

توسعه روش مقاطع افقی برای تحلیل شیبهای خاکی مسلح حین زلزله

حمیدرضا نوری و علی فاخر

چکیده: موضوع این مقاله بررسی پایداری شیبها و دیوارهای خاکی مسلح براساس تحلیل شبه‌استاتیکی و تئوری تعادل حدی می‌باشد. در این روش محتملترین مکانیسم گسیختگی در شیب خاکی مسلح حین زلزله، در نظر گرفته شده و گوه لغزنده به یکسری مقاطع افقی به موازات لایه‌های مسلح‌کننده تقسیم شده است. به‌دنبال آن معادلات تعادل نیروهای داخلی و خارجی وارد بر این مقاطع و کل گوه گسیختگی نوشته و ارضاء می‌شوند. پارامتر مهمی که با حل این معادلات بدست می‌آید، حداکثر نیروی لازم در مسلح‌کننده‌ها برای تأمین پایداری شیب خاکی مسلح می‌باشد. براساس تعداد و نوع معادلاتی که ارضاء می‌گردند و همچنین فرضیات ساده‌کننده‌ای که برای حل دستگاه معادلات مورد استفاده قرار می‌گیرد، تعدادی فرمولبندی ارائه شده و به دنبال آن یک فرمولبندی برای بررسی گسیختگی پیش‌رونده در محاسبات نیز ارائه گردیده است. درنهایت اعتبار نتایج روش مقاطع افقی با استفاده از نتایج چند روش معتبر تحلیلی ارزیابی شده و همخوانی مناسبی بین این نتایج مشاهده گردیده است.

واژه‌های کلیدی: سازه‌های خاکی؛ شیبها و دیوارها؛ تعادل حدی؛ روش مقاطع افقی؛ تحلیل شبه‌استاتیکی؛ زلزله؛ گسیختگی پیش‌رونده.

۱. مقدمه

ابداع سیستم خاک مسلح در دهه ۶۰ میلادی مباحث جدیدی در مکانیک خاک گشود. در چند دهه اخیر بحث رفتار سازه‌های خاکی مسلح یکی از مباحث روز مجامع علمی بوده است. در این میان رفتار شیبهای خاکی مسلح حین زلزله در دهه اخیر مورد توجه بیشتری قرار گرفته است. سازه‌های خاکی مسلح به‌خصوص با ژئوسینتتیک‌ها این مزیت را دارند که در مقابل بارهای ناشی از زلزله کارایی و پایداری قابل‌قبول از خود نشان می‌دهند. کاربرد مناسب این سازه‌های خاکی طی گزارشهایی از عملکرد آنها حین وقوع زلزله‌های بزرگ مشخص گردیده است ([۳]، [۵]، [۶]، [۱۱]، [۲۳]).

مقاله در تاریخ ۸۲/۶/۱۷ دریافت شده و در تاریخ ۸۵/۸/۲۳ به تصویب نهایی رسیده است.

حمیدرضا نوری، دانشجوی دوره دکترا، گرایش مکانیک خاک و پی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، Nouri_hr@yahoo.com
دکتر علی فاخر، گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران، afakher@ut.ac.ir

با این وجود یکی از دیگر دلایلی که باعث کارکرد مناسب این سازه‌های خاکی حین زلزله شده، اعمال ضرایب اطمینان بزرگی است که طراحان در محاسبات خود به‌کار برده‌اند. این امر درنهایت به ارائه طرحهای غیراقتصادی منجر شده است. دلیل این امر عدم شناخت کافی از پاسخ سازه‌های خاکی مسلح خصوصاً حین زلزله در روشهای متداول طراحی می‌باشد. بر این اساس تستهای مختلف شبیه‌سازی زلزله با استفاده از میز لرزان یا سانتریفوژ انجام شده و سعی گردیده تا از نتایج حاصله برای پیش‌بینی رفتار این سازه‌های خاکی حین زمین‌لرزه استفاده شود ([۹]، [۲۰]، [۲۱]، [۲۲]، [۳۳]). استفاده از این روش نتایج مفیدی در مورد مکانیسمهای گسیختگی، میزان تغییرشکل‌های به‌وجودآمده در خاک و مراحل وقوع گسیختگی پیش‌رونده و پدیده بزرگنمایی ارائه می‌دهد و می‌تواند برای بررسی صحت تحلیل‌های تئوری مورد استفاده قرار گیرد. جامعترین روش تحلیلی استفاده‌شده در بررسی رفتار و پاسخ دینامیکی سازه‌های خاکی مسلح حین زلزله، روشهای عددی نظیر اجزاء محدود و تفاضل محدود می‌باشد که توسط گروهی از محققین استفاده شده است ([۳]، [۴]، [۲۵]).

نشده و به گفته دیگر تعادل نیروهای داخلی به طور کامل ارضاء نگردد. به این ترتیب گروهی از محققین برای تحلیل شیب‌های خاکی، روشهای مختلفی را به کار گرفته‌اند که طی آنها هم تعادل نیروهای داخلی و هم نیروهای خارجی ارضاء گردد.

یکی از این روشها، تقسیم گوه گسیختگی خاک به تعدادی قطعات قائم می‌باشد. مشکل استفاده از روش قطعات قائم برای سازه‌های خاک مسلح، وارد شدن نیروهای مسلح‌کننده‌ها به صورت مجهول در معادلات تعادل نیروها می‌باشد که با افزایش مجهولات کار حل معادلات را مشکل می‌کند. با توجه به این مشکل استفاده از روش قطعات غیرقائم (مورب) پیشنهاد شده است ([۸]، [۳۰]). روش قطعات افقی برای تحلیل استاتیکی شیبها اولین بار توسط لو و ژو [۱۶] پیشنهاد گردید.

پس از آن شاهقلى (۱۳۷۸) روش قطعات افقی را برای بررسی پایداری دیوارهای قائم خاکی مسلح حین زلزله بکار برد. در روش استفاده‌شده نیروی ناشی از زلزله به صورت شبه‌استاتیکی در مرکز جرم هر قطعه وارد شده و با نوشته‌شدن معادلات تعادل نیروها، طول و مقاومت کششی موردنیاز برای تأمین پایداری دیوارهای قائم خاکی مسلح در برابر بارهای لرزه‌ای بدست‌آمده است. ویژگیهای روش قطعات افقی شاهقلى (۱۳۷۸) نسبت به روش لو و ژو [۱۶] در ساده‌سازی محاسبات و استفاده از آن در تحلیل حین زلزله است [۲۸].

روش تحلیلی مورد استفاده در این مقاله بر اساس تئوری تعادل حدی و تقسیم گوه گسیختگی بحرانی به قطعات افقی موازی مسلح‌کننده‌ها می‌باشد. رفتار این قطعات، صلب-پلاستیک در نظر گرفته شده و برای در نظر گرفتن نیروهای وارد بر قطعات ناشی از زلزله، نیروی شبه‌استاتیکی زلزله در مرکز جرم هر قطعه وارد شده است.

ضریب شتاب افقی زلزله به طرف خارج شیب و ضریب شتاب قائم زلزله نیز به طرف بالا در جهت مثبت در نظر گرفته می‌شود. در تحلیل انجام‌شده در این تحقیق خاک، غیرچسبنده در نظر گرفته شده است. همچنین در این تحلیل با توجه به دانه‌ای بودن خاک و قابلیت بالای زه‌کشی این مصالح از اثر فشار آب حفره‌ای در محاسبات صرف‌نظر گردیده است.

بستر خاک در زیر تراز شیب مورد بررسی نیز به اندازه کافی سخت و متراکم در نظر گرفته می‌شود.

این فرض موجب می‌شود سطوح گسیختگی بحرانی به بستر خاک زیرین نفوذ نکنند. این فرض محدودیت اساسی برای این روش نیست، لیکن تاکنون روش قطعات افقی برای سطوح گسیختگی که از خاک بستر عبور می‌کنند به کار نرفته است. همچنین در این تحقیق از مشارکت المانهای پوششی (Facing) در تحلیل پایداری صرف‌نظر می‌شود. این فرض در اغلب روشهای تحلیلی متداول است. با توجه به آزمونهای آزمایشگاهی که بر روی مدل‌های شیب‌های خاکی مسلح و غیرمسلح با استفاده از دستگاه سانتریفیوژ یا میز لرزان

استفاده از این روش نیز مشکلات و محدودیتهای خاص خود را به دنبال دارد. برای اطمینان از صحت و درستی نتایج این روش لازم است اندازه‌گیریهای دقیق از خواص مصالح و پارامترهای ژئوتکنیکی موردنیاز در معادله رفتاری مورد استفاده صورت گیرد. همچنین مدل‌کردن گسیختگی در مصالحی که به صورت اصطکاکی عمل می‌کنند بسیار مشکل است [۳۲] و به این ترتیب حل مسأله به این روش عملیات محاسباتی سنگین و پرهزینه‌ای را طلب می‌کند.

دسته دیگری از روشهای تحلیل دیوارها و شیبهای خاکی مسلح، روشهای تحلیلی شبه‌استاتیکی براساس روش تعادل حدی می‌باشند. این گروه از روشها به علت سهولت کاربرد و همچنین به دلیل سابقه زیاد و تجربه طولانی به کارگیریشان، به شدت مورد توجه محققین بوده و به صورتی گسترده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. نکته مثبت این روشها، نتایج قابل قبول و منطقی است که در مقایسه با دیگر روشهای ذکر شده، نظیر روشهای آزمایشگاهی یا روشهای عددی بدست می‌دهند [۳۴].

در این مقاله توسعه روش قطعات افقی برای بررسی پایداری شیروانیهای خاک مسلح مدنظر می‌باشد. این روش در ابتدا توسط شاهقلى (۱۳۷۸) برای تحلیل پایداری دیوارهای قائم خاک مسلح در زلزله طی یک پایان‌نامه کارشناسی ارشد مطرح گردید و نتایج آن انتشار یافت [۲۷]. در پایان‌نامه شاهقلى (۱۳۷۸) روش قطعات افقی با استفاده از یک فرمولاسیون ساده برای دیوارهای قائم خاک مسلح ارائه شد که با وجود ارائه نتایج قابل قبول، به دلیل عدم ارضاء معادلات تعادل لنگر ناقص به نظر می‌رسید.

براین اساس توسعه روش قطعات افقی در این تحقیق با ارائه پنج فرمولبندی (یک فرمولبندی ساده با ارضاء تعادل لنگر، دو فرمولبندی نسبتاً کاملتر هر یک با ارضاء تعادل نیروهای افقی و لنگر نیروها، یک فرمولبندی کامل و در نهایت یک فرمولبندی برای بررسی مسأله گسیختگی پیش‌رونده) مدنظر قرار گرفته و نتایج بدست‌آمده برای یکسری از آنها با یکدیگر مقایسه شده است. در نهایت نتایج فرمولبندی کامل با نتایج سه مرجع معتبر مقایسه گردیده و اعتبار نتایج این روش ارزیابی شده است.

۲. روش قطعات افقی

در این بخش، روش تعادل حدی (Limit Equilibrium) از متداولترین روشهای تحلیل سازه‌های خاکی به شمار می‌رود. اساس این روش در نظر گرفتن یک یا چند مکانیزم گسیختگی و محاسبه ضریب اطمینان در مقابل مکانیزم گسیختگی می‌باشد.

به این ترتیب بر اساس حالات گسیختگی شناخته‌شده، یک سطح لغزش یا گسیختگی که منجر به تشکیل یک توده لغزنده می‌گردد، در نظر گرفته می‌شود. با نوشتن معادلات تعادل نیرو و لنگر برای آن توده لغزنده خاک، ضریب اطمینان آن سطح در مقابل گسیختگی بدست می‌آید. نوشتن معادلات تعادل نیروها برای این گوه لغزنده موجب می‌شود که نیروهای داخلی مؤثر در روند محاسبات وارد

۳. معرفی فرمولبندی‌های روش قطعات افقی

در این بخش به فرمولبندی‌های روش قطعات افقی شامل فرمولبندی اولیه شاهقلی (۱۳۷۸) و فرمولبندی‌های مقاله حاضر اشاره می‌شود و به دنبال آن معایب و قابلیت‌های هریک ذکر شده و در پایان نتایج آنها با یکدیگر مقایسه می‌گردند.

۳-۱. فرمولبندی ساده روش قطعات افقی

این فرمولبندی ساده شامل $2N+1$ معادله و مجهول می‌باشد (N): تعداد قطعات افقی) و می‌تواند به دو صورت ارائه گردد.

۳-۲. فرمولبندی ساده $2N+1$ با ارضاء تعادل نیروهای افقی (شاهقلی، ۱۳۷۸)

فرمولبندی ساده اول توسط شاهقلی (۱۳۷۸) ارائه شده است، در این فرمولبندی معادله تعادل نیروهای قائم برای هر قطعه، معادله تعادل نیروهای افقی برای کل گوه لغزنده و معادله مربوط به رابطه بین نیروهای قائم و مماسی وارد بر کف هر قطعه ارضاء می‌شوند. فهرست معلومات و مجهولات این فرمولبندی در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱. معادلات و مجهولات فرمولبندی‌های ساده

تعداد	معادلات	تعداد	مجهولات
N	$\sum F_y = 0$ هر قطعه	N	نیروی قائم وارد بر کف قطعات (N_i)
N	$t_r = \frac{t_f}{F.S.}$ هر قطعه	N	نیروی مماسی وارد بر کف قطعات (S_i)
۱	$\sum F_x = 0$ روش اول یا $\sum M_o = 0$ روش دوم (کل گوه)	۱	مجموع نیروهای لازم در مسلح‌کننده‌ها ($\sum_{j=1}^m T_j$)
$2N+1$	مجموع	$2N+1$	مجموع

با توجه به شکل (۱-ب) و دیاگرام آزاد نیروهای وارد بر هر قطعه افقی و کل گوه گسیختگی می‌توان این معادلات را به صورت زیر نوشت:

$$\sum F_y = 0 \quad (\text{برای هر قطعه}) \quad (5)$$

$$\Rightarrow v_{i+1} - v_i - (1 - k_v)w_i + S_i \sin a_i + N_i \cos a_i = 0$$

انجام پذیرفته است، این نکته ثابت شده که یکی از مهمترین سطوح گسیختگی که ممکن است حین زلزله در یک شیب خاکی مسلح یا غیرمسلح رخ دهد، مکانیزم گسیختگی دورانی با سطح لغزش اسپیرال لگاریتمی می‌باشد ([۳۳]، [۲۴]). در تحقیقات دیگر نیز در نظر گرفتن این مکانیزم گسیختگی بعنوان مکانیزم غالب توصیه شده است. چون در شرایط مشابه نسبت به دیگر مکانیزم‌های گسیختگی ضرائب اطمینان پایین‌تری ارائه کرده است ([۷]، [۱۴]، [۱۷]). با داشتن پارامترهای ژئوتکنیکی خاکریز شیب و پارامترهای هندسی آن (ارتفاع، زاویه تمایل شیب، ...). سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی (Log-Spiral) به کمک دو پارامتر هندسی آن (معمولاً q_h و q_o) معرفی می‌گردد (شکل ۱-الف). معادله این سطح گسیختگی را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$r = r_o \cdot \exp[(q - q_o) \tan j] \quad (1)$$

$$r_o = \frac{H}{\sin q_h \cdot \exp[(q_h - q_o) \tan j] - \sin q_o} \quad (2)$$

در این رابطه، H ارتفاع شیب و j زاویه اصطکاک داخلی خاکریز شیب می‌باشد. به این ترتیب با داشتن دو پارامتر q_h و q_o این سطح گسیختگی قابل تعریف می‌باشد.

یکی از مهمترین مزایای این مکانیزم گسیختگی این است که درحالتیکه q_h و q_o بسیار به هم نزدیک باشند، به بیان دیگر هنگامیکه مرکز سطح گسیختگی در بینهایت باشد ($q_h \cong q_o$)، سطح لغزش اسپیرال لگاریتمی به سطح گسیختگی صفحه‌ای مسطح (Planar) تبدیل می‌شود. به این ترتیب همزمان می‌توان مود لغزش صفحه‌ای را نیز مورد بررسی قرار داد.

حدود تغییرات دو پارامتر هندسی معرف این سطح بسته به تراکم خاک زیر پی شیروانی و یا پارامترهای دیگر متغیر می‌باشد. چنانکه اگر خاک زیر شیب به اندازه کافی سخت و متراکم باشد، سطح گسیختگی در محل پنجه شیب خاتمه می‌یابد و در نتیجه به تراز زیر پنجه نفوذ نمی‌کند. در این حالت:

$$q_o \leq q_h \leq \frac{p}{2} + j \quad (3)$$

در غیر این صورت، یعنی در حالت نرم بودن بستر خاک و نفوذ سطح گسیختگی درون بخش غیرمسلح بستر خاک می‌توان نوشت:

$$q_h \geq \frac{p}{2} + j \quad (4)$$

با توجه به اینکه بسترخاک در زیر شیب به اندازه کافی سخت در نظر گرفته شده است، فرض می‌شود رابطه (۳) برای دو پارامتر هندسی q_h و q_o برقرار است.

ضریب اطمینان پایداری شیب، j زاویه اصطکاک داخلی خاک، C چسبندگی خاک، k_h ضریب شتاب افقی زلزله، k_v ضریب شتاب قائم زلزله، a_i زاویه کف قطعه با افق و b_i طول کف قطعه موردنظر می‌باشد.

دستگاه معادلات ذکرشده در روابط (۵) تا (۷) برای هریک از این سطوح گسیختگی حل شده است.

با توجه به اینکه لازم است بحرانیترین و محتملترین سطح لغزش انتخاب شود، در این روش دستگاه معادلات برای یکسری سطوح گسیختگی حل می‌شود و در نهایت سطح لغزشی که بیشترین نیروی لازم در مسلح‌کننده‌ها برای تأمین و حفظ پایداری شیب خاکی مسلح $(\sum_{j=1}^m T_j)$ را نیاز دارد، به‌عنوان بحرانیترین سطح لغزش انتخاب می‌شود. واضح است که آنچه گفته شد، درحقیقت مستلزم

یک عملیات بهینه‌یابی روی $\sum_{j=1}^m T_j$ نسبت به پارامترهای هندسی معرف سطح گسیختگی $(q_0$ و q_h برای سطح لغزش اسپیرال لگاریتمی) می‌باشد، که در اینجا طی یک فرآیند سعی و خطا صورت گرفته است. در این فرمولبندی، v_i نیروی قائم وارد بر قطعه i ام و معادل وزن سر بار خاک موجود در بالای قطعه می‌باشد، این فرض برای ساده‌تر کردن معادلات و از بین بردن نامعینی آنها صورت گرفته است. این فرض ساده‌کننده توسط سایر مؤلفین مثل شاهقلی و همکاران [۲۷] و همچنین اتکینسن [۱] استفاده شده است.

البته استفاده از این فرض در روشهای دقیق قابل توصیه نیست و به همین دلیل در فرمولبندی کاملتری که در همین مقاله ارائه گردیده، از این فرض استفاده نشده است و نیروی قائم وارد بر قطعه (v_i) به‌عنوان مجهول در نظر گرفته شده و با حل دستگاه معادلات تعیین گردیده است. با این وجود در این فرمولبندی نیز سعی شده تا حد ممکن از آثار منفی این فرض بر روی نتایج محاسباتی جلوگیری شود، چنانکه در تعیین سربار و نیروی قائم وارد بر قطعه (v_i) اثر شیب نیز در توزیع تنش سربار روی هر قطعه لحاظ شده است.

۳-۱-۲. فرمولبندی $2N+1$ با ارضاء تعادل لنگر

در فرمولبندی ساده شاهقلی (۱۳۷۸) تعادل لنگر نیروهای وارد بر قطعات ارضاء نشده بود. به‌این‌ترتیب فرمولبندی ساده دوم برای وارد کردن معادله تعادل لنگر توسط فاخر و همکاران (۱۳۸۱) ارائه گردید. فرمولبندی ساده دوم (فاخر و همکاران، ۱۳۸۱) دقیقاً مانند فرمولبندی اول (شاهقلی، ۱۳۷۸) می‌باشد، با این تفاوت که به‌جای معادله تعادل نیروهای افقی برای کل گوه لغزنده، معادله تعادل لنگر حول یک نقطه مرجع سنجیده می‌شود. یعنی به‌جای معادله

$$\sum F_x = 0$$

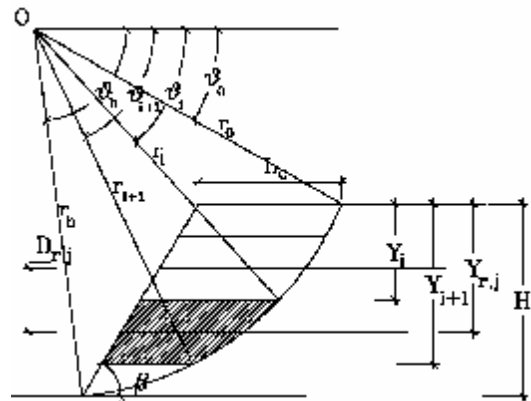
در روش شاهقلی (۱۳۷۸) از معادله $\sum M_o = 0$ استفاده می‌شود. برای سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی این

$$t_r = \frac{t_f}{F.S.} \quad (\text{برای هر قطعه}) \quad (۶)$$

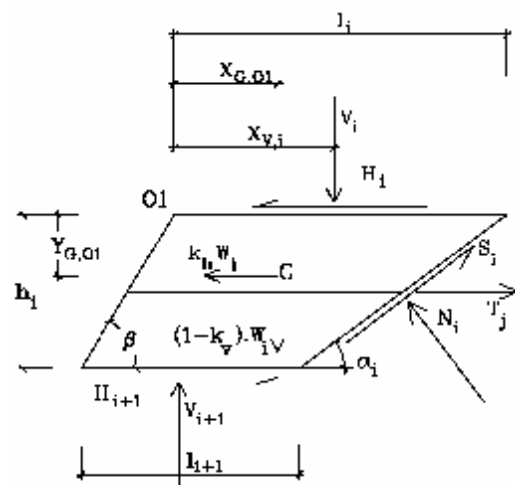
$$\Rightarrow S_i = \frac{1}{F.S.} (cb_i + N_i \tan j) \quad (۷)$$

$$\sum F_x = 0 \quad (\text{برای کل گوه})$$

$$\Rightarrow \sum_{j=1}^m T_j + \sum_{i=1}^n S_i \cos a_i - \sum_{i=1}^n N_i \sin a_i - \sum_{i=1}^n w_i k_h = 0$$



(الف)



(ب)

شکل ۱. الف - سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی (Log-Spiral)

شکل ۱. ب - روش قطعات افقی و نیروهای وارد بر هر قطعه

نیروها و پارامترهای به‌کاررفته در روابط بالا در شکل (۱-ب) نیز نشان داده شده‌اند. در این روابط، v_i معرف نیروهای عمودی بین قطعات (ناشی از وزن لایه‌های بالایی خاک)، w_i وزن قطعه موردنظر، S_i نیروی مماسی وارد بر کف قطعه، N_i نیروی عمودی وارد بر کف قطعه، T_j نیروی بسیج‌شده درون مسلح‌کننده، $F.S.$

مشابه عملیاتی که برای فرمولبندی اول انجام شد، طی یک فرآیند سعی و خطا مقدار $\sum_{j=1}^m T_j$ نسبت به پارامترهای هندسی معرف سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی بهینه می‌شود.

۳-۱-۳. مزایا و معایب فرمولبندی ساده

سادگی حل در این روش اولین و مهمترین مزیت آن به شمار می‌رود. سهولت حل این فرمولبندی تا آنجاست که در این روش می‌توان حل بسته برای پارامتر مهم $\sum_{j=1}^m T_j$ را بدست آورد.

این فرمولبندیها با وجود سادگی، مشکلات و مسائلی را نیز به همراه دارند، چنانکه در فرمولبندی اول معادلات لنگر ارضاء نمی‌گردند ($\sum F_x = 0$) برای هر قطعه) و در فرمولبندی دوم اگرچه این معادلات برای نیروهای داخلی و خارجی وارد بر کل گوه لغزنده ارضاء می‌شوند، ولی معادلات تعادل نیروهای افقی و لنگر در هیچ‌کدام از این دو فرمولبندی برای کلیه مقاطعات ارضاء نمی‌گردند. از طرفی بعضی از فرضیات مانند فرض صورت‌گرفته در مورد میزان نیروی قائم وارد بر قطعات (V_i) و یا محل اثر نیروهای مماسی و قائم وارد بر کف قطعه ممکن است در همه شرایط دارای دقت کافی نباشد.

۳-۲. فرمولبندی ۳N پیشنهادی برای مقاطعات افقی

در اینجا دو فرمولبندی ۳N معادله ۳N مجهول نیز ارائه می‌شود که معادلات تعادل لنگر و یا نیروهای افقی را برای تمامی مقاطعات ارضاء می‌کنند. N در اینجا نیز کماکان تعداد مقاطعات افقی است. در این سری نیز همان فرضیات ساده‌کننده فرمولبندی ساده برقرار است.

۳-۲-۱. فرمولبندی ۳N با ارضاء تعادل نیروهای افقی در هر قطعه

این فرمولبندی تا اندازه‌ای جامعتر و درعین‌حال مشکل‌تر از فرمولبندی ساده است.

در این فرمولبندی معادلات تعادل نیروهای قائم و افقی و همچنین معادله مربوط به رابطه بین نیروهای مقاوم و محرک وارد بر کف هر قطعه با ضریب اطمینان برای تمام مقاطعات ارضاء می‌گردند. به این ترتیب در اینجا علاوه بر مجهولات در حالت قبلی، نیروهای افقی (H_i) که بر روی هریک از مقاطعات عمل می‌کنند نیز در محاسبات به عنوان مجهول وارد می‌شوند. این فرمولبندی، شبیه روش ساده اول (شاهقلی، ۱۳۷۸) می‌باشد. با این مزیت که در آن تعادل نیروهای افقی برای همه مقاطعات و درنهایت برای کل قطعه لغزنده ارضاء شده است. معادلات تعادل نیروهای قائم و معادله مربوط به رابطه ضریب اطمینان با نیروهای محرک و مقاوم در این فرمولبندی مانند روابط (۵)، (۶) در فرمولبندی ساده اول است و برای هر دو

معادله تعادل حول مرکز سطح لغزش برای کل گوه لغزنده نوشته می‌شود:

$$\sum M_0 = 0 \quad (\text{برای کل گوه لغزنده}) \Rightarrow \quad (8)$$

$$\sum_{i=1}^n [(k_h w_i)(Y_{G,0_i} + Y_i + r_0 \text{Sin} q_0) + (1 - k_v)(w_i)(x_{G,0_i} + r_i \text{Cos} q_i - l_i) - (S_i \text{Sin} a_i + N_i \text{Cos} a_i) \left(r_i \text{Cos} q_i - \frac{h_i}{2 \tan a_i} \right) - (S_i \text{Cos} a_i - N_i \text{Sin} a_i) \left(r_i \text{Sin} q_i + \frac{h_i}{2} \right)] - \sum_{j=1}^m [T_j (Y_{r,j} + r_0 \text{Sin} q_0)] = 0$$

در این معادلات معرف عمق مسلح‌کننده Z ام نسبت به تاج شیب، $Y_{G,0_i}$ و $x_{G,0_i}$ مختصات مرکز جرم قطعه نسبت به نقطه o_1 (نقطه گوشه سمت چپ بالای هر قطعه)، Y_i عمق سطح بالایی قطعه i ام نسبت به تاج شیب، l_i طول سطح بالایی قطعه i ام، b زاویه تمایل شیب نسبت به افق و h_i ضخامت قطعه i ام می‌باشد. در این فرمولبندی فرض ساده‌کننده دیگری استفاده شده که براساس آن محل واردشدن نیروهای قائم و مماسی وارد بر کف قطعه در وسط آن در نظر گرفته شده است.

در نظر گرفتن تعداد زیادی قطعه افقی با ضخامت کم می‌تواند در بالا بردن دقت و صحت این فرض موثر باشد. با توجه به اینکه در این معادله نیروی بسیج‌شده درون هریک از مسلح‌کننده‌ها در معادلات وارد می‌شود، از رابطه تقریبی ارائه‌شده توسط لینگ و همکاران [۱۵] برای توزیع نیروی مسلح‌کننده‌ها استفاده شده است. این رابطه توزیع مناسبی برای نیروی بسیج‌شده درون تک تک مسلح‌کننده‌ها را برحسب $\sum_{j=1}^m T_j$ (مجموع نیروی بسیج‌شده درون مسلح‌کننده‌ها) ارائه می‌کند:

$$K = \frac{\sum_{j=1}^m T_j}{\frac{1}{2} g H^2} \quad (9)$$

$$T_j = K \cdot g \cdot Y_{r,j} \cdot D_{r,j} \quad (10)$$

در این رابطه g وزن مخصوص مصالح خاکریز، H ارتفاع شیب، $Y_{r,j}$ عمق لایه مسلح‌کننده Z ام نسبت به تاج شیب، $D_{r,j}$ فاصله مسلح‌کننده Z ام تا $Z-1$ ام و K پارامتر بی‌بعدی است که بعدها برای ارائه نتایج بدست‌آمده از آن استفاده خواهد شد. لازم به ذکر است $D_{r,1}$ برای اولین و بالاترین لایه مسلح‌کننده، معرف فاصله آن تا تاج شیب می‌باشد.

۴N و فرمولبندی ۳N (با ارضاء تعادل نیروهای افقی در هر قطعه) یکسان بوده که در این بخش ارائه گردیده است.

جدول ۲. معادلات و مجهولات فرمولبندیهای ۳N

تعداد	معادلات	تعداد	مجهولات
N	$\sum F_y = 0$ هر قطعه	N	نیروی قائم وارد بر کف قطعات (N_i)
N	$t_r = \frac{t_f}{F.S.}$ هر قطعه	N	نیروی مماسی وارد بر کف قطعات (S_i)
N	$\sum F_x = 0$ روش اول یا	N-۱	نیروی افقی وارد بر قطعه (H_i)
N	$\sum M_o = 0$ روش دوم (هر قطعه)	۱	مجموع نیروهای لازم در مسلح‌کننده‌ها ($\sum_{j=1}^m T_j$)
۳N	مجموع	۳N	مجموع

۳-۳. فرمولبندی کامل ۵N-۱

در چهار فرمولبندی که تا اینجا مورد بررسی قرار گرفت، علی‌رغم سادگی، تمامی معادلات نیروهای داخلی و خارجی و لنگر این نیروهای وارد بر قطعات ارضاء نمی‌شوند.

بنابراین لازم است یک فرمولبندی کامل ارائه شود تا ساده‌سازیهای انجام‌شده در روشهای قبلی ارزیابی گردد.

در جدول (۳) فهرست کامل معادلات و مجهولات این فرمولبندی ذکر گردیده است. در فرمولبندی کامل ۵N-۱ تمامی معادلات مربوط به رابطه ضریب اطمینان با نیروهای مقاوم و محرک وارد بر کف هر قطعه، تعادل نیروهای قائم، نیروهای افقی و لنگر نیروهای داخلی و خارجی برای همه قطعات ارضاء می‌شوند. با توجه به اینکه بعضی از محققین فرض برابری نیروی قائم v_i با سربار خاک روی قطعه افقی را چندان مناسب نمی‌دانند [۱۶] فرض مورگنسترن و پرایس [۱۹] که رابطه بین دو نیروی v_i و H_i را طبق رابطه زیر مشخص می‌کند استفاده شده است:

$$H_i = I \cdot f_i(y) \cdot v_i \quad (15)$$

در این رابطه I یک ثابت و جزو مجهولات مسأله و $f_i(y)$ یک تابع انتخابی از عمق موردبررسی در شیب می‌باشد. این فرض علاوه بر روشهای قطعات قائم، در روش قطعات افقی در شیبهای خاک مسلح نیز توسط لو و ژو [۱۶] به کار گرفته شده است. در تحقیق لو و ژو سه تابع سینوسی، خطی و ثابت برای $f_i(y)$ در نظر گرفته شده و مشاهده گردیده که انتخاب این پارامتر که کلاً اساس تئوریک مشخصی ندارد [۱۶] چندان تأثیری در جوابهای بدست آمده نداشته است. دلیل این امر کم‌بودن مقادیر بدست‌آمده برای I می‌باشد.

سطح گسیختگی نیز برقرار می‌باشد. معادله تعادل نیروهای افقی را در این روش برای هر قطعه می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\sum F_x = 0 \quad (\text{برای هر قطعه}) \quad (11)$$

$$\Rightarrow T_j + S_i \cos a_i - N_i \sin a_i - k_h w_i + H_{i+1} - H_i = 0$$

در این رابطه می‌توان نیروی بسیج‌شده در مسلح‌کننده z را (T_j) را با استفاده از رابطه (۹) و (۱۰) جایگزین کرد.

۳-۲-۲. فرمولبندی ۳N با ارضاء تعادل لنگر برای هر قطعه

این فرمولبندی نیز کاملاً شبیه فرمولبندی قبلی است با این تفاوت که معادلات تعادل لنگر برای همه قطعات نسبت به یک نقطه مفروض نوشته شده و ارضاء می‌شود.

در این روش محل اثر نیروهای N_i, S_i در وسط کف هر قطعه در نظر گرفته شده و مقادیر v_i و $x_{v,i}$ با توجه به سربار موجود بر روی هر قطعه بدست می‌آید.

براین اساس معادله تعادل لنگر قطعات برای مکانیسم گسیختگی اسپیرال لگاریتمی حول مرکز سطح لغزش (O) به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sum M_0 = 0 \quad (\text{برای هر قطعه}) \Rightarrow \quad (12)$$

$$v_{i+1} \cdot (r_{i+1} \cos q_{i+1} - l_{i+1} + x_{v,i+1} + \frac{h_i}{\tan b}) -$$

$$v_i \cdot (r_i \cos q_i - l_i + x_{v,i}) + T_j \cdot (Y_{r,j} + r_0 \sin q_0) -$$

$$k_h \cdot w_i \cdot (r_i \sin q_i + Y_{G,O_i}) + H_{i+1} \cdot (r_{i+1} \sin q_{i+1}) -$$

$$(1 - k_v) \cdot w_i \cdot (r_i \cos q_i - l_i + x_{G,O_i}) -$$

$$H_i \cdot (r_i \sin q_i) + (S_i \sin a_i + N_i \cos a_i) \cdot (x_{NS,O}) +$$

$$(S_i \cos a_i - N_i \sin a_i) \cdot (Y_{NS,O}) = 0$$

$$Y_{NS,O} = r_i \sin q_i + \frac{h_i}{2} \quad (13)$$

$$x_{NS,O} = r_i \cos q_i - \frac{h_i}{2 \tan a_i} \quad (14)$$

در این معادلات، محل اثر نیروهای قائم v_i نسبت به نقطه O_1 بوده و همچنین T_j با استفاده از روابط (۹) و (۱۰) می‌تواند

برحسب $\sum_{j=1}^m T_j$ جایگزین می‌شود.

در جدول (۲) فهرست و تعداد معادلات و مجهولات این دو فرمولبندی (۳N) نشان داده شده است.

شاهقلی (۱۳۷۸) یک فرمولبندی ۴N را برای ارضاء تعادل لنگر نیروها در کلیه قطعات پیشنهاد کرده بود.

با بررسی‌های انجام شده در این تحقیق مشخص شد که معادله تعادل لنگر مستقل از بقیه معادلات بوده و در نتیجه ۴N معادله به ۳N معادله تقلیل می‌یابد. به این ترتیب نتایج فرمولبندی پیشنهادی

در این روش ابتدا مقداری برای I فرض می‌گردد. با توجه به اینکه مقدار این پارامتر ثابت بین صفر و یک می‌باشد، حدس زدن آن با چند بار سعی و خطا به راحتی امکان پذیر است. با معلوم بودن مقدار I یک معادله اضافی خواهیم داشت. در صورت برقراری این معادله و صفر شدن حاصل آن می‌توان به این نتیجه رسید که فرض صورت گرفته برای I درست بوده است. در این تحقیق معادله تعادل نیروهای افقی در قطعه N ام به عنوان معادله اضافی یا معادله کنترل انتخاب می‌شود:

$$\sum F_x = 0 \quad (\text{برای قطعه } N \text{ ام}) \quad (16)$$

$$\Rightarrow e = T_j + S_n \cos a_n - N_n \sin a_n - k_h w_n - H_n$$

به این ترتیب با معلوم بودن (فرض کردن) مقدار ثابت I ، دستگاه ۲- ΔN معادله حل شده و سطح لغزش بحرانی در آن حالت بدست می‌آید.

با بدست آمدن مجهولات مربوط به بحرانیترین و محتملترین سطح لغزش، مقدار e از رابطه (۱۶) محاسبه می‌شود و در صورتیکه به اندازه کافی نزدیک به صفر نباشد فرض صورت گرفته برای I عوض می‌شود. این روند تا جایی ادامه می‌یابد که مقدار e نهایی تا حد قابل قبولی به صفر نزدیک شود.

با توجه به اینکه روند تغییرات e معمولاً پیوسته می‌باشد، می‌توان از این خصوصیت برای بهبود الگوریتم سعی و خطا استفاده کرد. پیوستگی تغییرات e به این معنی است که با تغییر منظم و پیوسته پارامتر I ، مقدار e نیز کاهش و یا افزایش یافته و به این ترتیب لزوماً در یک جا برابر صفر می‌شود.

به هر صورت روند تغییر e اکیداً صعودی یا اکیداً نزولی می‌باشد و معمولاً در صورت افزایشی بودن تغییرات I ، روند تغییر e نزولی خواهد بود.

به این ترتیب در الگوریتم مورد نظر می‌توان یک محدوده برای تغییرات I بین صفر و یک در نظر گرفت، با افزایش I مقدار e کاهش یافته تا جایی که کوچکتر از صفر می‌شود.

به این ترتیب در این الگوریتم علامت e باید کنترل شود. هنگامی که تغییر علامت برای e مشاهده گردید، روند تغییر پارامتر I در جهت عکس (نزولی) و با قدمهای کوچکتر ادامه می‌یابد.

با پیگیری این روند می‌توان به I جواب رسید و به تبع آن نتیجه نهایی را بدست آورد. لازم به ذکر است که پارامترهای مقاومتی مورد استفاده در این تحلیل و در فرمولبندیهای ذکر شده قبلی با توجه به رابطه زیر بدست می‌آیند:

$$j_{Design} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan(j_{Peak})}{F} \right) \leq j_{residual} \quad (17)$$

پارامتر F در رابطه بالا ضریب اطمینان اعمالی به زاویه اصطکاک داخلی خاک بوده و مقدار آن انتخابی می‌باشد. j_{Peak} و $j_{residual}$ بترتیب پارامترهای مقاومتی حداکثر و باقیمانده می‌باشند.

بنابراین در تحقیق حاضر این تابع ثابت و برابر یک انتخاب می‌شود. همچنین علاوه بر نیروهای قائم v_i ، محل اثر این نیروها ($x_{v,i}$) نسبت به نقطه O_1 که در فرمولبندیهای قبل با توجه به فرض سربار روی هر قطعه تعیین می‌شدند نیز به عنوان مجهول در نظر گرفته شده است.

در این فرمولبندی در معادله تعادل لنگرها محل اثر نیروهای قائم و مماسی وارد بر کف هر قطعه، در وسط آن در نظر گرفته می‌شود.

معادلات تعادل مربوط به این فرمولبندی بترتیب برای تعادل نیروهای افقی مشابه رابطه (۱۱)، تعادل نیروهای قائم، رابطه (۵)، تعادل لنگر نیروهای داخلی و خارجی وارد بر هر قطعه، رابطه (۱۲) و معادله مربوط به رابطه ضریب اطمینان با نیروهای محرک و مقاوم وارد بر کف قطعه مشابه رابطه (۶) می‌باشد.

جدول ۳. معادلات و مجهولات فرمولبندیهای کامل ۱- ΔN

تعداد	معادلات	تعداد	مجهولات
N	$\sum F_x = 0$ (برای هر قطعه)	N	نیروی مماسی وارد بر کف قطعات (S_i)
N	$\sum F_y = 0$ (برای هر قطعه)	N	نیروی عمودی وارد بر کف قطعات (N_i)
N	$\sum M_o = 0$ (برای هر قطعه)	N-۱	نیروی افقی بین قطعات (H_i)
N	$t_r = \frac{t_f}{F.S.}$ (برای هر قطعه)	N-۱	نیروهای قائم وارد بر سطوح قطعات (v_i)
N-۱	$H_i = I \cdot f_i(y) \cdot v_i$ فرض مورگنسترن و پرایس	N-۱	محل اثر نیروهای قائم وارد بر سطوح قطعات ($x_{v,i}$)
		۱	ثابت روش مورگنسترن و پرایس (I)
		۱	مجموع نیروهای لازم در مسلح کننده‌ها برای تأمین پایداری ($\sum_{j=1}^m T_j$)
$\Delta N-۱$	مجموع	$\Delta N-۱$	مجموع

نکته بسیار مهم دیگر، روش حل این دستگاه معادلات است. برخلاف دیگر فرمولبندیهای اشاره شده، دستگاه معادلات فرمولبندی ۱- ΔN غیرخطی می‌باشد.

چون در معادلات مربوط به فرض مورگنسترن و پرایس [۱۹] هر دو پارامترهای I, v_i مجهول هستند. در مقالاتی که از این فرض استفاده کرده‌اند، در اکثر موارد از روشهای بهینه‌یابی غیرخطی (Non-Linear Optimization) استفاده شده است ([۱۶]، [۲۹]).

در تحقیق ارائه شده در این مقاله برای حل دستگاه معادلات غیرخطی موجود یک روش سعی و خطا پیشنهاد شده است.

با توجه به اینکه در این روش ضرایب اطمینان محلی به عنوان مجهول در نظر گرفته شده و به شمار مجهولات N عدد اضافه کرده‌اند، برای جبران N مجهول اضافه شده محل اثر نیروی قائم بین قطعات $(x_{v,i})$ براساس توزیع تنش بدست آمده از سربار خاک روی قطعه مورد نظر در محاسبات وارد می‌شود.

در توزیع تنش در نظر گرفته شده، اثر هندسه شیب و قطعه نیز در نظر گرفته شده و محل اثر نیروی قائم براساس این توزیع تنش بدست آمده است.

فرض دیگری که در این روش تحلیلی صورت گرفته محل اثر نیروهای N_i, S_i می‌باشد که در وسط کف هر قطعه در نظر گرفته شده است.

جدول ۴. معادلات و مجهولات فرمولبندی گسیختگی

پیش‌رونده

تعداد	معادلات	تعداد	مجهولات
N	$\sum F_x = 0$ (برای هر قطعه)	N	نیروی مماسی وارد بر کف قطعات (S_i)
N	$\sum F_y = 0$ (برای هر قطعه)	N	نیروی عمودی وارد بر کف قطعات (N_i)
N	$\sum M_o = 0$ برای هر قطعه	$N-1$	نیروی افقی بین قطعات (H_i)
N	$F.S_{Local} = \frac{t_f}{t_r}$ (برای هر قطعه)	$N-1$	نیروهای قائم وارد بر سطوح قطعات (v_i)
$N-1$	$H_i = I.f_i(y).v_i$ فرض مورگنسترن و پرایس	N	ضریب اطمینان محلی برای هر یک از قطعات $(F.S_{Local})$
1	$F.S_{Overall} = \frac{\sum t_f}{\sum t_r}$ برای کل گوه گسیختگی	1	ثابت روش مورگنسترن و پرایس (I)
		1	مجموع نیروهای لازم در مسلح‌کننده‌ها برای تأمین پایداری $(\sum_{j=1}^m T_j)$
$5N$	مجموع	$5N$	مجموع

نکته قابل توجه دیگر در این روش وجود دو سری معادلات غیرخطی در این فرمولبندی می‌باشد.

سری اول این معادلات مربوط به ضریب اطمینان محلی برای هر قطعه می‌باشد که در آنها هر دو $F.S_{Local}$ و S_i مجهول هستند و در یکدیگر ضرب می‌شوند.

سری دوم معادلات غیرخطی موجود در این فرمولبندی مربوط به فرض مورگنسترن و پرایس می‌باشند.

۳-۴. بررسی گسیختگی پیش‌رونده با استفاده از روش قطعات افقی

با توجه به مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلهای عددی انجام شده، مکانیسم وقوع ناپایداری در یک شیب خاکی مسلح یا غیرمسلح در چند مرحله به صورت پیش‌رونده رخ می‌دهد.

اصولاً در یک تحلیل واقع‌بینانه نمی‌توان مقدار ثابتی را برای ضریب اطمینان در طول خط گسیختگی فرض کرد.

بنابراین ضریب اطمینان فقط یک مقدار مجهول نیست، بلکه به تعداد قطعات باید ضریب اطمینان در نظر گرفته شود که این امر تعداد مجهولات را زیاد می‌کند.

استفاده از یک مقدار ثابت پارامتر مقاومتی مانند مقاومت باقیمانده (رابطه ۱۷) در طراحی با توجه به این فرض ساده‌کننده صورت می‌گیرد که تمامی نقاط روی یک سطح گسیختگی بحرانی در یک لحظه، رفتار مشابهی از خود نشان می‌دهند. چنین فرضیات طراحی، نتایج محافظه‌کارانه و دور از واقعیت ارائه می‌دهند.

براین اساس بعضی از محققین سعی کرده‌اند با انتخاب پارامتر طراحی مناسب و منطقی، راه را برای طراحی‌های بهینه هموار سازند. یکی از این روشها، روش هیبرید ارائه شده توسط لشینسکی [۱۳] می‌باشد. در این روش برای تعیین سطح لغزش بحرانی باید از پارامترهای مقاومتی حداکثر استفاده شود.

این موضوع برای شیبهای خاکی مسلح و غیرمسلح طی تحقیقات آزمایشگاهی نشان داده شده است ([۳۱]، [۳۳]). سپس محاسبه برای این سطح گسیختگی بحرانی تکرار شده و مقدار ضریب اطمینان برای پارامترهای مقاومتی باقیمانده $(j_{residual}, C_{residual})$ بدست می‌آید.

به این ترتیب نیروی لازم درون مسلح‌کننده‌ها برای حفظ پایداری شیب با استفاده از $(j_{residual}, C_{residual})$ ولی برای سطح گسیختگی بحرانی حاصل از (j_{Peak}, C_{Peak}) تعیین می‌شود، درحالی‌که طول مسلح‌کننده براساس سطح لغزش حاصل از پارامترهای مقاومتی حداکثر (j_{Peak}, C_{Peak}) بدست می‌آید.

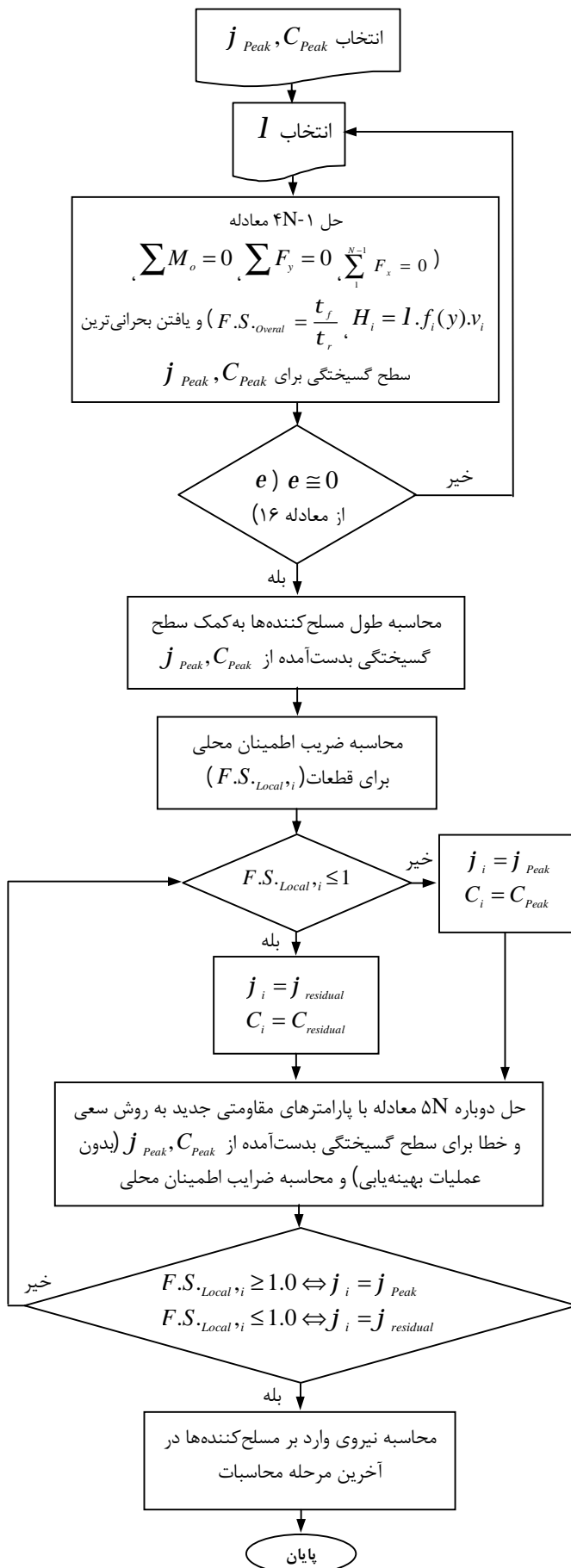
در روش ارائه شده در این مقاله سعی شده روش پیشنهادی لشینسکی [۱۳] بهبود داده شود.

برای وارد کردن مفهوم گسیختگی پیش‌رونده در این تحقیق، برای هر یک از قطعات، یک ضریب اطمینان محلی $(F.S_{Local})$ در نظر گرفته می‌شود.

از سوی دیگر برای بررسی پایداری کلی شیب یک ضریب اطمینان کلی $(F.S_{Overall})$ برای کل گوه لغزنده پیشنهاد می‌گردد.

فهرست معادلات و مجهولات مربوط به این فرمولبندی در جدول (۴) ارائه گردیده است.

در این فرمولبندی از فرض ارائه شده توسط مورگنسترن و پرایس [۱۹] که یک رابطه منطقی بین نیروهای قائم و افقی وارد بر هر قطعه می‌باشد، استفاده شده است.



شکل ۲. فلوجارت فرمولبندی گسیختگی پیش‌رونده

با دقت در مجهولات موجود در معادلات مشاهده می‌شود که معادلات مربوط به ضرایب اطمینان محلی مستقل از بقیه معادلات هستند.

یعنی اگر $4N$ معادله باقیمانده (همه معادلات به غیر از N معادله مربوط به ضریب اطمینان محلی) حل شوند، $4N$ مجهول موجود در آنها بدست می‌آید، به گفته دیگر N مجهول باقیمانده که همان ضرایب اطمینان محلی برای هر قطعه هستند، فقط در N معادله باقیمانده ظاهر شده و تعیین می‌شوند.

به این ترتیب برای حل معادلات دقیقاً می‌توان مانند روش فرمولبندی کامل $4N-1$ عمل کرد.

برای سهولت، قدمهای حل معادلات مربوط به گسیختگی پیش‌رونده در فلوجارت شکل (۲) نشان داده شده‌اند.

در ابتدا $4N$ معادله (همه معادلات به غیر از N معادله مربوط به ضریب اطمینان محلی) در نظر گرفته شده و این دستگاه با همان روش سعی و خطای استفاده شده در فرمولبندی کامل حل می‌شود.

به این ترتیب که برای I (که همیشه مثبت و کوچکتر از یک می‌باشد) مقداری حدس زده می‌شود.

با فرض کردن I و در حقیقت حذف آن از مجهولات مسأله، یک معادله اضافی خواهیم داشت که می‌توان از آن به عنوان معادله کنترل استفاده کرد و پس از حل مسأله و تعیین مجهولات، آن را چک کرد.

در اینجا این معادله کنترل، تعادل نیروهای افقی وارد بر هر قطعه آخر ($4N$) در نظر گرفته شده است (رابطه ۱۶).

هرگاه مقدار e (رابطه ۱۶) به اندازه کافی نزدیک به صفر باشد، مشخص می‌شود که انتخاب I مناسب و منطقی بوده است.

در این مرحله حتماً باید از پارامترهای مقاومتی حداکثر (j_{Peak}, C_{Peak}) در محاسبات استفاده شود.

چون همانطور که گفته شد طبق مشاهدات تجربی و آزمونهای آزمایشگاهی انجام شده، سطح گسیختگی تابع پارامترهای مقاومتی حداکثر است.

در این مرحله از محاسبات با حل $4N$ معادله بیشترین مقدار $\sum_{j=1}^m T_j$ و به تبع آن بحرانیترین سطح لغزش متناظر با پارامترهای مقاومتی حداکثر بدست می‌آید.

به این ترتیب طول مسلح کننده‌ها با توجه به سطح لغزش بدست آمده براساس پارامترهای مقاومتی حداکثر تعیین می‌گردد.

پس از حل $4N$ معادله می‌توان ضریب اطمینان محلی برای هر قطعه را از N معادله باقیمانده بدست آورد.

با توجه به اینکه در مرحله اول در $4N$ معادله، مقدار ضریب اطمینان کلی برابر یک و شیب در آستانه لغزش در نظر گرفته می‌شود، مطمئناً ضریب اطمینان محلی برای بعضی مقاطعات بزرگتر از یک بدست می‌آید، یعنی پارامترهای مقاومتی بسیج شده در این مقاطعات نزدیک به پارامترهای مقاومتی حداکثر است.

متناظر با آن قطعه که می‌تواند حداکثر و یا باقیمانده باشد به آن قطعه نسبت داده شده و $\sum_{j=1}^m T_j$ محاسبه می‌گردد.

۴. مقایسه نتایج فرمولبندیهای مختلف

در این مقاله برای هر یک از فرمولبندیهای ارائه شده (فرمولبندیهای ساده $2N+1$ ، فرمولبندیهای $3N$ ، فرمولبندی $4N$ ، فرمولبندی ۱- $5N$ و فرمولبندی $5N$ برای گسیختگی پیش‌رونده) برنامه‌ای به زبان فرترن ۹۰ تهیه شده است.

پارامتر بسیار مهمی که در بین بقیه مجهولات نقش اساسی و مهمی بازی می‌کند، $\sum_{j=1}^m T_j$ (مجموع نیروی موردنیاز در مسلح‌کننده‌ها برای حفظ و تأمین پایداری شیب) می‌باشد.

برای سهولت استفاده از نتایج بدست‌آمده از این تحلیلها، سعی شده تا آنجا که ممکن است از پارامترهای بی‌بعد مستقل برای نمایش نتایج استفاده شود.

پارامتر $\sum_{j=1}^m T_j$ را با استفاده از رابطه (۹) می‌توان بی‌بعد کرد و برای نمایش تغییرات آن برحسب پارامترهای هندسی و ژئوتکنیکی مختلف مورد استفاده قرار داد.

براین اساس با استفاده از پارامترهای هندسی و ژئوتکنیکی یک شیب خاکی مفروض که مشخصات آن در جدول (۵) ذکر شده، نتایج این فرمولبندیها بدست آمده و ارائه گردیده است.

همانطور که گفته شد نتایج نسبت به ارتفاع شیب (H) و وزن مخصوص خاک (g) بی‌بعد شده‌اند. در شکل‌های (۴) تا (۷) نتایج بدست‌آمده برای پارامتر بی‌بعد K (رابطه ۹) برای سه ضریب شتاب افقی زلزله (k_h)، چهار زاویه تمایل شیب (b)، زوایای اصطکاک داخلی متداول (j) از ۲۰ تا ۴۵ درجه و برای سه فرمولبندی ۱- $5N$ و $2N+1$ ارائه گردیده است.

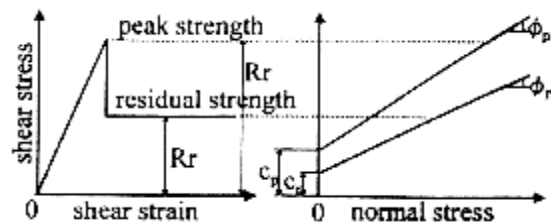
جدول ۵. مشخصات هندسی و ژئوتکنیکی شیب خاکی

δ^m	ارتفاع شیب (H)
$45-90^\circ$	زاویه تمایل شیب نسبت به افق (b)
18 kN/m^3	وزن مخصوص خاک (g)
.	چسبندگی خاک (C)
$20-45^\circ$	زاویه اصطکاک داخلی خاک (j)
$0.0, 0.15, 0.3$	ضریب شتاب افقی زلزله (k_h)
.	ضریب شتاب قائم زلزله (k_v)
۱	ضریب اطمینان ($F.S.$)

فرمولبندی (a) $2N+1$ (روش ساده‌شده اول) با ارضاء تعادل نیروهای افقی و فرمولبندی (b) $2N+1$ (روش ساده شده دوم) با ارضاء تعادل لنگر نیروها می‌باشد.

در بقیه قطعات نیز ضریب اطمینان کوچکتر از یک می‌باشد، در این قطعات تنش برشی مقاوم بسیج شده از مقدار حداکثر نزول کرده و به مقدار تنش برشی باقیمانده کاهش یافته است (شکل ۳).

با توجه به محدودیتهای روش‌های تحلیل تعادل حدی در مدل کردن رابطه بین تنش و تغییرشکل، می‌توان تغییرات تنش برحسب کرنش برای خاکریز متراکم دانه‌ای در شیب‌های خاکی مسلح را براساس شکل (۳) مورد استفاده قرار داد [۱۲].



شکل ۳. مدل ساده‌شده رفتار نرم‌شونده در گسیختگی پیش‌رونده [۱۲]

براین اساس با انتساب پارامترهای مقاومتی حداکثر به قطعات با ضریب اطمینان محلی بالاتر از یک و پارامترهای مقاومتی باقیمانده به قطعات با ضریب اطمینان کوچکتر از یک، می‌توان مفهوم گسیختگی پیش‌رونده را در محاسبات وارد کرد.

پس از انتساب این پارامترها به قطعات، حل $4N$ معادله و به‌دنبال آن N معادله باقیمانده با استفاده از پارامترهای مقاومتی جدید تکرار می‌شوند.

البته باید به این نکته توجه کرد که این معادلات فقط برای بحرانیترین سطح لغزش بدست‌آمده در مرحله اول محاسبات (براساس پارامترهای مقاومتی حداکثر) باید حل شوند و نباید دوباره برای پارامترهای جدید عملیات بهینه‌یابی و تعیین بحرانیترین سطح گسیختگی صورت گیرد.

درنهایت عملیات عوض کردن پارامترهای مقاومتی خاک برای هر قطعه تا جایی ادامه می‌یابد که در پایان تمام قطعات با ضریب اطمینان محلی کوچکتر یا بزرگتر از یک بترتیب دارای پارامترهای مقاومتی باقیمانده و حداکثر باشند.

در نهایت میزان نیروی موردنیاز در مسلح‌کننده‌ها نیز برای حفظ پایداری شیبهای خاک مسلح ($\sum_{j=1}^m T_j$) در آخرین مرحله محاسبات بدست می‌آید. مزیت این روش نسبت به روش پیشنهادی لشینسکی [۱۳] در این است که در روش لشینسکی، از پارامتر مقاومتی

باقیمانده برای تعیین $\sum_{j=1}^m T_j$ استفاده می‌شود، درحالیکه در روش ارائه‌شده در این مقاله با توجه به وضعیت تنشهای محرک و مقاوم مؤثر وارد بر هر قطعه و ضریب اطمینان محلی آن، پارامتر مقاومتی

تقریباً بر یکدیگر منطبق بوده و نتایج کمابیش مشابهی ارائه می‌دهند.

بنابراین ارضاء تعادل لنگر چه برای کل گوه و چه برای کل قطعات افقی برای دیواره قائم مسلح اهمیت چندانی ندارد و در این موارد فرمولبندی ساده‌شده قابل استفاده است.

همچنین افزایش j هم برای شرایط متشابه منجر به نزدیک شدن نتایج به یکدیگر می‌شود.

در ضرایب شتاب افقی زلزله (k_h) بالا نسبت به مقادیر کمتر در شرایط مشابه نیز نتایج این سه روش تحلیلی فاصله بیشتری از یکدیگر می‌گیرند.

در نهایت همانطور که پیش‌بینی می‌شد، نتایج فرمولبندی کامل ۱- ΔN به دلیل کامل بودن معادلات تعادل آن و همچنین معقول بودن فرضیات مورد استفاده، نسبت به بقیه روشهای تحلیلی کمتر و بهینه‌تر می‌باشد و به این ترتیب این نتایج مبنای محاسبات تحلیلی در فصول بعدی خواهد بود.

در عین حال جوابهای روش ساده $\Delta N+1(b)$ در حالت ارضاء تعادل لنگر و برای پارامترهای مختلف جوابهای کاملاً نزدیک به فرمولبندی ۱- ΔN دارد، ولی به دلیل سادگی در اولویت می‌باشد.

۵. ارزیابی صحت نتایج فرمولبندیهای ارائه شده

هدف اصلی این بخش ارزیابی صحت نتایج بدست آمده از فرمولبندیهای ارائه شده برای حل مسأله پایداری شیرواینهای خاکی مسلح به روش قطعات افقی است.

بر این اساس سه مرجع معتبر برای مقایسه نتایج با تحقیق حاضر مورد استفاده قرار گرفت:

الف) روش تعادل حدی لینگ و همکاران [۱۵]. در این روش با در نظر گرفتن یکسری موده‌های گسیختگی و تعیین بحرانیترین آنها در هر مورد حداکثر نیروی لازم برای حفظ پایداری شیب خاکی مسلح با استفاده از تئوری تعادل حدی تعیین شده و بر این اساس گرافهایی برای طراحی این سازه‌های خاکی ارائه شده است.

ب) روش آنالیز حدی به روش حد پایین توسط میخالفسکی [۱۸]. فرضیات در نظر گرفته شده و روند کلی تحلیل و طراحی در این مقاله شبیه روش لینگ و همکاران [۱۵] می‌باشد با این تفاوت که اساس تئوریک آن روش آنالیز حدی (حد پایین) می‌باشد.

ج) روش آنالیز حدی به روش حد پایین توسط اوسیلیو و همکاران [۲].

این روش نیز تا حد زیادی به دو روش ذکر شده شبیه بوده و با در نظر گرفتن چند مکانیسم گسیختگی و تعیین بحرانیترین آنها به کمک تئوری آنالیز حدی به تحلیل و در نهایت ارائه یک روند طراحی برای این سازه‌های خاکی پرداخته است.

نکته بسیار مهم در مورد این مقالات تشابه فرضیات استفاده شده با آنچه در این مقاله در بخش (۲) ذکر گردید می‌باشد.

همانطور که انتظار می‌رود پارامتر بی‌بعد K ، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاکریز و بهبود شرایط ژئوتکنیکی خاک کاهش می‌یابد.

همچنین هرچه زاویه تمایل شیب نسبت به افق افزایش یافته و شیب به دیواره نزدیک شود، پارامتر بی‌بعد K (نشانگر مجموع نیروی لازم درون مسلح‌کننده‌ها برای تأمین پایداری شیروانی) در شرایط مشابه افزایش می‌یابد. واضح است که با بالا رفتن نیروهای وارد بر شیب خاکی مسلح ناشی از زلزله (k_h) مقدار پارامتر بی‌بعد K نیز زیاد می‌شود.

با وجود تشابه کلی روند تغییرات این پارامتر بر حسب بقیه پارامترهای هندسی و ژئوتکنیکی شیب، نتایج حاصل از سه فرمولبندی با یکدیگر متفاوت هستند.

به طور کلی نتایج بدست آمده برای K در فرمولاسیون ۱- ΔN همیشه کمتر از نتایج فرمولاسیون ساده دوم $\Delta N+1$ (با ارضاء تعادل لنگر) می‌باشد.

نتایج هر دو این روشهای تحلیلی از نتایج فرمولاسیون ساده اول $\Delta N+1$ با ارضاء تعادل نیروهای افقی کمتر است.

به طور کلی هرچه نتایج روشهای تحلیلی ارائه شده کمتر باشد، مقادیر K بدست آمده به واقعیت نزدیکتر است. روش کلی مورد استفاده در این تحقیق تحلیل تعادل حدی است و نیروهای ناشی از زلزله به صورت شبه‌استاتیکی در محاسبات وارد می‌شوند.

بسیاری از محققان در مقایسه نتایج این روش آنالیز با روشهای دینامیکی و دقیق به این نتیجه رسیده‌اند که روش شبه‌استاتیکی معمولاً نتایج دست بالا و محافظه‌کارانه ارائه می‌دهد ([۱۵]، [۱۰]).

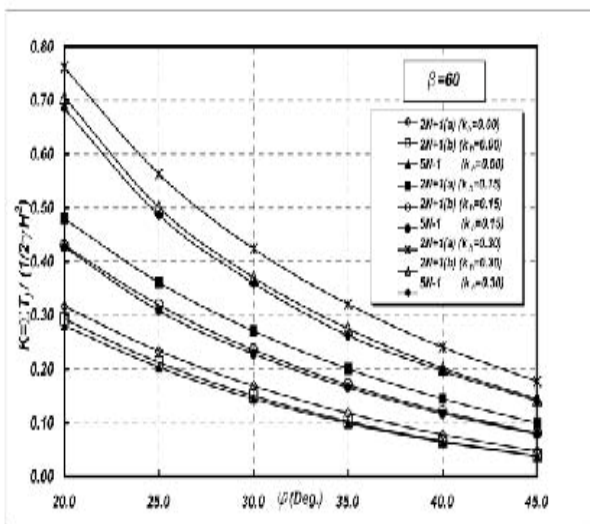
به این ترتیب با توجه به محافظه‌کارانه بودن نتایج تحلیل‌های شبه‌استاتیکی می‌توان انتظار داشت که با بهبود فرضیات، افزایش دقت فرمولبندی و حذف شروط ساده‌کننده مقادیر K بدست آمده کمتر شود.

در بخشهای قبلی ذکر شد که روش تحلیلی ۱- ΔN ، به علت ارضاء تمامی معادلات تعادل و استفاده از کمترین فرضیات ساده‌کننده، کاملترین روش می‌باشد. مقایسه نتایج این فرمولبندی با نتایج بقیه فرمولبندیها کاملاً مؤید این موضوع می‌باشد.

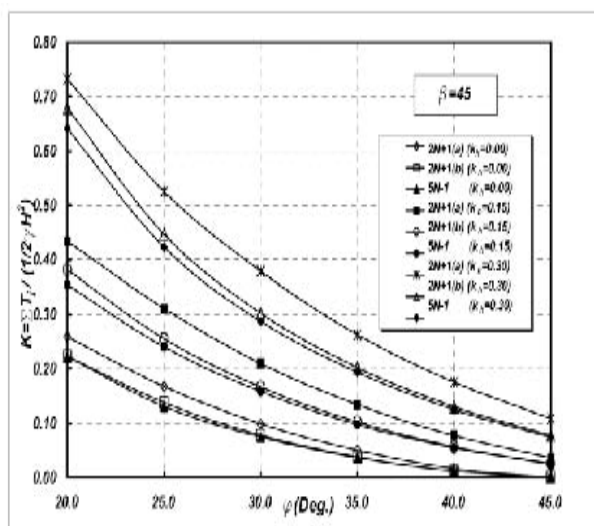
پس از فرمولاسیون کامل ۱- ΔN ، روش $\Delta N+1(b)$ (فرمولاسیون ساده دوم) به دلیل ارضاء معادلات لنگر نتایج قابل قبول و مناسبی ارائه می‌دهد.

با در نظر گرفتن سادگی این روش، نزدیکی جوابهای آن به روش تحلیلی ۱- ΔN نشان‌دهنده کارایی بالای این فرمولبندی می‌باشد. در نهایت روش $\Delta N+1(a)$ با توجه به اینکه معادله تعادل لنگر را ارضاء نمی‌کند، دست بالاترین نتایج را ارائه می‌دهد.

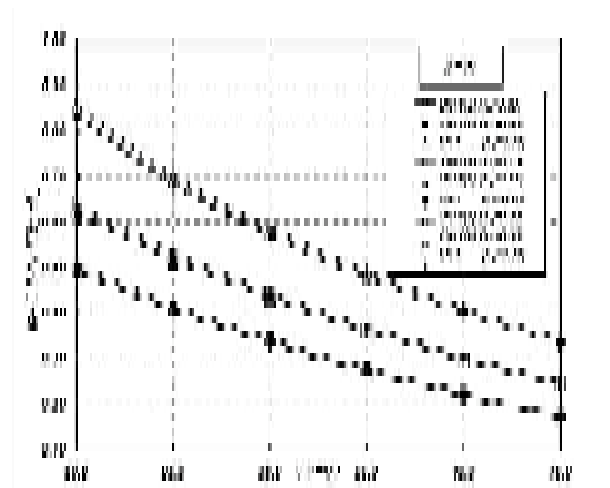
با مقایسه نتایج سه روش تحلیلی ارائه شده در این تحقیق می‌توان دید که با افزایش زاویه تمایل شیب نسبت به افق (b) نتایج به یکدیگر نزدیک می‌شوند، طوری که برای دیواره قائم مسلح $(b=90)$ (شکل ۷) نتایج سه تحلیل در تمام شرایط برای تمام k_h ها و j ها



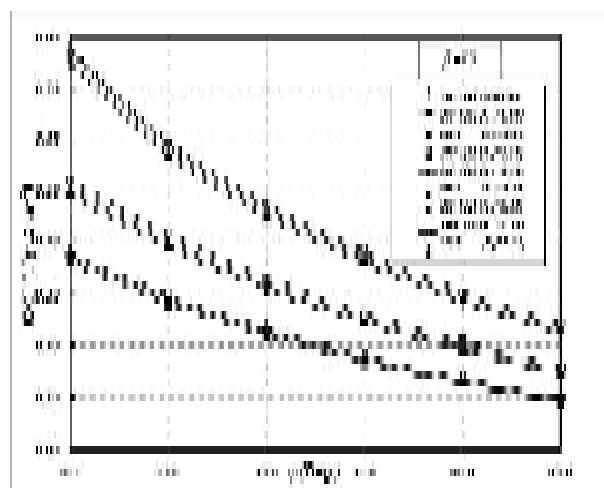
شکل ۵. نتایج بدست آمده برای پارامتر بی بعد K با استفاده از فرمولبندیهای ساده اول، دوم و کامل ($\beta=60^\circ$)



شکل ۴. نتایج بدست آمده برای پارامتر بی بعد K با استفاده از فرمولبندیهای ساده اول، دوم و کامل ($\beta=45^\circ$)



شکل ۷. نتایج بدست آمده برای پارامتر بی بعد K با استفاده از فرمولبندیهای ساده اول، دوم و کامل ($\beta=90^\circ$)



شکل ۶. نتایج بدست آمده برای پارامتر بی بعد K با استفاده از فرمولبندیهای ساده اول، دوم و کامل ($\beta=75^\circ$)

دیواره شیب می‌باشد و مجموع آن با طول مورد نیاز برای مقاومت در برابر کشیده شدن از درون خاکریز پشت سطح گسیختگی (Pull-out) برابر کل طول مسلح‌کننده مورد نیاز می‌باشد. این طول با استفاده از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$T_{\text{Pull-out}} = 2(1 - k_v) s_z l_i m \tan j \quad (18)$$

در این رابطه، $T_{\text{Pull-out}}$ نیروی لازم برای Pull out، s_z سربار وارد بر مسلح‌کننده در تراز Z ، l_i طول گیرداری یا نفوذ لایه مسلح‌کننده در خاکریز پشت سطح گسیختگی و m ضریب اصطکاک بین مسلح‌کننده و خاکریز (معمولاً بین ۰/۷ و ۱) می‌باشد.

در ادامه یکسری مقایسه بین نتایج این سه مرجع با نتایج روشهای تحلیلی مورد استفاده در این مقاله از جمله فرمولبندی کامل ۵N-۱ و فرمولبندی ساده ۲N+۱ انجام شده است.

برای مقایسه دو پارامتر مهم و بی‌بعد K و $\frac{L_c}{H}$ انتخاب شده که اولی معرف مجموع نیروی لازم درون مسلح‌کننده‌ها برای حفظ و تأمین پایداری شیب خاکی مسلح ($\sum_{j=1}^m T_j$) می‌باشد که نسبت به ارتفاع شیب و وزن مخصوص مصالح خاکریزی بی‌بعد شده است و پارامتر دوم معرف طول لازم برای مسلح‌کننده‌هاست (شکل ۱- الف). لازم به ذکر است که طول L_c که در شکل (۱- الف) نشان داده شده در حقیقت حداکثر فاصله افقی بین سطح گسیختگی و

فرمولبندی ۵N-۱ مقایسه شد می‌تواند در اینجا نیز با نتایج مراجع سه‌گانه انتخابی مقایسه گردد که برای جلوگیری از تعدد نمودارها از ارائه آن صرف‌نظر شده است.

قبلاً گفته شد نتایج فرمولبندی ساده اول ۲N+۱ با ارضاء تعادل نیروهای افقی نتایج دست بالا ارائه می‌کند و نسبت به نتایج سه فرمولبندی ۵N-۱، فرمولبندی ساده دوم با ارضاء تعادل لنگر و مقادیر ارائه شده در حل لینگ و همکاران [۱۵] مقادیر بالاتری برای پارامتر بی‌بعد K نتیجه می‌دهد.

نتایج بدست‌آمده از فرمولبندی ساده اول برای زوایای شیب کم حتی از نتایج حل میخالفسکی [۱۸] نیز بالاتر است، اگر چه با افزایش شیب دیوار و نزدیک‌شدن آن به دیوار قائم نتایج این فرمولبندی نیز همانند سایر نتایج به آنها نزدیک می‌شود و برای دیوار قائم تقریباً بر بقیه نتایج منطبق می‌گردد.

۵-۲. مقایسه نتایج با سایر مراجع برای پارامتر $\frac{L_c}{H}$

نتایج فرمولبندی کامل ۵N-۱ در این تحقیق و ۳ مرجع دیگر در شکل‌های (۸) تا (۱۱) به صورت مشابه با نتایج پارامتر K برای پارامترهای مختلف هندسی (b)، طراحی (k_{fi}) و ژئوتکنیکی (j) ارائه شده است.

به طور کلی نتایج بدست‌آمده برای این پارامتر در روشهای تحلیلی مختلف را می‌توان به دو بخش مهم، تقسیم‌بندی نمود:

نتایج حاصله برای شیب‌های با زاویه تمایل کم ($\beta = 45^\circ, 60^\circ$) و شیبهای با زاویه تمایل زیاد ($\beta = 75^\circ, 90^\circ$) همانطور که در شکل‌ها نیز می‌توان مشاهده کرد همانند نتایج تحلیل صورت گرفته توسط میخالفسکی [۱۸] و اوسیلیو و همکاران [۲] به ترتیب برای سایر نتایج مراجع دیگر و از جمله فرمولبندی ۵N-۱ در این تحقیق، در حکم حد بالا و پایین هستند.

به طور کلی با دقت در نتایج مربوط به شیبهای با زاویه تمایل کم ($\beta = 45^\circ, 60^\circ$) می‌توان دید نتایج اکثر روشها، حتی فرمولبندی کامل ارائه شده در این تحقیق (۵N-۱) و روش تحلیل تعادل حدی لینگ و همکاران [۱۵]، بایکدیگر اختلاف دارند، اگرچه با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک و یا افزایش ضریب شتاب افقی زلزله نتایج این روشها به یکدیگر نزدیک می‌شوند.

با این وجود با دقت در شکل‌های مربوط به این دسته از شیبها می‌توان دید نرخ تغییرات و شکل کلی نمودار مربوط به پارامتر $\frac{L_c}{H}$ برای تمامی روشها کم و بیش شبیه یکدیگر است، ولی نمودار مربوط به مقادیر بدست‌آمده برای این پارامتر، ارائه شده توسط لینگ و همکاران [۱۵] نسبت به تغییر زاویه اصطکاک داخلی خاک بخصوص در زوایای تمایل کم و ضرایب شتاب افقی زلزله کوچک تغییرات کمی از خود نشان می‌دهد و معمولاً به خط نزدیک است.

۵-۱. مقایسه نتایج با سایر مراجع برای پارامتر K

همانطور که در شکل‌های (۸) تا (۱۱) مشاهده می‌شود، نتایج پارامتر بی‌بعد K برای فرمولبندی کامل (۵N-۱) و همچنین سه تحقیق دیگر ([۲]، [۱۵]، [۱۸]) ارائه گردیده‌اند.

نتایج بدست‌آمده در این گرافها برای زوایای اصطکاک داخلی مختلف (j) برای ۴ زاویه تمایل شیب (b) برابر با ۴۵، ۶۰، ۷۵ و ۹۰ درجه و ۲ ضریب شتاب افقی زلزله متفاوت ($k_{fi} = 0.1, 0.2, 0.3$) ارائه شده‌اند.

در یک نگاه اولیه و کلی به تمام شکل‌های (۸) الی (۱۱) می‌توان گفت نتایجی که روش ارائه‌شده در این تحقیق برای پارامتر بی‌بعد K ارائه می‌کند کم و بیش به نتایج تحقیقات سه مرجع انتخابی نزدیک می‌باشد. نکته قابل‌توجه در مورد این نتایج روند منطقی تغییر پارامتر بی‌بعد K نسبت به پارامترهای مختلف هندسی، طراحی و ژئوتکنیکی است.

با وجود شباهت کلی روند تغییرات این پارامتر در روشهای مختلف، نتایج بدست‌آمده در این تحقیق در برخی موارد با نتایج سایر مراجع متفاوت است.

می‌توان گفت نتایج تحلیل تعادل حدی انجام‌شده توسط لینگ و همکاران [۱۵] در حالات مختلف و برای پارامترهای هندسی، طراحی و ژئوتکنیکی متفاوت به نتایج فرمولبندی ۵N-۱ بسیار نزدیک می‌باشد.

شاید دلیل این همخوانی و انطباق زیاد، مشابه بودن تئوری تحلیلی استفاده‌شده در این دو روش آنالیز باشد.

همچنین نتایج این دو روش تحلیلی (مبتنی بر تئوری تعادل حدی) با نتایج روشهای آنالیز حدی استفاده‌شده ([۲]، [۱۸]) تا اندازه‌ای اختلاف دارد.

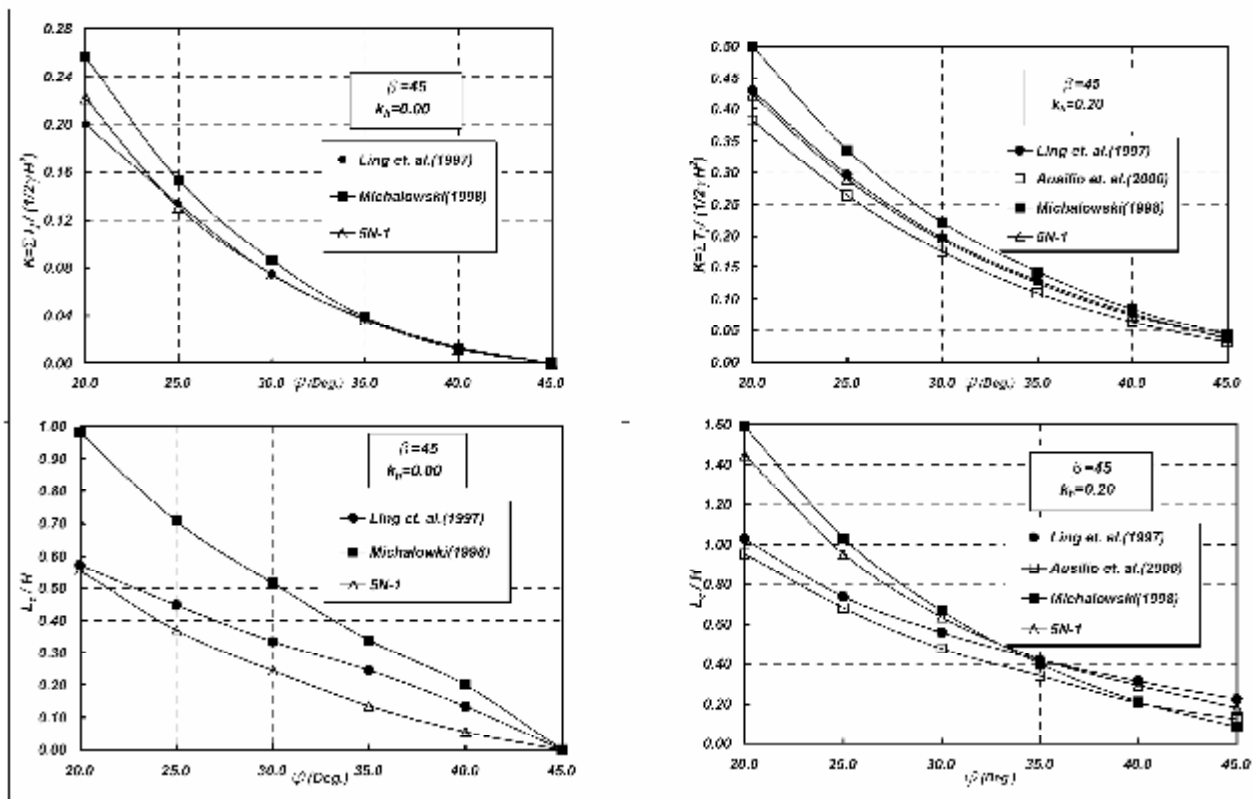
نتایج بدست‌آمده توسط میخالفسکی [۱۸] معمولاً دست‌بالا بوده و از نتایج سه تحلیل دیگر مقادیر بالاتری برای پارامتر بی‌بعد K ارائه می‌کنند.

از سوی دیگر اوسیلیو و همکاران [۲] کمترین و دست‌پایین‌ترین نتایج نسبت به سه روش دیگر به دست می‌دهند.

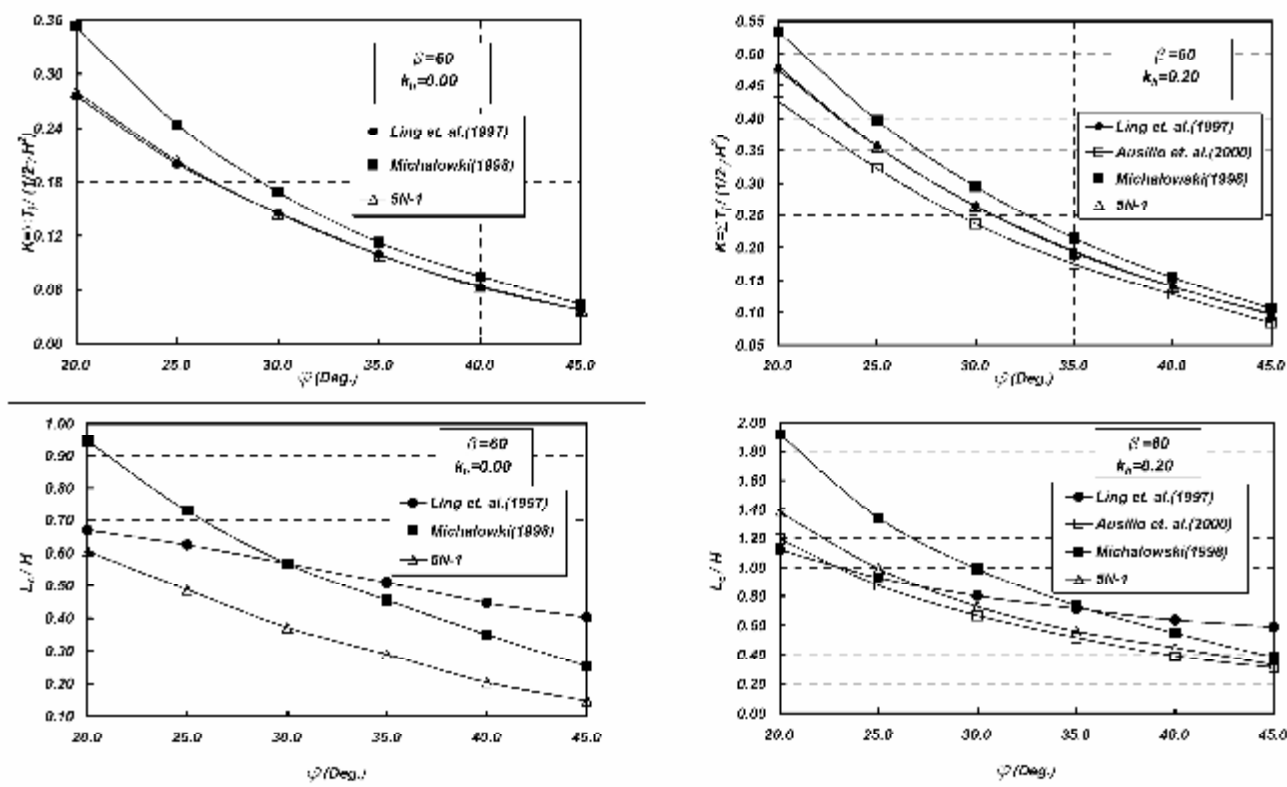
نتایج حل‌های آنالیز حدی ارائه‌شده توسط میخالفسکی [۱۸] و اوسیلیو و همکاران [۲] به ترتیب نقش حد بالا و پایین را برای دو حل ارائه شده توسط لینگ و همکاران [۱۵] و فرمولبندی ۵N-۱ بازی می‌کنند.

لازم به ذکر است که نتایج دو حل تعادل حدی بررسی شده در این مقاله (روش لینگ و همکاران و فرمولبندی ۵N-۱) به یکدیگر بسیار نزدیک می‌باشند، در دیوار قائم خاکی مسلح نتایج پارامتر بی‌بعد K برای تمامی روشهای تحلیلی تقریباً بر یکدیگر منطبق می‌باشد.

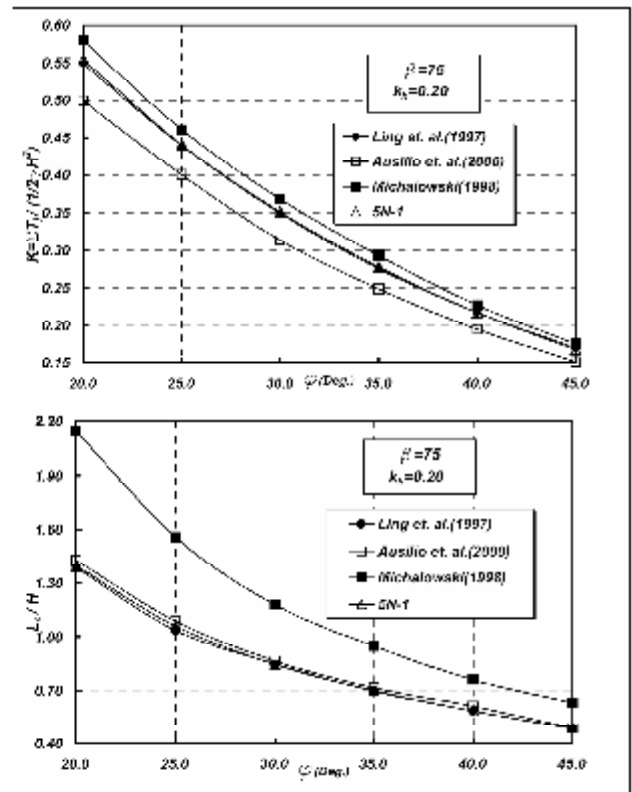
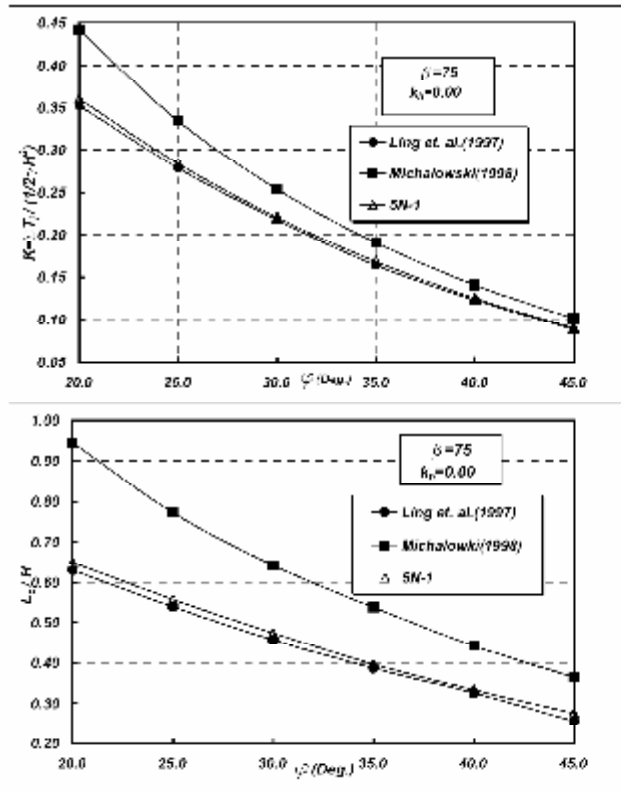
همچنین با افزایش زاویه اصطکاک داخلی (j) نتایج بدست‌آمده از چهار روش به یکدیگر نزدیک می‌شوند. لازم به ذکر است که نتایج فرمولبندیهای ساده شده ۲N+۱ که در بخش قبل با نتایج



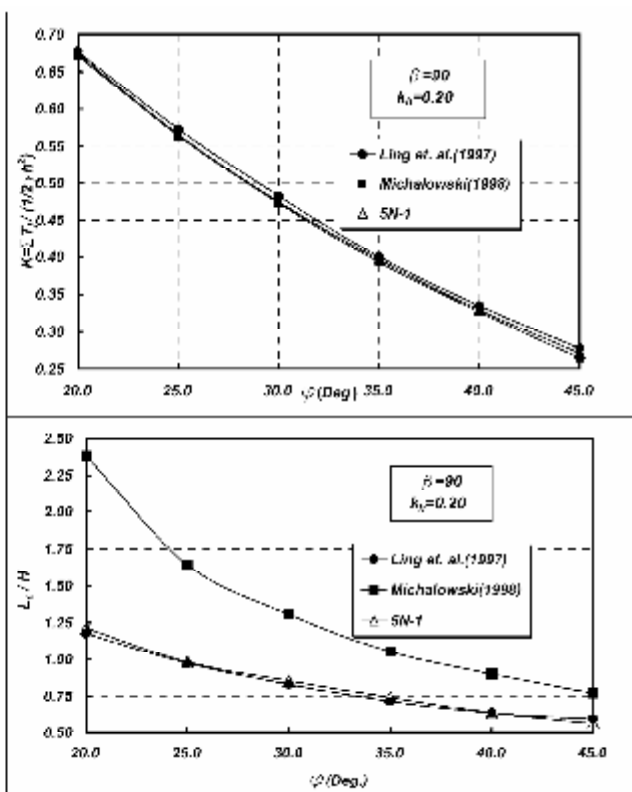
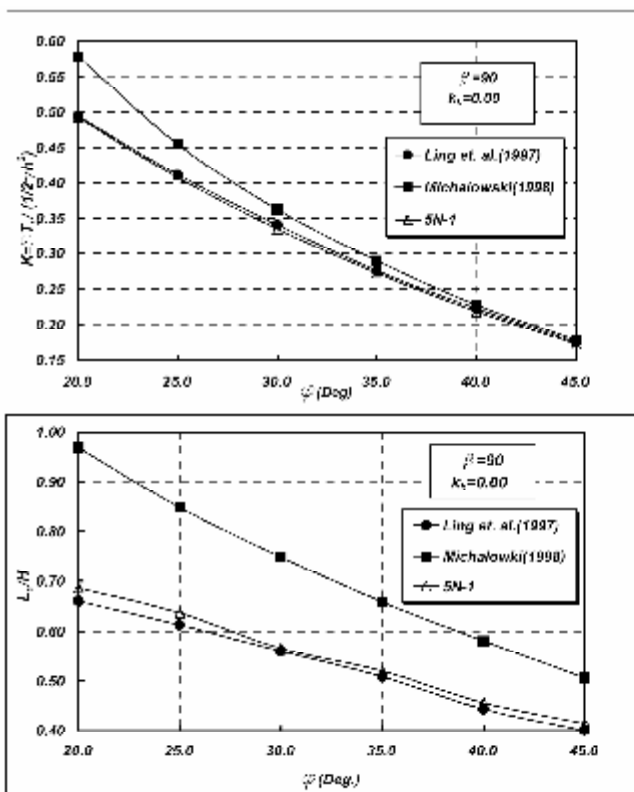
شکل ۸. مقایسه نتایج پارامتر بی بعد L_c/H و K برای روشهای مختلف تحلیلی با روش مقاطع افقی فرمولبندی کامل) ($\beta=45^\circ$) الف) $k_{11}=0/2$ ب) $k_{11}=0/0$



شکل ۹. مقایسه نتایج پارامتر بی بعد L_c/H و K برای روشهای مختلف تحلیلی با روش مقاطع افقی فرمولبندی کامل) ($\beta=60^\circ$) الف) $k_{11}=0/2$ ب) $k_{11}=0/0$



شکل ۱۰. مقایسه نتایج پارامتر بی بعد K و L/H برای روشهای مختلفی با روش قطعات افقی (فرمولبندی کامل) ($\beta=75^\circ$) (الف) $k_h=0/2$ (ب) $k_h=0/0$



شکل ۱۱. مقایسه نتایج پارامتر بی بعد K و L/H برای روشهای مختلفی با روش قطعات افقی (فرمولبندی کامل) ($\beta=90^\circ$) (الف) $k_h=0/2$ (ب) $k_h=0/0$

یکدیگر نزدیکتر می‌شوند. این موضوع بخصوص برای شیبهای تند ($\beta = 75^\circ, 90^\circ$) برای هر دو پارامتر معیار مقایسه صادق است، تا آنجا که نتایج روشهای تحلیلی مختلف در این حالت بر یکدیگر منطبق می‌شوند.

در نهایت می‌توان گفت نتایج بدست‌آمده برای روش تحلیلی ارائه‌شده در این مقاله همخوانی مناسب و قابل‌قبولی با نتایج مراجع انتخابی دارند و هر دو سری فرمولبندهای ۱-۵N و ۱+۲N می‌توانند در تحلیل پایداری دیوارهای خاک مسلح و طراحی آنها مورد استفاده قرار گیرند.

مراجع

- [1] Atkinson, J., *An introduction to the mechanics of soils and foundation*. McGraw-Hill, 1995, Chapter 18.
- [2] Ausilio, E., Conte, E. and Dente, G., *Seismic stability analysis of reinforced slopes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19, No. 3, 2000, 159-172.
- [3] Bathurst, R.J. and Cai, Z., *Pseudo-Static Seismic Analysis of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls*, Geosynthetics International 2, No. 5, 1995. pp. 787-830.
- [4] Bathurst, R.J. and Hatami, K., *Seismic Response Analysis of a Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall*, Geosynthetic International, 5, No. 2, 1998, 127-166.
- [5] Collin, J. G., Chouery-Curtis, V. E. and Berg, R. R., *Field observation of reinforced soil structures under seismic loading*. Proceeding of International Symposium on Earth Reinforcement, (eds Ochiai et al.), 223-228. Rotterdam: Balkema. 1992.
- [6] Eliahu, U. and Watt, S., *Geogrid-Reinforced Wall Withstands Earthquake*, *Geotechnical Fabric Report, Industrial Fabric Association International*, 8-13. 1991.
- [7] Jewell, R. A., Revised design charts for steep reinforced slopes. *Reinforced Embankments, Theory and Practice*, (ed. Shercliff), 1-30. 1990, London: Thomas Telford.
- [8] Juran, I., Baudrand, G. and Farrag, K., Kinematic limit analysis of soil nailed structures. *Journal of Geotechnical Engineering division*, ASCE 116, No. 1, 1990, 54-72.
- [9] Koga, Y. and Wishida, S., *Earthquake resistant Design Method of Geotextile*, Proceeding of the International Symposium on Earth Reinforcement, Rotterdam: 1992, Balkema, 255-259.
- [10] Kramer, S. L. and Smith, M. W., *Modified Newmark model for seismic displacement of complaint slopes*. Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering, ASCE 123, No. 7, 1997, 635-644.
- [11] Kutter, B.L., Casey, J.A., and Romstad, K.M., *Centrifuge modeling and field observations of dynamic behavior of reinforced soil and concrete cantilever retaining*

دسته دوم شیبهای با زاویه تمایل زیاد ($\beta = 75^\circ, 90^\circ$) می‌باشند. با دقت در شکل‌های مربوط به نتایج این دو شیب می‌توان دید نتایج، غیر از حل میخالفسکی [۱۸] که طبق معمول نسبت به بقیه دست‌بالا می‌باشد، برای همه زوایای اصطکاک داخلی و ضرایب شتاب افقی زلزله متفاوت، حتی در شرایط استاتیکی نتایج همه روشهای تحلیلی مورد استفاده در این تحقیق و بقیه مراجع تقریباً برهم منطبق هستند.

۶. نتیجه‌گیری

روش قطعات افقی، روشی ساده برای تحلیل دیوارها و شیبهای خاکی مسلح می‌باشد، زیرا طی آن گوه گسیختگی به تعدادی قطعه افقی به موازات مسلح‌کننده‌ها تقسیم شده و وارد شدن نیروهای مسلح‌کننده‌ها در معادلات باعث مشکل‌شدن حل معادلات نمی‌گردند.

براین اساس در این مقاله پنج فرمولبندی برای حل مسأله به روش قطعات افقی ارائه شده است. دو فرمولبندی ساده شده ($1+2N$)، دو فرمولبندی $3N$ و در نهایت برای از بین بردن نقاط ضعف روشهای تحلیلی پیشین، فرمولبندی کامل $1-5N$ معرفی شده است.

نتایج این فرمولبندها برای نتایج مجموع نیروهای مسلح‌کننده مورد نیاز $(\sum_{j=1}^m T_j)$ به صورت یک پارامتر بی‌بعد نسبت به H و g (یعنی K) برای پارامترهای مختلف ژئوتکنیکی، طراحی و هندسی (g, H, k_n, b, j) بدست‌آمده و در نهایت نتایج نشان داد با کاهش j ، افزایش b و یا افزایش k_n ، پارامتر بی‌بعد K نیز افزایش می‌یابد. نتایج دو فرمولبندی کامل ($1-5N$) و فرمولبندی ساده‌شده دوم (با ارضاء تعادل لنگر) کمتر از فرمولبندی ساده‌شده اول بوده و نتایج نزدیکتری به واقعیت ارائه می‌کنند.

با نزدیک‌شدن شیب به دیواره قائم نتایج سه حل تقریباً بر هم منطبق می‌شوند.

مقایسه‌های کلی بین نتایج بدست‌آمده در این تحقیق و مراجع استفاده شده نشان از همخوانی و انطباق مناسب و نسبتاً خوب آنها دارد.

به‌طور کلی نتایج روش‌های میخالفسکی [۱۸] و اوسیلیو و همکاران [۲] که اساس هر دو تئوری آنالیز حدی می‌باشد، بترتیب درحکم حد بالا و پایین برای سایر نتایج، از جمله نتایج بدست‌آمده در این تحقیق می‌باشند.

به دلیل شباهت اصول تئوریک روش تحلیلی $1-5N$ با روش لینگ و همکاران [۱۵] معمولاً نتایج این دو روش، به یکدیگر بسیار نزدیک می‌باشند.

به طور کلی نتایج تمامی روشهای بررسی شده و همچنین مراجع مورد استفاده با افزایش زاویه اصطکاک داخلی خاک، بالا رفتن ضریب شتاب افقی زلزله و نزدیک‌شدن شیب به دیوار قائم، به

Reinforcement, Proceeding of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, (ed. T. Yamanouchi, N. Miura and H. Ochiai), Fukuoda, Kyushu, Japan, October 1988, Rotterdam: Balkema, 577-582. 1988.

[26] Shahgholi, M., *Analysis and design of the reinforced soil walls subjected to seismic loads*. M.S. Thesis, Geotechnical Engineering, Faculty of Technology, Tehran University.

[27] Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C. J. F. P., Horizontal Slice Method of analysis. *Geotechnique* 51, No. 10, 881-885. 2001a.

[28] Shahgholi, M., Fakher, A. and Jones, C. J. F. P., *Analysis of reinforced slopes and walls using Horizontal Slice Method*, Landworks in Earth Reinforcement, (eds. Ochiai et al.), IS Kyushu, Japan 1,277-279. 2001b.

[29] Yamagami, T., Jiang, J.C., Taki, M. and Yambe, S., *Progressive failure analysis of slopes based on a LEM. Proceeding of International Symposium of Slope Stability Engineering*, Matsuyama, November, 293-298, Rotterdam: Balkema. 1999a.

[30] Yamagami, T., Yambe, S., Jiang, J.C. and Khan., Y.A., *A promising approach for progressive failure analysis of reinforced slopes*. Proceeding of International Symposium of Slope Stability Engineering, Matsuyama, November, 1043-1048. Rotterdam: Balkema. 1999b.

[31] Yoshida, T. and Tatsuoka, F., *Deformation property of shear band in sand subjected to plane strain compression and its relation to particle characteristics*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, September 237-240. Rotterdam: Balkema. 1997.

[32] Zienkiewicz, O.C., and Taylor, R.L., *The Finite Element Method*, Newyork: Mc-Graw Hill. 1991.

[33] Zornberg, J.G., Sitar, N., and Mitchel, J.K., *Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 124, No. 8, 1998a, 584-698.

[34] Zornberg, J.G., Sitar, N. and Mitchel, J.K., *Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 124, No. 8, 1998b. 670-683.

[۳۵] شاهقلی، محسن، "تحلیل و طراحی دیوارهای خاک مسلح در برابر زلزله"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مکانیک خاک و مهندسی پی، گروه مهندسی عمران دانشکده فنی، ۱۳۷۸، دانشگاه تهران.

[۳۶] فاخر، علی و نوری، حمیدرضا و شاهقلی، محسن، "تعادل حدى دیوارهای خاک مسلح حین زلزله"، مجموعه مقالات سومین همایش بین‌المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک ایران، جلد سوم، ۱۳۸۱، صفحات ۲۸۱ الی ۲۸۶.

walls. Proceeding of the 4th US National Conference on Earthquake Engineering. 1990, 663-672, Palm Springs, CA.

[12] Law, K. T. and Lamb, P., *A limit equilibrium slope stability analysis considering progressive failure*. Canadian Geotechnical Journal 15, No. 1, 1978, 113-122.

[13] Leshchinsky, D., *Design dilemma: Use peak or residual strength of soil*. Geotextiles and Geomembranes 19, No. 2, 2001, pp.111-125.

[14] Leshchinsky, D. and Boedecker, R.H., *Geosynthetic reinforced soil structures*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 115, No. 10, 1989, 1459-1478.

[15] Ling, H.I., Leshchinsky, D. and Perry. E.B., *Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures*. Geotechnique 47, No. 7, 1997, 933-952.

[16] Lo, S-C. R. and Xu, D-w., *A strain based design method for the collapse limit state of reinforced soil walls and slopes*. Canadian Geotechnical Journal 29, No. 8, 1992, 832-842.

[17] Michalowski, R. L., *Stability of uniformly reinforced slopes*. Journal of Geotechnical and geoenvironmental Engineering 123, No. 6, 1997, 546-556.

[18] Michalowski, R.L., *Soil reinforcement for seismic design of geotechnical structures*. Computers and Geotechnics 23, No. 1, 1998, 1-17.

[19] Morgenstern, N.R., and Price V.R., *The analysis stability of general slip surfaces*. Geotechnique 15, No. 1, 1965, 79-93.

[20] Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F. (). *Shaking Table Tests on a Large Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall Model, Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, (ed. F. Tatsuoka and D. Leshchinsky), Rotterdam: Balkema, 259-264. 1994.

[21] Nova-Roessig L. and Sitar, N., *Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes*. Proceeding of the 3rd International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Dynamics Conference, Special Publication, ASCE 1, 1998, No. 75, 458-468.

[22] Nova-Roessig, L. and Sitar, N., *Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes*. Proceeding of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, (ed. *Seco e Pinto*), A.A. Rotterdam: Balkema. 1999.

[23] Sandri, D., *A summery of reinforced soil structures in the greater Los Angeles area after the Northridge earthquake*. Unpublished Report and Personal Communications. 1994, 1995.

[24] Sawada, T., Chen, W. F., Nomachi, S.G., *Assessment of seismic displacements of slopes*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 12, No. 3, 1993, 357-362.

[25] Segrestine, P. and Bastick, M., *Seismic design of reinforced earth retaining wall – The Contribution of Finite Element Analysis*, Theory and Practice of Earth