC) در موضوع گودبرداری بسیار واقع بینانه تر مدل سازی می کنند، از طرفی به دلیل در نظر نگرفتن عامل زمان در روابط ریاضی تنش- کرنش خود و به حساب نیاوردن نرخ کرنش ها با زمان، نمی توانند به خوبی رفتار تابع زمان فرآیند گودبرداری و حفاری مرحله ای را مدل کنند. در این مقاله برای بررسی نرخ کرنش ها با زمان و رفتار تابع زمان خاک از مدل رفتاری SSC استفاده شد، که رفتار خزشی خاک نرم را

شکل ۱۰ قدرمطلق درصد اختلاف نسبی بین نتایج تجمعی تحلیل های خمیری و تحکیمی برای کف گودبرداری.

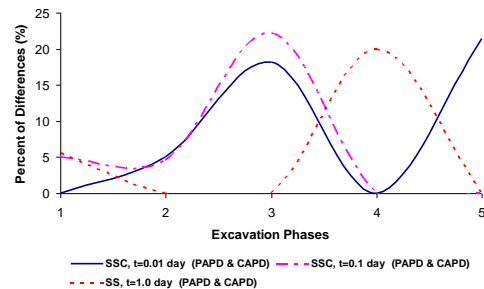


Fig. 10. Absolute value of the relative differences percentage between accumulated results of the plastic and consolidation analyses for base of excavation.

چنان چه در شکل های (۹ تا ۱۲) مشاهده می گردد، درصد اختلاف بین روش های تحلیل خمیری و تحکیمی در طی ۵ فاز حفاری گود، ماهیتی و روندی نوسانی داشته، اما به لحاظ مقایسه ی کمی و مقداری، درصد اختلاف این دو روش تحلیل کمتر از ۲۵٪ و در اکثر موارد تا حد ۲۰٪ اختلاف را نمایش می دهد. این اختلاف ناشی از ماهیت تحلیل تحکیمی است که در آن اثرات زائل شدن فشار آب حفره ای با زمان نسبت به تحلیل های خمیری بهتر مدلسازی می گردد.

شکل ۱۱ قدرمطلق درصد اختلاف نسبی بین نتایج نمویی تحلیل های خمیری و تحکیمی برای دیواره ی گودبرداری.

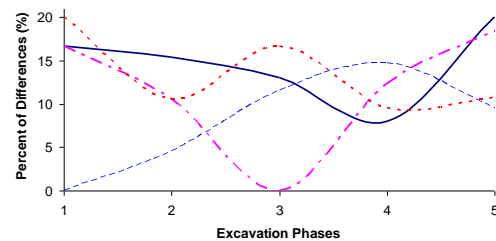


Fig. 11. Absolute value of the relative differences percentage between incremental results of the plastic and consolidation analyses for wall of excavation.

شکل ۱۲ قدرمطلق درصد اختلاف نسبی بین نتایج تجمعی تحلیل های خمیری و تحکیمی برای دیواره ی گودبرداری.

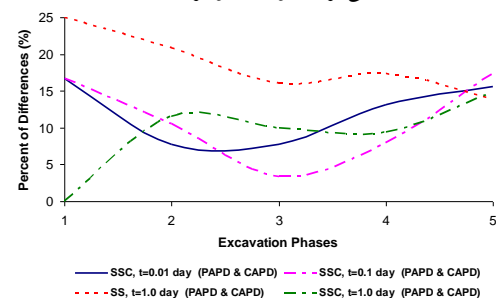


Fig. 12. Absolute value of the relative differences percentage between accumulated results of the plastic and consolidation analyses for wall of excavation.

انجام داد که پاسخ‌های آن‌ها کمتر از تحلیل‌های زهکشی شده‌ی خمیری است.

مدل خزش خاک نرم SSC شکلی از مدل کم کلی اصلاح شده (مدل Modified Cam Clay: MCC) است که عامل زمان را نیز در چارچوب ریاضی مدل کم کلی اصلاح شده، وارد کرده است. به کمک این مدل می‌توانیم برای خاک‌های نرم، تحلیل‌های خمیری یا تحکیمی وابسته به زمان انجام دهیم. بدیهی است در مدت این تحلیل‌ها، نرخ کرنش و نرخ تنش یعنی خزش یک بعدی خاک-منظور خواهد شد و رفتار جریان‌ی خاک در حین تغییر شکل گودبرداری به شکل بهتری مدلسازی می‌شود [۳۴ و ۳۱].

شکل ۱۳ مقایسه‌ی تحلیل‌های تغییر شکل گود در خاک‌های خشک و اشباع (آ) تغییر شکل افقی بالای دیوار؛ (ب) تغییر شکل قائم کف گودبرداری.

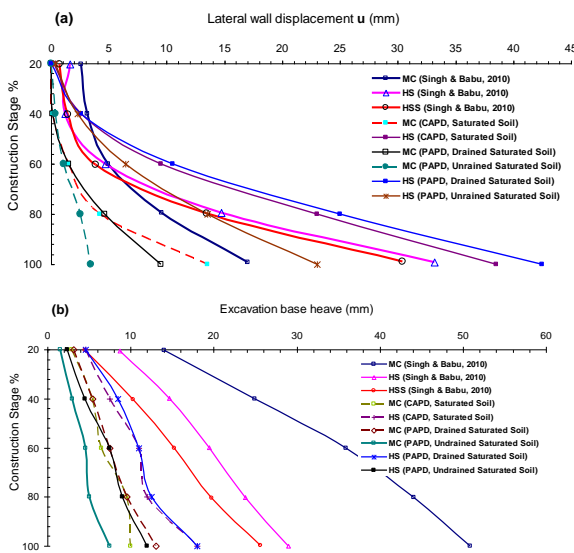


Fig. 13. Comparison of analyses of excavation deformations in the dry and saturated soils: (a) horizontal displacement of the top of the wall; (b) vertical displacement of the excavation base.

References

- [1] Briaud JL, Lim Y (1997) Soil nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines. *J Geotech Geoenviron Eng* 123(11):1043-1050.
- [2] Cheuk CY, Ng CWW, Sun HW (2005) Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects. *J Comput Geotech* 32(4):290-303.
- [3] Fan CC, Luo JH (2008) Numerical study on the optimum layout of soil nailed slopes. *J Comput Geotech* 35(4):585-599.
- [4] FHWA (2003) Geotechnical engineering circular No 7- soil nail walls. Report FHWA0-IF-03-017. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC.

۵- مراجع

مدلسازی می‌کند. یافته‌های عمده‌ی این پژوهش به شرح زیر قابل بیان است:

در این مطالعه مشخص شد که برای در نظر گرفتن عامل زمان، تنها انتخاب نوع تحلیل تابع زمان مانند تحلیل تحکیمی نمی‌تواند کافی باشد، بلکه روابط ریاضی و ساختاری مدل رفتاری انتخاب شده برای مصالح نیز باید شامل زمان باشد و نرخ کرنش‌ها و تنش‌ها را برآورد نماید.

مدل‌های ویسکوالاستوپلاستیک کامل که حاصل ترکیب مدل‌های ویسکوالاستیک با مدل‌های الاستوپلاستیک کامل است، نمی‌توانند رفتار سخت‌شوندگی و نرم‌شوندگی کرنشی تابع زمان را در نرخ‌های کرنش خمیری مدلسازی کنند.

کاهش تنش موثر متوسط $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$ ، در طول بارگذاری زهکشی نشده یک پدیده‌ی شناخته شده در مهندسی خاک است [۳۱]. این پدیده تأثیری منفی در مقاومت و پایداری سازه خاک دارد. موقع کاربرد مدل‌های ساده خاک مانند مدل *MC* این اثر به حساب نمی‌آید و به یک پیش‌بینی زیاد از حد، از پایداری موقع استفاده از مشخصات مقاومتی موثر منجر می‌شود [۳۱]. در این موارد استفاده از مشخصات مقاومت زهکشی نشده در مدل *MC* بهتر است (یعنی c_{II} و اصطکاک صفر). مدل *SSC* اثر کاهش تنش موثر متوسط در مدت بارگذاری زهکشی نشده را شامل می‌شود. این مدل پیش‌بینی بسیار واقعی‌تری از رفتار خاک نرم شامل رفتار تابع زمان (تراکم ثانویه و تحکیم) ارائه می‌دهد [۳۱].

رفتار تغییر شکلی گودبرداری در تحلیل‌های خمیری و تحکیمی متفاوت است و تحلیل‌های خمیری مقادیر بزرگتری به دست می‌دهند. همواره با افزایش زمان هر فاز از گودبرداری در هر دوی تحلیل‌های تحکیمی و خمیری با مدل رفتاری خزشی، تغییر شکل‌های دیواره‌ی گود افزایش می‌یابند که در جهت ناپایداری گود و ریزش آن خواهد بود.

رفتار تابع زمان گودبرداری در تحلیل‌های خمیری در هر دو حالت زهکشی شده و زهکشی نشده با لحاظ کردن مدل رفتاری تابع زمان قابل مدلسازی عددی است و تحلیل‌های زهکشی نشده پاسخ‌های کوچکتری به دست می‌دهند. از طرفی بنابر ماهیت تحلیل‌های تحکیمی در این حالت می‌توان تحلیل‌های زهکشی شده تحکیمی

- [21] Kung GTC, Juang CH, Hsiao ECL, Hashash YMA (2007) Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. *J Geotech Geoenviron Eng*; 133(6):731-47.
- [22] Jen LC (1998) The design and performance of deep excavation in clay. Ph.D thesis, Massachusetts Institute of Technology, US.
- [23] Lam SSY (2010) Ground movements due to excavation in clay: physical and analytical models. PhD thesis. University of Cambridge, UK.
- [24] Xuan F (2009) Behavior of diaphragm walls in clays and reliability analysis. M. Eng. Thesis, Nanyang Technological University, Singapore.
- [25] Hsieh PG, Ou CY (1998) Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal* 35(6), 1004-1017.
- [26] Ou CY, Hsieh PG, Chiou DC (1993) Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 758-767.
- [27] Ou CY, Hsieh PG (2011) A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay. *Computers and Geotechnics* 38(12), 987-997.
- [28] Singh VP, Babu GLS (2010) 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. *J Geotech Geol Eng*, 28:299-309.
- [29] Likitlersuanga S, Surarak C, Wanatowskic D, Oh E, Balasubramaniand A (2013) Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT. *J Soils and Foundations* 2013; 53(5):756-773.
- [30] Brinkgreve RBJ, Bakker KJ, Bonnier PG (2006) The relevance of small-strain soil stiffness in numerical simulation of excavation and tunneling projects. In: *Proceedings of 6th European Conference in Geotechnical Engineering*, Graz, Austria, pp 133-139.
- [31] PLAXIS (2006) Plaxis user manual (version 8.6). Delft University of Technology & Plaxis BV, The Netherlands.
- [32] Schanz T, Vermeer PA, Bonnier PG (1999) The hardening soil model- formulation and verification. In: *Proceedings of Plaxis Symposium on Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Amsterdam, Rotterdam, Balkema, pp 281- 296.
- [33] Benz T (2006) Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Doctoral Thesis, Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, Stuttgart.
- [34] Aksoy CO, Ogul K, Topal I, Ozer SC, Ozacar V, Posluk E (2012) Numerical modeling of non-deformable support in swelling and squeezing rock, *Int J of Rock Mech & Mining Sciences*; Vol 52, pp 61-70.
- [5] Juran I, Baudrand G, Farrag K, Elias V (1990) Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures. *J Geotech Eng* 116(1):54-72.
- [6] Liew SS, Khoo CM (2006) Soil nail stabilization for a 14.5 m Deep excavation at uncontrolled fill ground. In: *Proceedings of 10th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Amsterdam, The Netherlands.
- [7] Ng CWW, Lee GTK (2002) A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces. *Comput Geotech* 29(8):673-697.
- [8] Schlosser F (1991) Discussion-the multi-criteria theory in soil nailing. *Ground Eng*, November, pp 30-33.
- [9] Sivakumar Babu GL, Murthy BRS, Srinivas A (2002) Analysis of construction factors influencing the behavior of soil nailed earth retaining walls. *Ground Improv* 6(3):137-143.
- [10] Smith IM, Su N (1997) Three dimensional finite element analysis of nailed soil wall curved in plan. *Int J Numeric Analytic Meth Geomech* 21(9):583-597.
- [11] Zhang M, Song E, Chen Z (1999) Ground movement analysis of soil nailing construction by three-dimensional (3-D) finite element modeling (FEM). *Comput Geotech* 25(4): 191-204.
- [12] Ou CY (2006) *Deep excavation: Theory and Practice*. Taylor & Francis, London, UK.
- [13] Kempfert H, Gebreselassie B (2006) *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, Germany.
- [14] Peck RB (1969) Deep excavations and tunneling in soft ground. In: *Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Mexico City, State of the Art Volume, pp.225-290.
- [15] Xu ZH, Wang WD, Wang JH, Shen SL (2005). Performance of deep excavation retaining wall in Shanghai soft deposit. *Lowland Technol Int*; 7:31-43.
- [16] Osman AS, Bolton MD (2006) Ground movement predictions for braced excavations in undrained clay. *J Geotech Geoenviron Eng*; 132(4):465-77.
- [17] Kung GTC, Ou CY, Juang CH (2009) Modeling small-strain behavior of Taipei clays for finite element analysis of braced excavations. *J Comput Geotech*; 36(1):304-19.
- [18] Mana AI, Clough GW (1981) Prediction of movement for braced cuts in clay. *J Geotech Geoenviron Eng*; 107(6):759-77.
- [19] Wong KS, Broms BB (1989) Lateral wall deflections of braced excavation in clay. *J Geotech Eng*; 115(6):853-70.
- [20] Hashash YMA, Whittle AJ (1996) Ground movement prediction for deep excavations in soft clay. *J Geotech Eng*; 122(6):474-86.

Evaluation of deflections in a braced excavations via plastic and consolidation analyses

Jahangir Khazaei^{1*}, ²Yazdan Shams Maleki²

1,*Asistant professor, Civil engineering department, Razi university, Kermanshah, Iran.

2 Ph.D student, Engineering Faculty, Razi university, Taghe Bostan, Kermanshah, Iran.

j.khazaie@razi.ac.ir

Abstract:

Behavior of braced excavation in a cohesive-frictional soil has been evaluated by present paper. Two groups distinct analyses based on plastic calculations and consolidation calculations were implemented by considering time intervals of staged excavation. In order to investigation of time effect and pore water pressure impact on the staged excavation phases, numerical modeling has been conducted by help of consolidation and plastic analyses. In major of former analysis and before present study numerical analyses of staged excavation procedure have selected without considering the effect of time and in form of plastic analyses, while pore water pressures were also ignored. In this, paper thereto the time effect other effects such as length of time interval, kind of analysis depending on drainage conditions, constitutive modeling for soil and location of ground water table were considered. Two dimensional finite element analyses in PLAXIS 2D software are the basis of the numerical calculations of present study. Excavation bracing selected as a kind of concrete facing wall and grouted soil nailing. The results of this research show that the values of excavation wall lateral displacement and soil heave in bottom of the excavation in consolidation analysis by considering time effect in comparison with plastic analysis often reduced approximately 20%.

It seems that effect of time and staged excavation just with implementation of numerical deflection analysis depending on the time such as consolidation analysis with creep models can be evaluated and these conditions in plastic numerical analysis with staged excavation without creep (time-depended) models is meaningless. Soft soil creep model (i.e. SSC model) for considering time effect in plastic and consolidation analyses has been used by authors. The results of present paper show that neither consideration of analyses that consider time interval nor analysis such as consolidation analysis that considers time are not adequate, but soil constitutive model that defines the material behavior must be contains time and also in their mathematic equations structure parameters such as time, strain rate and stress rate that vary with time must be taken into account. Present paper analyses show that consolidation analysis by considering time effect obtain less wall deflections by comparison with plastic analyses.

However, from present study outcomes can conclude that the plastic analyses also by considering constitutive model that contain time can take into account time effects in stress-strain calculations. On the other hand, responses of plastic analyses by comparison with consolidation analyses always are preservative and show more values. Therefore, in structural designing of bracing of an excavation, reliance on results obtained from plastic analysis is preservative and real values of time-dependent deflections of wall and bottom of excavation via consolidation analyses are obtainable. This paper has recommended that both plastic and consolidation analyses for designing of braced cut were considered by engineers and optimum system between those according to the economically advantages and disadvantages be selected. Because, occasionally reliance on plastic preservative analyses lead to imposition of high values of design and construction costs on a certain project that is revealed by implementation of consolidation analyses that those are not necessary. At the end of the paper, verifications and comparisons are related to the topic of present study have been carried out by authors and the obtained results have been compared with together and then are investigated with the obtained results by present study.

Keywords: Braced Excavation, Plastic and Consolidation Analyses, Staged Excavation, Time Interval, Pore Water Pressure, 2D FEM.