

## تحلیل استاتیکی دیوار حایل طره‌ای به روش غیر خطی اجزای محدود در برابر روش های کلاسیک

رسول یازرلو<sup>۱\*</sup>، بهمن بهلولی<sup>۱</sup>، محمدرضا ملکی جوان<sup>۱</sup>، فرهاد نبی زاده<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup>دانشکده زمین شناسی، پردیس علوم، دانشگاه تهران، تهران، ایران

<sup>۲</sup>گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی-واحد چالوس، مازندران، ایران

\*مستول مکاتبات- آدرس الکترونیکی: Ryazarloo@yahoo.com

(دریافت: ۸۸/۶/۹؛ پذیرش: ۸۸/۱۲/۹)

### چکیده

امروزه با رشد روزافزون جمعیت و گسترش نقاط شهری، توسعه راههای ارتباطی به عنوان یکی از اساسیترین پایههای رشد اقتصادی-اجتماعی، شتاب شدیدی گرفته است. در این راستا ساخت دیوارهای حایل به عنوان بخش جدایی ناپذیر شریانهای ارتباطی و برخی ابنیه فنی نظیر پلها، گسترش فراوانی یافته که میتواند گوشه‌های از آنرا در پدید آمدن انواع مختلف دیوارهای حایل مشاهده نمود. در طراحی یک دیوار حایل ایمن و اقتصادی، داشتن درک صحیحی از فشار جانبی فعال و مقاوم زمین، نقشی اساسی دارد. در این تحقیق سعی شده با استفاده از روش پیچیدهتر و دقیقتر اجزای محدود و با استفاده از نرم افزار PLAXIS این مساله دیرین ژئوتکنیکی مدل سازی عددی شده و نتایج آن با روشهای کلاسیک سادهتر مقایسه گردد. پس از بررسی نتایج مشخص گشت که توزیع و مقدار تنش و نقطه اثر نیروی برآیند، اختلافاتی با روشهای کلاسیک دارد که به دلیل انعطافپذیری سیستم دیوار-خاک و حالت ترکیبی حرکت دیوار میباشد. علاوه بر این، تاثیر چسبندگی، چه در حالت محرک و چه مقاوم بررسی و مقایسه شد.

**واژه های کلیدی:** دیوار حایل طره‌ای، فشار جانبی زمین، PLAXIS، روش رانکین، روش کولمب

### مقدمه

دیگر تلاش قابل توجه، تئوری گوه لغزنده کولمب (Coulomb 1776) بود. این تئوری بر اساس تعادل نیروهای وارده بر گوه ناپایدار، بدون توجه به حالت تنش موجود در توده خاک، توسعه یافته است. در این روش سطح گسیختگی صفحه‌ای در نظر گرفته شده و فرض شده است که نیروی برشی به طور کامل بر روی سطح گسیختگی بسیج شده است. کولمب علی رغم توجه به اصطکاک بین خاک و دیوار به چسبندگی خاک پشت دیوار توجهی نکرده است.

کاکوت و کریزل در سال ۱۹۴۸ (Caquot & Kerisel 1948) با فرض سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی، روابطی را برای محاسبه فشار محرک و مقاوم خاک ارائه دادند. روش این محققان نیز همانند روش کولمب بود و تنها در شکل گسیختگی تفاوت میکرد.

سه روش قبل زمانی که اصطکاک بین خاک و دیوار صفر در نظر گرفته شود، مقادیر مشابهی را برای فشار محرک و مقاوم خاک بدست میدهند. اما زمانی که میزان اصطکاک بیش از صفر در نظر گرفته شود، روش کولمب و اسپیرال لگاریتمی برای حالت محرک مقادیر تقریباً مشابهی را محاسبه میکنند.

متعاقباً تحقیقات آزمایشگاهی و صحرایی زیادی برای تعیین کارایی این روشها در تعیین فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل صلب صورت پذیرفت (Terzaghi 1934, Bierschwale et al. 1981, Sherif et al.).

امروزه با گسترش روز افزون شریانهای ارتباطی به عنوان یکی از پایههای اصلی توسعه پایدار، توجه به ابنیه فنی بکار رفته در آنها بیش از پیش اهمیت یافته است. در این مبحث دیوارهای حایل نیز به عنوان بخش جدایی ناپذیر راهها و پلها و دیگر ابنیه فنی، استثنا نبوده است.

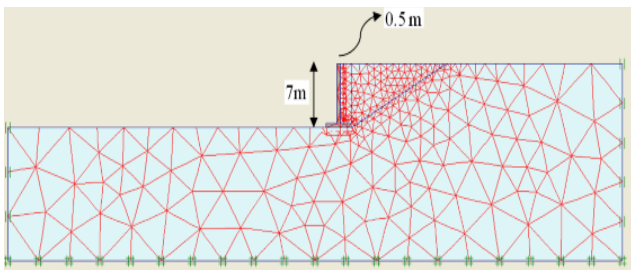
دیواره حایل طره‌ای نوعی دیوار حایل میباشد که دارای پایه بوده و به علت ساخته شدن از بتن مسلح، ساخت آن با مصالح کمتری امکان پذیر است. ساخت این نوع دیوار امروزه به علت اقتصادی بودن و داشتن ایمنی بالا رواج روزافزون یافته است. در راستای طراحی یک دیوار حایل ایمن و اقتصادی، داشتن درک صحیحی از فشار جانبی خاک، بسیار حیاتی میباشد. اولین تلاشها برای حل این مسأله ژئوتکنیکی توسط رانکین (Rankine 1857) صورت پذیرفت. تئوری فشار خاک محرک و مقاوم رانکین حالت تنش در یک توده خاک نیمه-محدود را که بر اثر فشار یا اتساع از حالت الاستیک به تعادل پلاستیک رسیده است، تعیین میکند. سطح گسیختگی در این تئوری صفحه‌ای فرض شده که زاویه آن نسبت به افق قابل محاسبه است. معیار گسیختگی مورد استفاده در این روش توسط رابطه مقاومت برشی مور-کولمب تعریف میشود. در این روش علی رغم توجه به چسبندگی خاک، به اصطکاک بین خاک و دیوار توجهی نشده است.

از نوع مثلثی بوده که شامل دو نوع ۶ گره‌ای و ۱۵ گره‌ای میباشد. المانهایی که در این مقاله از آن استفاده شده از یک رابطه درجه چهار برای میانمایی و ۱۲ نقطه انتگرالگیری گوس (Gauss) استفاده میکند که اگر چه زمان تحلیل را طولانی کرده، اما دقت آن را میافزاید. تولید شبکه برای مدل، به صورت اتوماتیک صورت گرفته اما این امکان وجود داشت که اطراف نقاط و قسمت‌های دلخواه را به طور دستی تغییر داد. پس از تعریف هندسه مدل و تعیین شرایط مرزی و مشخصات مصالح، نرم افزار با تولید تنش‌های اولیه، شرایط اولیه مدل را تعریف نموده و مدل اجزای محدود کامل میگردد.

سیس نرم‌افزار وارد زیربرنامه محاسبات خود میگردد. در اینجا امکان چهار نوع محاسبه پلاستیک، تحکیم، شبکه‌بندی به روز شده و محاسبه دینامیکی وجود دارد. در این مقاله تنها از محاسبه "پلاستیک" که در آن تحلیل تغییر شکل الاستیک-پلاستیک بدون در نظر گرفتن اثر تغییر شکلهای بزرگ انجام میشود، استفاده شده است. ماتریس سختی در طول یک محاسبه پلاستیک بر اساس هندسه تغییر شکل نیافته اصلی استوار است.

### ۳) تعریف هندسه مدل و فاز محاسبه

هندسه سیستم خاک-دیوار حایل تحلیل شده و شبکه‌بندی آن در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: هندسه کلی سیستم خاک-دیوار حایل به همراه شبکه بندی آن.

همانطور که دیده میشود، دیوار حایل از نوع طره‌ای بوده که دارای ارتفاع و ضخامت پایه و ساقه میباشد، که یک هندسه آشنا برای مهندسان طراح میباشد. خاک پشت دیوار از نوع ماسه متراکم انتخاب گشته است که فاقد چسبندگی میباشد. دو نوع مدل رفتاری برای این خاک در نظر گرفته شده است، اول مدل الاستیک-پلاستیک کامل مور-کولمب (Mohr-Coulomb) و دیگری مدل هیپربولیک و پیچیده‌تر خاک سخت شونده (Hardening soil model). پارامترهای اصلی مورد استفاده در هر دو مدل در جدول ۱ خلاصه شده است. در مورد خاصی از آزمایش سه محوری زهکشی شده، رابطه کرنش محوری و تنش انحرافی میتواند به خوبی توسط یک رابطه هذلولی تقریب زده

با گذشت (1982, Fang & Ishibashi 1986, Bentler & Labuz 2006). زمان، مطالعات بیشتر به سمت دیوارهای مهار شده و شمعی‌کوبی شده سوق یافت به طوری که توجه کمتری به اندازه‌گیری مستقیم فشار محرک و مقاوم جانبی خاک شد. با توسعه علوم کامپیوتری چه از لحاظ سخت‌افزاری و چه از لحاظ نرم‌افزاری مدلسازی عددی این مسأله توسط نرم‌افزارهای تجاری موجود که بر پایه روشهای عددی مختلف نظیر روش اجزای محدود (FEM)، اجزای گسسته (DEM) و نوشته شده بودند، مورد توجه محققان قرار گرفت. از شاخصترین تلاشها در این زمینه میتوان به تحقیق باتیا و باکر در سال ۱۹۸۹ (Bhatia & Bakeer 1989) اشاره کرد. آنها یک دیوار حایل وزنی را به این روش مدل نمودند که همانند دیگر مطالعات اولیه شامل فرضیات زیادی نظیر خاک فاقد چسبندگی، صلب بودن دیوار و غیره بود.

تحقیقات مختلف بر روی دیوارهای حایل از انواع مختلف نیز، کارایی این روش را در محاسبه دقیق فشارها و جابجایی نشان داده است (Clough & Duncan 1971, Duncan et al. 1990). همچنین این روش میتواند در بررسی جابجاییهای محلی غیر عادی یا غیر منتظره ناشی از رفتار واقعی دیوار حایل مورد استفاده قرار گیرد (Clough & Duncan 1971).

در تحقیق پیش رو یک دیوار حایل طره‌ای توسط نرم افزار PLAXIS که بر پایه روش اجزای محدود فرمولبندی شده است، مدلسازی عددی گشته است. سیس شکل و میزان تنش و نقطه اثر نیروی برآیند وارد بر پشت دیوار چه در حالت محرک و چه مقاوم با روشهای رانکین و کولمب مقایسه گشته است. در این بخش تأثیر مدل‌های رفتاری پیشرفته‌تر و غیر خطی خاک، بر فشار وارد به دیوار نیز بررسی شده است. در مرحله بعد تأثیر چسبندگی خاک پشت دیوار بر اندازه و نحوه توزیع تنش در پشت دیوار بررسی و با روشهای موجود مقایسه شده است.

### ۲) مدل سازی عددی

تحلیل اجزای محدود در این مقاله با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS انجام شده است. مسائل زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک جهت مدلسازی عددی رفتار غیر خطی و وابسته به زمان خاکها، نیازمند استفاده از مدل‌های رفتاری پیچیده میباشد که در این نرم افزار موجود است. ساختار کلی این برنامه شامل سه مرحله است الف) وارد کردن مشخصات هندسی و مکانیکی مسأله ب) آنالیز مسأله ج) ارائه نتایج خروجی.

این نرم افزار میتواند دو نوع تحلیل کرنش صفحه‌ای و تقارن محوری انجام دهد که در این مقاله تمام مدلها با استفاده از تحلیل کرنش صفحه‌ای صورت پذیرفته است. المانهایی موجود در این نرم‌افزار

برای تخمین  $k_0$  (ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون) فرمول های تجربی بسیاری توسعه یافته است اما برای خاک ماسه ای که در این مقاله مورد نظر می باشد رایجترین و درست ترین فرمول، رابطه جکی (Jacky 1944) می باشد.

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (2)$$

با توجه به مشخصات خاک مورد نظر که در جدول ۱ نیز آمده زاویه اصطکاک  $\phi = 33^\circ$  می باشد، در نتیجه داریم،  $k_0 = 0.455$  و با توجه به فرض توزیع مثلثی تنش، فشار خاک در حالت سکون برابر خواهد بود:

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (3)$$

و همچنین با توجه به این که ارتفاع دیوار  $H = 7$  متر و وزن واحد حجم خاک  $\gamma = 19.8 \text{ KN/m}^3$  می باشد، خواهیم داشت. نقطه اثر این نیرو (Y) معادل  $H/3$  از قاعده در نظر گرفته میشود، که برابر خواهد بود با  $Y = 2.3$  متر بالاتر از پایه دیوار.

جدول ۱: مشخصات خاک استفاده شده در مدل عددی (Netzel 2006).

پارامتر	علامت	ماسه	ماسه	واحد
مدل رفتاری	-	خاک سخت شونده	مور-کولمب	-
زهکشی	-	زهکشی شده	زهکشی شده	-
وزن واحد حجم خشک	$\gamma_{mat}$	19.8	19.8	$\text{KN/m}^3$
وزن واحد حجم مرطوب	$\gamma_{sat}$	19.8	19.8	$\text{KN/m}^3$
نفوذپذیری افقی	$K_x$	13	13	$\text{m/Day}$
نفوذپذیری قائم	$K_y$	13	13	$\text{m/Day}$
مدول الاستیک متقاطع سه محوری CD	$E_{50}^{ref}$	35000	-	$\text{KN/m}^2$
مدول الاستیک مماسی آزمایش تحکیم	$E_{oed}^{ref}$	20000	-	$\text{KN/m}^2$
مدول الاستیک باربرداری - بارگذاری مجدد	$E_{ur}^{ref}$	100000	100000	$\text{KN/m}^2$
توان برای ارتباط سختی یا تنش	m	0.5	-	-
تنش مرجع	$P^{ref}$	100	-	$\text{KN/m}^2$
نسبت بواسون برای باربرداری - بارگذاری	$\nu_{ur}$	0.2	0.2	-
ضریب فشار جانبی در حالت سکون	$K_0^{NC}$	0.455	-	-
چسبندگی	c	0.5,10	0.5,10	$\text{KN/m}^2$
زاویه اصطکاک داخلی	$\phi$	33	33	Degree
زاویه اتساع	$\psi$	3	3	Degree
فاکتور کاهش سطح مشترک	$R_{int}$	0.66	0.66	Degree
نسبت گسیختگی	$R_f$	0.97	-	-

شود. چنین رابطهای اولین بار توسط کندنر (Kondner 1963) و سپس در مدل هیبرولیک معروف دانکن و چانگ (Duncan & Chang 1970) استفاده شد. مدل خاک سخت شونده در واقع نوع کامل شده مدل رفتاری دانکن و چانگ میباشد که سه برتری نسبت به آن دارد که شامل استفاده کردن از تئوری پلاستیسیته، در نظر گرفتن اتساع خاک و معرفی یک کلاهک تسلیم (Yield Cap) میباشد. یکی از مشخصات اساسی این مدل رفتاری، وابستگی تنش به میزان سختی است که با توان m تعیین میشود. برای مثال برای فشار ادئومتر رابطه زیر وجود دارد:

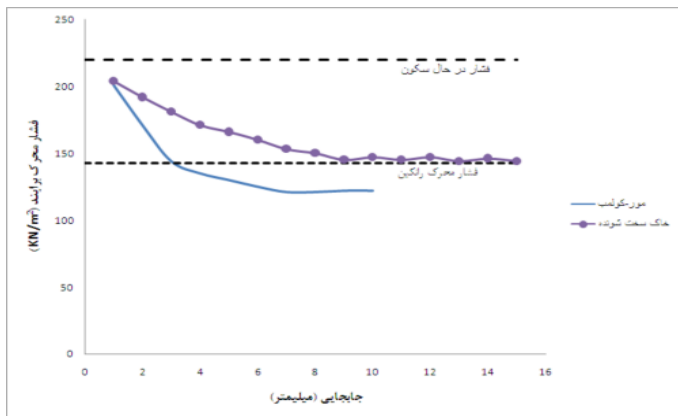
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{\sigma}{P^{ref}} \right)^m \quad (1)$$

مشخصات خاک مورد استفاده در این مقاله از یک خاک واقعی که در هلند توسط نتزل (Netzel 2006) مورد آزمایش قرار گرفته، برداشت شده است که در جدول ۱ خلاصه گشته است. شرایط مرزی برای حدود سمت چپ و راست مدل طوری در نظر گرفته شده که حرکت در جهت محور x غیر ممکن، اما در جهت y حرکت آزادانه می باشد. گره های موجود در مرز پایینی مدل نیز در هر دو جهت x و y ثابت در نظر گرفته شده اند. به منظور شبیه سازی اصطکاک بین خاک-دیوار نیز از المان های سطح مشترک (Interface) استفاده شده است که میزان این اصطکاک  $\delta = 2/3 \phi$  در نظر گرفته شده است. برای حرکت دیوار به سمت خاک و دور از آن به منظور ایجاد فشار محرک و مقاوم، از گزینه جابجاییهای از پیش تعیین شده (Prescribed displacement) در PLAXIS استفاده شد. این جابجاییها در فاز محاسبه مرحله به مرحله افزایش داده شده تا فشار محرک و مقاوم به میزان تقریباً ثابتی برسد. اندازه المانها نیز، بصورت متوسط (Medium) انتخاب شده اما مکانهایی که احتمال تمرکز تنش و جابجاییهای بیشتری میرفت اندازه المانها بطور دستی کوچکتر انتخاب شد. شبکه بندی نهایی مدل که در شکل ۱ نیز نشان داده شده است، شامل ۱۰۷۱ المان، ۸۸۹۲ گره و ۲۸۵۲ نقطه تنش میباشد. سپس در فاز محاسبه، یک محاسبه از نوع پلاستیک انتخاب شد که دارای حداکثر ۲۵۰ زیر مرحله تکراری به منظور رسیدن به جواب همگرا بود. بدیهی است که هرگاه جوابها قبل از این زیر مراحل همگرا شود، محاسبه پایان مییابد. روش بارگذاری ورودی از نوع ساخت مرحلهای در نظر گرفته شد که در این نوع بارگذاری میتوان در هر مرحله، هر بخش از مدل ورودی را فعال و یا غیر فعال کرد (نظیر سطوح مشترک، جسم دیوار و...) و یا مقادیر نیروها و جابجایی را تغییر داد.

#### ۴) تحلیل نتایج

۴-۱) مقایسه فشار پشت دیوار در حالت سکون

همانطور که در شکل ۳ دیده میشود، در ابتدا که میزان جابجایی کم است، میزان فشار به فشار حالت سکون نزدیک است تا آنکه با جابجایی دیوار، فشار تدریجاً کاسته شده و در میزان تقریبی  $122 \text{ kN/m}^2$  ثابت میشود. این میزان فشار از آنچه که روش رانکین پیش بینی میکند حدود ۱۵ درصد کمتر است که این موضوع به انعطافپذیری دیوار و حرکت آن به حالت (Mode) ترکیبی مرتبط میباشد. باید خاطر نشان کرد که در فرضیات روش رانکین، دیوار صلب و حالت حرکتی آن تنها حرکت انتقالی (Translational) در نظر گرفته شده است که با واقعیت تطابق ندارد.



شکل ۳: مقایسه نتایج مدل عددی با استفاده از مدل رفتاری مور-کولمب و خاک سخت شونده با فشار مورکوب رانکین.

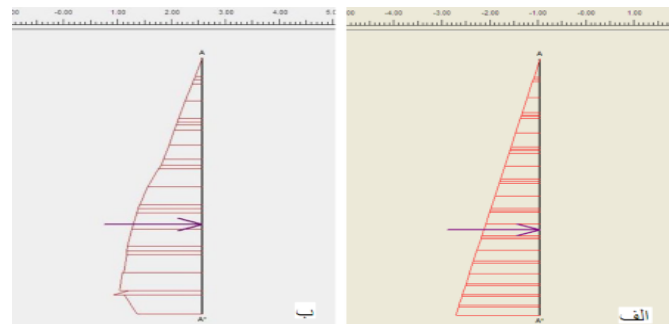
نکته قابل توجه دیگر، میزان جابجایی است که در آن فشار مورکوب به طور کامل بسیج شده و به عبارت دیگر گسیختگی رخ داده است. کلاف و دانکن (Clough & Duncan 1991) بر اساس مطالعات آزمایشگاهی خود میزان تقریبی جابجایی لازم برای ایجاد حداقل فشار مورکوب و حداکثر فشار مقاوم را برای خاک های ماسه های ارائه دادند که در جدول ۲ آورده شده است. براساس این جدول برای ماسه متراکم در حالت مورکوب میزان جابجایی نوک دیوار  $0.001H$  تخمین زده شده است که در مورد این مقاله با توجه به ارتفاع ۷ متری دیوار این مقدار  $0.007m$  خواهد بود. مدل ساخته شده عددی در جابجایی حدود ۸ میلیمتر در فشار مورکوب ثابت شده و گسیختگی در آن رخ میدهد که تطابق خوبی با نتایج کلاف و دانکن دارد.

جدول ۲: میزان جابجایی لازم برای بسیج فشار مورکوب و مقاوم (Clough & Duncan 1991)

نسبت جابجایی راس دیوار به ارتفاع آن		جنس خاک پشت دیوار
حالت مقاوم	حالت مورکوب	
0.01	0.001	ماسه متراکم
0.02	0.002	ماسه متوسط
0.04	0.004	ماسه شل

برای مقایسه این روش با مدل سازی عددی، زمانی که نرم افزار شرایط اولیه را شبیه سازی می کند را در نظر می گیریم زیرا در این حالت سیستم خاک-دیوار هیچگونه حرکتی ندارد.

در شکل ۲-الف مقطع مورد نظر که بروی پاشنه دیوار زده شده، و همچنین فشار افقی وارد بر آن نسبت به عمق برای مقایسه با روش دستی نشان داده شده است. همانطور که در این شکل نیز مشاهده میشود شکل توزیع تنش کاملاً مثلثی بوده، میزان فشار جانبی برآیند برابر با  $K_0 = 220.19 \text{ kN/m}^2$  و نقطه اثر نیرو  $\gamma = 2.55$  متر از پایه دیوار بالاتر است که کاملاً با روش دستی انطباق دارد.



شکل ۲: الف: تغییرات فشار جانبی نسبت به عمق در مقطع روی پاشنه دیوار در حالت سکون. ب: شکل توزیع تنش در مقطع روی پاشنه دیوار در حالت مورکوب.

۴-۲) مقایسه با روش رانکین

۴-۲-۱) حالت مورکوب

در این روش رانکین (Rankine 1857) ضریب فشار جانبی مورکوب خاک را به صورت زیر تعیین کرده است:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = tg^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

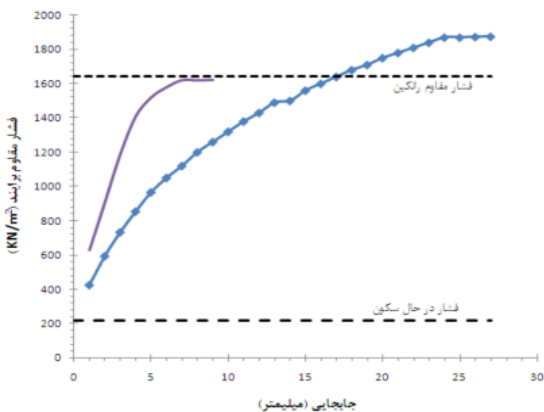
و نیروی جانبی مورکوب را نیز به صورت زیر تعریف می کند:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (5)$$

با توجه به مشخصات خاک  $K_p = 3.39$  و هندسه دیوار، میزان ضریب فشار جانبی مورکوب خاک  $k_a = 0.294$  و فشار جانبی مورکوب  $p_a = 142.6 \text{ kN/m}^2$  بدست می آید. به منظور شبیه سازی عددی فشار مورکوب، دیوار حایل طرهای توسط جابجاییهای از پیش تعیین شده مرحله به مرحله به سمت دور از خاک حرکت داده شد. این مراحل از میزان  $D = m 0.001$  در جهت محور X آغاز شده و در هر مرحله یک میلیمتر به آن افزوده گشت. سپس در هر مرحله در مقطع روی پاشنه دیوار، میزان فشار، شکل توزیع آن و محل برآیند نیرو نیز تعیین گشت. افزایش جابجایی دیوار تا جایی که میزان فشار تقریباً ثابت شود، ادامه یافت.

سانتیمتر برای مدل مورد نظر ما میباشد. همانطور که در شکل ۴ نیز دیده میشود، گسیختگی در مدل عددی نیز در ۷ سانتیمتر جابجایی رخ داده است.

سپس، مدل رفتاری خاک به صورت مدل واقعیت و پیچیده‌تر خاک سخت شونده تنظیم شد. در شکل ۴ نتایج مدلسازی عددی با روش رانکین مقایسه شده است. به مانند حالت قبل، در جابجاییهای کوچک میزان فشار کم میباشد که با افزایش جابجایی، تدریجاً افزایش یافته و در مقدار  $p_p = 1870 \text{ kN/m}^2$  تقریباً ثابت میگردد که این میزان حدود ۱۴ درصد بیشتر از پیش بینی روش رانکین است. اما در اینجا نیز به مانند حالت محرک گسیختگی در میزان جابجایی بسیار بیشتر از پیش بینی کلاف و دانکن (Clough & Duncan 1991) یعنی در تقریباً ۱۵ سانتیمتر رخ میدهد.



شکل ۴: مقایسه نتایج مدل عددی با استفاده از مدل رفتاری مور-کولمب و خاک سخت شونده با فشار مقاوم رانکین.

شکل توزیع تنش در هر دو مدل رفتاری تقریباً مثلثی شکل میباشد، اما همانطور که در شکل ۵-الف دیده میشود، کاملاً مثلثی شکل نبوده و در اطراف پایه دیوار، افزایش ناگهانی دارد. نقطه اثر نیروی برآیند نیز در هر دو مدل رفتاری تقریباً برابر با  $Y=2.53$  متر بالاتر از پایه دیوار میباشد که انطباق خوبی با پیش بینی روش رانکین ( $Y=2.3$ ) دارد.

۳-۴) مقایسه با روش کولمب

۱-۳-۴) حالت محرک

با توجه به تعادل نیروها بر روی گوه های آزمایشی فشار جانبی خاک در حالت محرک را کولمب (Coulomb 1776) به صورت زیر بدست آورد:

$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (8)$$

قسمت کسری فرمول ۸ را ضریب فشار محرک خاک کولمب مینامند که معمولاً با  $k_a$  نشان داده میشود. با توجه به مشخصات خاک و هندسه دیوار، ضریب فشار محرک کولمب  $k_a = 0.25$  بدست آمده و

در ادامه به منظور شبیهسازی واقعیت، مدل رفتاری خاک از مدل مور-کولمب به مدل خاک سخت شونده تبدیل شد. همان گونه که در قبل توضیح داده شده است این مدل تکمیل شده مدل هیپربولیک دانکن و چانگ (Duncan & Chang 1970) میباشد، که به رفتار واقعی خاک نزدیکتر است. مشخصات خاک وارد شده در جدول ۱ آورده شده است. نتایج مدل سازی عددی با روش رانکین در شکل ۳ با هم مقایسه شده‌اند. همانطور که ملاحظه میشود فشار پشت دیوار در  $145 \text{ kN/m}^2$  ثابت میگردد که تطابق کامل با روش رانکین دارد. اما در این حالت گسیختگی در حدود ۹ میلیمتر جابجایی رخ داده که بیشتر از پیشبینیهای کلاف و دانکن (Clough & Duncan 1991) میباشد. نکته قابل ذکر دیگر این است که در هر دو مدل رفتاری شکل توزیع تنش با پیش بینی روش رانکین که توزیع تنش را مثلثی فرض میکند، متفاوت بوده و همانطور که در شکل ۲-ب نیز دیده میشود، حالت منحنی داشته و در نزدیکی پایه دیوار کاهش مییابد. اما نقطه اثر نیرو در تمام حالات به طور متوسط  $Y=2.53 \text{ m}$  متر بالاتر از پایه دیوار واقع بوده که تطابق خوبی با پیش بینی روش رانکین ( $Y=2.3 \text{ m}$ ) دارد.

۲-۲-۴) حالت مقاوم

در این روش ضریب فشار جانبی مقاوم خاک بصورت زیر محاسبه می شود

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \text{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6)$$

و با فرض تنش مثلثی پشت دیوار، فشار مقاوم برابر خواهد بود با:

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad (7)$$

با توجه به مشخصات خاک  $K_p = 3.39$  و دیوار میزان ضریب فشار مقاوم خاک و به همین ترتیب فشار جانبی مقاوم نیز  $P_p = 1644.5$  بدست خواهد آمد. به منظور بسیج فشار مقاوم در مدل اجزای محدود، دیوار توسط جابجایی از پیش تعیین شده تدریجاً به سمت خاک رانده شد. مقدار جابجایی از  $0.01 \text{ m}$  آغاز شد و در هر مرحله یک سانتیمتر به آن افزوده گشت. در شکل ۴ میزان نیروی برآیند در هر مرحله در برابر میزان جابجایی رسم شده است. همانطور که از نمودار پیداست، در جابجاییهای کم میزان فشار پایین بوده و با افزایش جابجایی، مقدار فشار به تدریج افزایش یافته و به سمت فشار مقاوم نزدیک میشود و در نهایت در مقدار تقریبی  $p_p = 1620 \text{ kN/m}^2$  ثابت میگردد. این مقدار تقریباً ۳ درصد کمتر از میزان پیشبینی شده توسط روش رانکین است که این اختلاف میتواند ناشی از انعطاف پذیری دیوار در محیط اجزای محدود، نواقص موجود در مدل رفتاری ساده مور-کولمب و حالت حرکت ترکیبی دیوار باشد. میزان جابجایی لازم برای فعال شدن فشار مقاوم در ماسه متراکم  $H \cdot 0.01$  برابر با  $Y$

نزدیک شدن به پایه دیوار از میزان فشار کاسته میشود. نقطه اثر نیروی برآیند در تمامی حالات بطور متوسط  $Y = 2.55$  متر بالاتر از پایه دیوار قرار داشته که با پیش بینی کولمب تطابق خوبی دارد.

۴-۳-۲) حالت مقاوم

با توجه به حرکت دیوار به سمت خاکریز و تعادل نیروهای وارد بر گوه لغزنده، به مانند حالت محرک، خواهیم داشت:

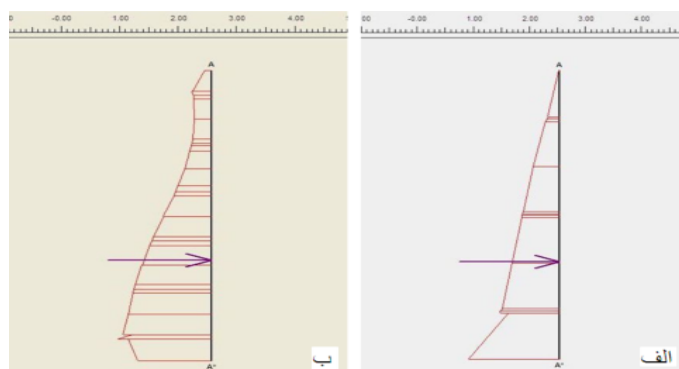
$$p_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha + \delta) \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad (9)$$

در اینجا نیز عبارت کسری برابر است با ضریب فشار مقاوم خاک کولمب که با  $K_p$  نشان داده شده است. با توجه به مشخصات خاک و هندسه دیوار، ضریب فشار مقاوم کولمب  $K_p = 8.07$  و با قرار گرفتن آن در فرمول ۹ فشار مقاوم نیز  $P_p = 3914.7 \text{ kN/m}^2$  بدست میآید. شکل ۷ که میزان فشار برآیند پشت دیوار را در برابر جابجایی نشان میدهد، نتایج این بخش را در خود خلاصه نموده است. همانگونه که در شکل پیداست، فشار در جابجاییهای کوچک کم بوده و با افزایش آن به سمت فشار مقاوم نزدیک میشود و نهایتاً در حدود  $1620 \text{ kN/m}^2$  ثابت میگردد. نکته جالب اختلاف قابل توجه این مقدار با پیش بینی روش کولمب است که این به علت فرض سطح گسیختگی مستوی در این روش میباشد که در حالت مقاوم از واقعیت دور است. هر چه اصطکاک خاک-دیوار در حالت مقاوم افزایش یابد، شکل گسیختگی به حالت دایره‌ای نزدیکتر میشود به همین علت در  $\frac{\phi}{2} > \delta$  روش کولمب تا بیش از ۱۰۰ درصد میتواند فشارها را مقاوم خاک زمانی که اصطکاک خاک-دیوار بیش از  $\frac{\phi}{2}$  باشد، استفاده نمیشود. در مدل ما نیز بدان علت که  $\delta = \frac{2}{3}\phi$  در نظر

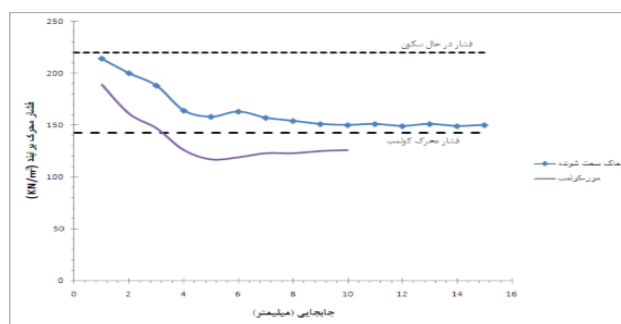
گرفته شده است این اختلاف به وضوح قابل مشاهده است به طوری که روش کولمب فشار را تقریباً ۵۹ درصد بیشتر تخمین زده است. در اینجا از روش دقیقتر کاکوت و کریزل (Caquot & Kerisel 1948) که سطح لغزش را به شکل اسپایرال لگاریتمی در نظر میگیرد نیز استفاده شده که با استفاده از این روش فشار مقاوم  $P_p = 2910.6 \text{ kN/m}^2$  بدست میآید و همانگونه که ملاحظه میشود اختلاف کمتری (حدود ۴۵ درصد) با نتایج روش عددی دارد. با توجه به شکل ۷ در میابیم که گسیختگی در جابجایی ۸ سانتیمتر رخ داده است که انطباق خوبی با تحقیقات کلاف و دانکن دارد. شکل توزیع تنش مثلثی شکل میباشد و نقطه اثر نیرو به طور متوسط در  $Y=2.54$  متر بالاتر از پایه دیوار قرار دارد که با پیش بینی کولمب ( $Y=2.3$ ) انطباق خوبی دارد.

با استفاده از مدل واقعیت خاک سخت شونده، فشار مقاوم در

با توجه به فرمول ۸ فشار محرک نیز  $p_a = 126.12 \text{ kN/m}^2$  محاسبه میشود. نتایج مقایسه با روش عددی در شکل ۶ خلاصه شده است. همانگونه که مشاهده میشود، در جابجاییهای کوچک میزان فشار نزدیک فشار در حالت سکون میباشد و با افزایش جابجایی فشار به سمت فشار محرک کاهش مییابد و نهایتاً در مقدار  $P_a = 123 \text{ kN/m}^2$  ثابت میگردد که انطباق دقیقی با روش کولمب دارد. همچنین گسیختگی در جابجایی حدود ۷ میلیمتر رخ میدهد که کاملاً با نتایج کلاف دانکن (Clough & Duncan 1991) همخوانی دارد.



شکل ۵: الف: شکل توزیع تنش در مقطع روی پاشنه دیوار در حالت مقاوم. ب: شکل توزیع تنش در مقطع روی پاشنه دیوار در حالت محرک در خاک چسبنده.



شکل ۶: مقایسه نتایج مدل عددی با استفاده از مدل رفتاری مور-کولمب و خاک سخت شونده با فشار محرک کولمب.

در مرحله بعد، از مدل رفتاری دقیقتر خاک سخت شونده به منظور شبیهسازی هر چه نزدیکتر به واقعیت استفاده شد. نتایج این بخش از مدل سازی نیز به صورت نمودار نیروی برآیند در برابر جابجایی در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که دیده میشود فشار در میزان  $P_a = 150 \text{ kN/m}^2$  ثابت گشته است که از پیش بینی روش کولمب ۱۶ درصد بیشتر است. نکته قابل توجه دیگر این نمودار این است که جابجایی در ۹ میلیمتر رخ میدهد که از نتایج تحقیقات کلاف و دانکن (7) (Clough & Duncan 1991) کمی بیشتر است. شکل توزیع تنش در هر دو مدل رفتاری با توزیع مثلثی شکل پیشنهاد شده توسط کولمب متفاوت بوده و منحنی شکل است بطوری که با

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c \sqrt{k_a} \quad (10)$$

حال اگر خاک پشت دیوار دارای چسبندگی باشد میزان فشار جانبی در سطح زمین برابر با  $-2c \sqrt{k_a}$  خواهد بود. این بدین معناست که از سطح زمین تا عمق بحرانی  $h_{cr} = \frac{2C}{\gamma \sqrt{k_a}}$  تنش کششی خواهیم داشت. با توجه به مشخصات خاک و هندسه دیوار میزان فشار جانبی محرک وارد بر دیوار برای دو حالت چسبندگی  $5 \text{ kN/m}^2$ ،  $10 \text{ kN/m}^2$  به ترتیب برابر با  $p_{a(5)} = 137.17 \text{ kN/m}^2$  و  $p_{a(10)} = 131.7 \text{ kN/m}^2$  است. همچنین اعماق بحرانی نیز برای این دو حالت به ترتیب برابر با  $h_{cr(5)} = 0.93 \text{ m}$  و  $h_{cr(10)} = 1.87 \text{ m}$  بدست خواهد آمد.

در مدل سازی عددی به مانند بخشهای قبل، دیوار توسط جابجایی از پیش تعیین شده تا ثابت شدن میزان فشار حرکت داده شد. نتایج هر دو حالت چسبندگی در شکل ۸ با روش رانکین مقایسه شده است. همانطور که ملاحظه میشود برای چسبندگی  $C = 5 \text{ kN/m}^2$ ، فشار برآیند در  $P_a = 119 \text{ kN/m}^2$  و برای چسبندگی  $C = 10 \text{ kN/m}^2$  در فشار  $P_a = 100 \text{ kN/m}^2$  ثابت شده است. این مقادیر به ترتیب ۱۳ و ۲۴ درصد از پیش بینی روش رانکین کمتر میباشند و علاوه بر این با افزایش چسبندگی، تفاوت در نتایج بیشتر میشود که این موضوع نشان دهنده آن است که روش رانکین تأثیر چسبندگی را به خوبی محاسبه نمی‌کند.

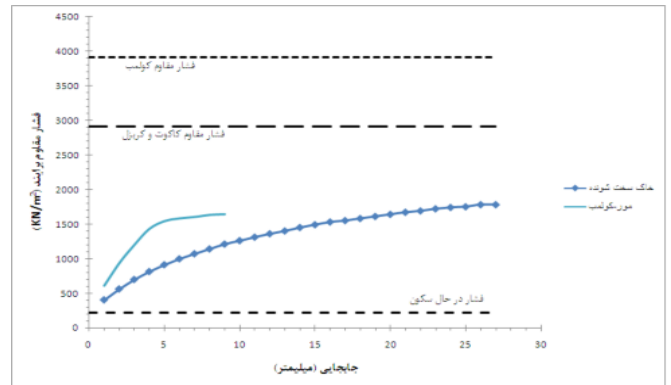
روش رانکین تنشهای کششی را در نزدیکی سطح زمین پیشبینی میکند که همانطور که از شکل توزیع تنش پشت دیوار (شکل ۵-ب) پیداست، اگر چه که چسبندگی شکل توزیع تنش را تغییر داده است، اما هیچگونه تنش کششی در سطح زمین مشاهده نمیشود. لازم به ذکر است که شکل کلی تنش با حالت محرک شباهت داشته و حالت منحنی شکل دارد. نکته قابل توجه دیگر این است که در هر دو چسبندگی، توده خاک پس از ۱۰ میلیمتر جابجایی گسیخته گشته است که بیشتر از پیش بینی کلاف و دانکن (Clough & Duncan 1991) است. البته مطالعات ایشان بر روی ماسه‌های فاقد چسبندگی بوده است.

نقطه اثر نیرو در هر دو مقدار چسبندگی، در جابجاییهای کوچک، نزدیکتر به پایه دیوار ( $Y=1.98\text{m}$ ) بوده که با افزایش جابجایی به سمت بالا حرکت کرده و در زمان گسیختگی  $Y=2.42$  متر بالاتر از پایه دیوار قرار گرفته است.

۴-۴-۲) حالت مقاوم

اگر دیوار به سمت خاک حرکت کند، فشار جانبی مقاوم به روش

حدود  $1780 \text{ kN/m}^2$  تقریباً ثابت گشت که هر چند از مدل رفتاری مور-کولمب بیشتر است، اما باز حدود ۵۴ درصد از پیش بینی روش کولمب و ۳۹ درصد از پیش بینی روش کاکوت و کریزل (Caquot & Kerisel 1948) کمتر است. در این حالت گسیختگی در حدود ۱۹ سانتیمتر رخ داده است که بیشتر از پیش بینی کلاف و دانکن است. ۴-۴) بررسی تأثیر چسبندگی بر روی میزان و شکل توزیع تنش و نقطه اثر نیروی برآیند



شکل ۷: مقایسه نتایج مدل عددی با استفاده از مدل رفتاری مور-کولمب و خاک سخت شونده با فشار مقاوم کولمب و کاکوت-کریزل.

هندسه سیستم خاک-دیوار حایل طره‌ای و همچنین نحوه و شکل شبکه‌بندی به مانند بخشهای پیشین میباشند. تنها تفاوت در این بخش افزودن چسبندگی  $5 \text{ kN/m}^2$  و  $10 \text{ kN/m}^2$  به خاک به منظور بررسی تأثیر آن میباشند. همچنین در این مرحله به علت دقیقتر بودن مدل رفتاری خاک سخت شونده برای خاک استفاده گردیده است. مشخصات خاک به کار رفته در این مرحله در جدول ۱ آورده شده است. هر چند به علت کم بودن نفوذپذیری خاکهای چسبنده و مشکلات متعاقب ناشی از باقی ماندن آب در خاکریز پشت دیوار، استفاده از این نوع خاکها به عنوان خاک پشت دیوار بندرت صورت میپذیرد، اما گاهی به علت عدم وجود خاک مناسب و یا گذشت زمان (تولید نرمة و ایجاد چسبندگی)، میتواند خاک پشت دیوار دارای چسبندگی باشد. روش رانکین (Rankine 1857) از سادهترین روشهایی است که اثر چسبندگی خاک پشت دیوار را در نظر گرفته است به همین علت در این بخش نتایج مدل سازی عددی با این روش مقایسه خواهد شد.

۴-۴-۱) حالت محرک

همانگونه که پیشتر گفته شد در این روش اصطکاک خاک-دیوار در نظر گرفته نمیشود و فرض بر این است که کل توده خاک در حالت تعادل حدی یا خمیری قرار دارد. حال اگر دیوار به سمت دور از خاکریز حرکت کند فشار جانبی به صورت زیر خواهد بود:

چشمگیرتر گشته که نشان دهنده ضعف روش رانکین در محاسبه صحیح تأثیر چسبندگی بر فشار مقاوم خاک است. مدلسازی عددی نیز تنشهای سطح زمین را با وجود چسبندگی، به مانند روش رانکین بزرگتر از صفر پیش بینی میکند. این فشار در جابجایی حد گسیختگی برابر با  $32.6 \text{ kN/m}^2$  مییابد که با پیش بینی روش رانکین برابر با  $36.8 \text{ kN/m}^2$  تطابق خوبی دارد. در اینجا نیز به علت چسبندگی بودن خاک گسیختگی در حد بالاتری از پیش بینی کلاف و دانکن (Clough & Duncan 1991) یعنی در حدود ۲۰ سانتیمتر رخ داده است. نقطه اثر نیرو در هر دو مقدار چسبندگی، بر خلاف حالت محرک فاقد نوسان بوده و بطور متوسط  $Y=2.35$  متر بالاتر از پایه دیوار قرار داشت.

#### ۵) نتیجه گیری:

از آنجایی که فشارهای واقعی وارده بر دیوارهای حایل به اندرکنش میان دیوار-خاک بستگی دارد، منطقی به نظر میرسد که این فشارها را از روشهای تنش-تغییرشکل با استفاده از محاسبات دقیقتری نظیر اجزای محدود محاسبه نمود.

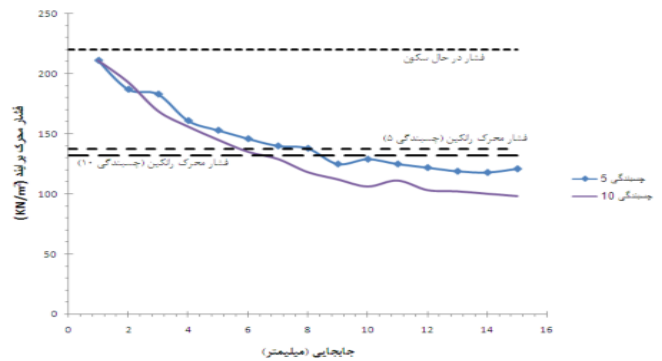
همانطور که نتایج این تحقیق نشان میدهد، روش عددی با استفاده از فرمولبندی اجزای محدود که فاقد فرضیات موجود در روشهای کلاسیک میباشد، میتواند به طرز واقعیتری فشار وارد بر دیوار را محاسبه نموده و علاوه بر آن جابجاییها را نیز محاسبه نماید. لازم به ذکر است، دقت تحلیل تنش-تغییرشکل به روش اجزای محدود کاملاً متأثر از مدلسازی دقیق شرایط واقعی محل میباشد و یک روش تحلیل مناسب باید قادر باشد تا رفتار تنش-کرنش خاک (که غیر خطی است)، جسم دیوار (که معمولاً خطی است)، رفتار تنش-جابجایی سطح مشترک خاک-دیوار و مراحل ساخت و خاکریزی پشت دیوار را به خوبی بیان کند.

در حالت مقاوم، با افزایش میزان اصطکاک خاک-دیوار سطح گسیختگی به حالت دایره‌ای نزدیک شد که این موضوع با فرض موجود در روش کولمب که سطح گسیختگی را مستوی در نظر میگیرد، مغایرت دارد. به همین علت با افزایش، نتایج این روش به طور غیر واقعی زیاد بدست میآید که این موضوع در نتایج مدلسازی به وضوح قابل مشاهده است. نکته دیگر این بود که فشار مقاوم را روش کاکوت و کریزل بهتر از دیگر روشها پیشبینی کرده و نزدیکترین نتیجه را به نتایج روش عددی بدست میدهد.

علاوه بر این، نتایج نشان داد که شکل توزیع تنش در حالت محرک برخلاف پیش بینی روشهای کلاسیک، مثلثی شکل نبوده بلکه حالت منحنی شکل دارد. همچنین در حالت مقاوم نیز شکل توزیع تنش کمی از حالت مثلثی متفاوت بوده و در نزدیک پایه دیوار یک افزایش

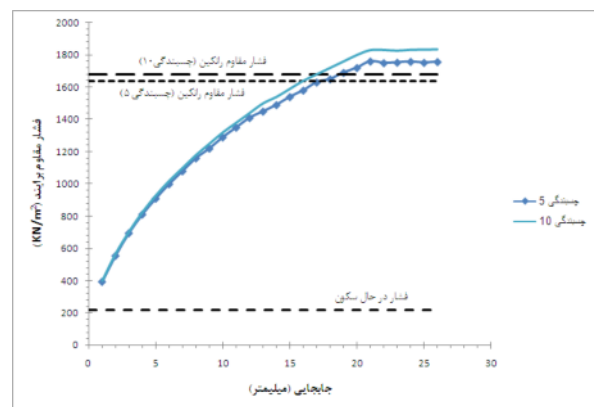
رانکین با فرمول زیر قابل محاسبه است:

$$p_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (11)$$



شکل ۸: مقایسه نتایج مدل عددی با فشار محرک رانکین در چسبندگی  $C=5, 10 \text{ KN/m}^2$

نحوه محاسبه  $K_p$  در بخشهای گذشته توضیح داده شده است. با توجه به فرمول بالا اگر خاک پشت دیوار دارای چسبندگی باشد میزان فشار جانبی خاک در سطح زمین برابر خواهد بود با  $2c\sqrt{K_p}$ ، که این میزان با رفتن به عمق با توجه به مشخصات خاک، تدریجاً افزایش مییابد. با توجه به مشخصات خاک و هندسه دیوار فشار جانبی مقاوم برای چسبندگی  $C = 5 \text{ kN/m}^2$  و  $C = 10 \text{ kN/m}^2$  به ترتیب برابر با  $p_{a(10)} = 1681.3 \text{ kN/m}^2$  و  $p_{a(5)} = 1662.9 \text{ kN/m}^2$  خواهد بود. نتایج دو میزان چسبندگی در شکل ۹ نشان داده شده است. همانطور که دیده میشود، در چسبندگی  $5 \text{ kN/m}^2$ ، فشار مقاوم برآیند در  $p_p(5) = 1750 \text{ kN/m}^2$  و برای چسبندگی  $10 \text{ kN/m}^2$  فشار مقاوم در  $p_p(10) = 1830 \text{ kN/m}^2$  ثابت میشود. این نتایج از پیش بینی روش رانکین به ترتیب ۵ و ۹ درصد بیشتر میباشد.



شکل ۹: مقایسه نتایج مدل عددی با فشار مقاوم رانکین در چسبندگی  $C=5, 10 \text{ KN/m}^2$

همانگونه که مشاهده میشود با افزایش چسبندگی میزان این تفاوت نیز



ناگهانی نشان میدهد. اما با این حال در تمام حالات، نقطه اثر نیروی برآیند به آنچه که روشهای دستی پیشبینی میکردند، نزدیک بود.

#### منابع:

- Bentler J. G., Labuz, J. F. 2006: Performance of a cantilever retaining wall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. **132**: 1062–1070.
- Bierschwale M., Coyle H., Bartoskewitz R. 1981: Lateral Load Tests on Drilled Shafts Founded in Clay. Drilled Piers and Caissons. *ASCE*: 98-113.
- Carquot A., Kerisel J. 1948: Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Gauthier-Villars, Paris.
- Clough G. W., Duncan J. M. 1971: Finite element analyses of retaining wall behavior. *Journal of Geotechnical Engineering*. **97**: 1657–1673.
- Clough G. W., Duncan J. M. 1991: Earth pressures. In *Foundation engineering handbook*. 2nd ed. Edited by H.-Y. Fang. van Nostrand Reinhold, New York. 223 - 235 .
- Coulomb C. A. 1776: Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture. *Mémoires de savants étrangers de l'Académie des Sciences de Paris*. **7**: 155-185.
- Duncan J. M., C. Y. Chang 1970: Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*. **96**: 1629-1653.
- Duncan J. M., Clough G. W., Ebeling, R. M. 1990: Behavior and design of gravity earth retaining structures. Invited contribution to the ASCE conference Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell, NY.
- Fang Y.S., Ishibashi I. 1986: Static earth pressures with various wall movements. *Journal of Geotechnical Engineering*. **112**: 317–333.
- Jacky J. 1944: The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*. **78**: 355–358.
- Kondner R. L. 1963: Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*. **89**: 115-143.
- Netzel H. D., Vink D. 2006: Prediction of soil deformations during excavation works for the renovation of “Het Nieuwe Rijksmuseum” in Amsterdam, The Netherlands. *PLAXIS Bulletin*. **20**: 16-19 .
- Rankine W. J. M. 1857: On the mathematical theory of the stability of earthwork and masonry. *Proceedings of Royal Society*. **8**: 69-87 .
- Sherif M. A., Ishibashi I., Lee C. D. 1982: Earth pressure against rigid retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. **108**: 679-695.
- Terzaghi K. 1934: Large Retaining Wall Tests I-V. *Engineering News Record*. **1**: 136-140.