

روش اجزای مجزای سه بعدی در تحلیل ظرفیت باربری پی های سطحی بر روی خاک های لایه لایه

سمیه نصیری^۱ و علی اصغر میرقاسمی^{۲*}

^۱ دانش آموخته کارشناسی ارشد مکانیک خاک و مهندسی پی - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۶/۶/۱۰، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۹/۳/۲۳، تاریخ تصویب ۸۹/۴/۳۰)

چکیده

در تحقیق حاضر، روش محاسبه ظرفیت باربری پی های سطحی به روش المان های مجزای سه بعدی، ارائه شده توسط مجیدی، برای خاک های لایه لایه (غیر همگن) و همین طور در حضور آب زیرزمینی گسترش داده شده و نتایج با روش ها و تحقیقات صورت گرفته در این زمینه مورد مقایسه قرار گرفته است. در تحقیق حاضر برنامه کامپیوتری نوشته شده قادر است برای حالات مختلف خاک لایه لایه با پارامترهای مقاومت برشی مختلف و همین طور خاک های مختلف دانه ای و یا چسبیده تخمینی از ظرفیت باربری پی سطحی ارائه دهد.

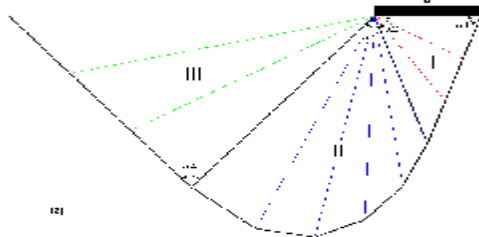
واژه های کلیدی: ظرفیت باربری پی های سطحی، روش المان های مجزا، خاک های لایه لایه

مقدمه

حاضر می باشد، گسترش داده شده اند. براون و میرهوف در ۱۹۶۹ رابطه ای برای دو لایه رسی ارائه می دهند که متشکل از گسیختگی کلی لایه ضعیفتر و گسیختگی سوراخ کننده لایه قویتر می باشد [۶]. میرهوف در سال ۱۹۷۸ رابطه ای برای لایه ماسه ای بر روی لایه رسی ارائه می دهد [۷]. در این رابطه بسته به عمق قرارگیری پی، گسیختگی در لایه ماسه ای و یا رسی رخ می دهد. برای خاک مشابیه، اوکامارا و همکاران در ۱۹۹۸ [۸] روش کاملتری بر اساس روش تعادل حدی عرضه می نمایند. این روش ظرفیت باربری هر دو لایه ماسه ای و رسی را در نظر می گیرد. پروشوتاماراج و همکاران [۹] روشی برای سیستمی از لایه های تشکیل یافته از خاک های $c-\phi$ ارائه دادند. در روش میانگین گیری پروشوتاماراج، یک خاک معادل دارای خصوصیات میانگینی از c و ϕ هر دو لایه خاک تعریف می شود. این میانگین گیری به نسبت ضخامت هر یک از لایه ها انجام می شود. در کنار این روش ها، روش های عددی مثل روش المان های محدود^۱ و روش المان های مجزا^۲ نیز برای بررسی ظرفیت باربری پی های سطحی گسترش داده شده اند. با کمک روش های عددی می توان شرایط واقعی را که در مدلسازی های آزمایشگاهی به دلیل محدودیت ها حذف می شوند، بازسازی کرد. با پیشرفت حافظه و قدرت و سرعت

روش های مختلف تخمین ظرفیت باربری پی های سطحی یکی از مهم ترین مباحث مکانیک خاک و مهندسی پی می باشد. روش ایده آل برای بررسی مسایل مهندسی پی شامل روش های آزمایشگاهی و مدل سازی با مقیاس واقعی می باشد. با اینحال این روش ها مشکلات عملی و اقتصادی خود را دارند. این مشکلات، استفاده از این روش ها را محدود و کم می کند. برای رفع این مشکلات مدل های با مقیاس کوچک به عنوان جایگزین به کار گرفته می شود که این مدل ها نیز محدودیت های شرایط مرزی جعبه آزمایش، اندازه پی و دستخوردگی نمونه و تنظیم و راه اندازی آزمایش را دارند. این آزمایش ها مبنای گسترش روش کلاسیک و معروف ظرفیت باربری پی های نواری می باشند [۱] که همچنان مورد استفاده مهندسیین و طراحان می باشد. مکانیسم کرنش مسطح ارائه شده توسط پراندت [۲]، سال ها بعد توسط ترازاقی [۳] به شکل رابطه معروف ظرفیت باربری پی های سطحی ارائه گردید. این رابطه متشکل از سه ضریب اساسی سربار روی تراز پی، وزن و مقاومت برشی خاک می باشد. سالها پس از ارائه اولیه، این ضرایب توسط محققین دیگر از جمله میرهوف [۴] و هانسن [۵] اصلاح گردیده اند. این روابط بعدها برای حالات خاص خاک از جمله خاک های ناهمگن (لایه لایه)، که موضوع بحث

یک ناحیه انتقالی بین نواحی محرک (I) و مقاوم (III) بوده و در آن کرنش‌های برشی بزرگ می‌باشد توسط زاویه α_3 و با فرض داشتن هندسه لگاریتم حلزونی، مطابق شکل (۱) تعریف شده است.

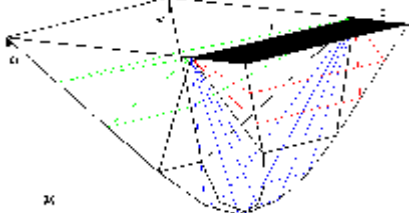


شکل ۱: سطوح گسیختگی (نمای دو بعدی).

وضعیت وجوه جانبی سطح گسیختگی در فضای سه بعدی توسط زوایای θ_1 و θ_2 تعریف گردیده است. در واقع این زوایا، نشان دهنده مقدار انحراف صفحات تشکیل دهنده این وجوه جانبی نسبت به امتداد Z یا امتداد قائم می‌باشند (شکل ۲). لازم به ذکر است در مدل مجیدی نواحی سه گانه تشکیل دهنده سطح گسیختگی را می‌توان به تفکیک، به هر تعداد دلخواه قطعه تقسیم نمود. مثلاً می‌توان ناحیه (I) را به N_1 قسمت، ناحیه (II) را به N_2 قسمت و نیز ناحیه (III) را به N_3 قطعه تقسیم نمود.

اتصال قطعات با فنرهای وینکلر^۳

در روش اجزای مجزا، جهت یکپارچه سازی و اتصال سیستم قطعات تشکیل دهنده توده خاک گسیخته شده، از فنرهایی به نام فنر وینکلر در بین سطوح قطعات استفاده می‌شود. کلیه سطوح مشترک، بین قطعات همچنین سطوح مشترک قطعات و سطح گسیخته شده، توسط تعداد بی نهایت از این فنرها به یکدیگر متصل شده تا یک سیستم یکپارچه تشکیل گردد. در حالت سه بعدی هر فنر وینکلر شامل سه فنر عمود بر یکدیگر می‌باشد. یک فنر نرمال که در جهت عمود بر سطح مشترک عمل کرده و سختی عمودی خاک را مدل می‌کند. همچنین دو فنر مماسی یا برشی عمود بر هم و در صفحه سطح مشترک، که سختی برشی خاک را مدل می‌کنند (شکل ۳).



شکل ۲: سطوح گسیختگی (نمای سه بعدی).

محاسباتی کامپیوترها و به تبع برنامه نویسی های کامپیوتری پیشرفتهای زیادی در این روش‌ها برای مدل کردن مسایل مهندسی پی حاصل گردیده است. از جمله می‌توان به مدل سازی‌های عددی سه بعدی اشاره کرد که موضوع تحقیق حاضر می‌باشد. تحقیق حاضر روشی ساده و عملی برای تخمین ظرفیت باربری پی های سطحی به روش المان‌های مجزای سه بعدی ارائه می‌دهد. این تحقیق در اصل بسط مدل ارائه شده توسط مجیدی در ۲۰۰۴ [۱۰] و [۱۱] برای خاک‌های ناهمگن می‌باشد. چکیده ای از دورنما و تاریخچه این روش و سپس خلاصه‌ای از مدل ارائه شده توسط مجیدی در ادامه آورده می‌شود.

مختصری از تاریخچه روش المان‌های مجزا

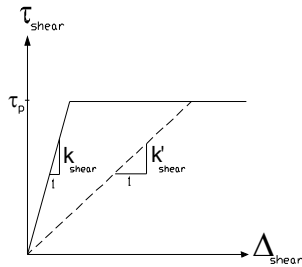
روش المان‌های مجزا (DEM) یک روش عددی است که پیشرو آن کاندا ل در ۱۹۷۹ می‌باشد. وی برای اولین بار از این روش برای مسائل مکانیک سنگ که پیوستگی ای بین قطعات وجود ندارد، استفاده کرد [۱۲]. این روش به مفهوم جدید خود اولین بار توسط چانگ برای بررسی ظرفیت باربری پی [۱۳]، پایداری شیروانی‌ها [۱۴] و نیز دیوارهای حائل [۱۵] مورد استفاده قرار گرفت. امروز این روش در حوزه های مختلف علمی به کار گرفته می‌شود و می‌تواند خصوصیات مصالح متنوع، قوانین نیروهای حجمی و هندسه های مختلف را مدل کند. تحقیق حاضر از این روش در جهت تخمین سه بعدی ظرفیت باربری پی‌های سطحی استفاده می‌نماید. در ذیل خلاصه ای از پس زمینه کار مجیدی [۱۱] که شالوده تحقیق حاضر می‌باشد ارائه می‌گردد.

ظرفیت باربری پی سطحی به روش

المان‌های مجزا

سطوح گسیختگی

از آنجا که روش المان‌های مجزای ارائه شده در این بررسی، در قالب و چارچوب روش تعادل حدی قرار می‌گیرد، لذا فرض یک سطح گسیختگی در ابتدای تحلیل اجتناب ناپذیر می‌نماید. مجیدی در تحقیق خود [۱۱] از ایده تفکیک سطوح گسیختگی به سه ناحیه مجزا، استفاده نموده است. جهت تعریف هندسه گوه محرک، از زوایای α_1 و α_2 ، مطابق شکل (۱) استفاده شده است. ناحیه (II) که



شکل ۵: رفتار تنش- کرنش در فنرهای برشی (مماسی).

در روش المان‌های مجزا، مقادیر k_{normal} و k_{shear} جهت برآورد سختی اولیه فنرهای نرمال و برشی مورد نیاز است. در این بررسی، از ضریب ارتجاعی خاک (E) یا مدول یانگ^۵ جهت مدل کردن سختی اولیه فنرهای عمودی و نیز ضریب برشی خاک (G) جهت مدل کردن سختی اولیه فنرهای مماسی استفاده شده است. مقدار نسبت (k_{shear} / k_{normal}) در واقع نشان دهنده نسبت ضریب ارتجاعی خاک به ضریب برشی آن می‌باشد:

$$\frac{k_{normal}}{k_{shear}} = \frac{E}{G} \quad (1)$$

برای یک ماده ارتجاعی همسان^۶ رابطه (۲) بین این دو مدول برقرار می‌باشد:

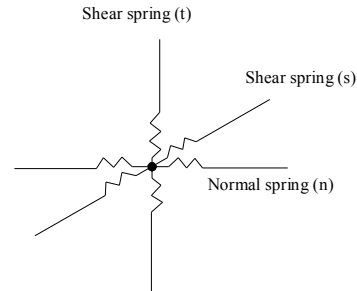
$$\frac{E}{G} = 2(1 + \nu) \quad (2)$$

که در آن (ν)، ضریب پواسن ماده مورد نظر می‌باشد. با توجه به محدوده تغییرات ضریب پواسن خاک که معمولاً بین صفر تا ۰.۵ متغیر است، نسبت (k_{shear} / k_{normal}) بین ۲ تا ۳ تغییر خواهد کرد.

شرح مختصری از روش تحلیل

در ابتدا ماتریس سختی کل سیستم و بردار نیروهای خارجی شامل وزن قطعات، سربار اطراف پی و بارگذاری زلزله در جهات قائم و افقی (سه جهت) تشکیل می‌گردد. برای هر قطعه سه نیروی متمرکز در راستای محورهای مختصات سراسری (X, Y, Z) و سه لنگر متمرکز حول این محورها وجود دارد. لذا تعداد عناصر بردار نیروهای خارجی سیستم معادل ۶N خواهد بود که N تعداد قطعات می‌باشد.

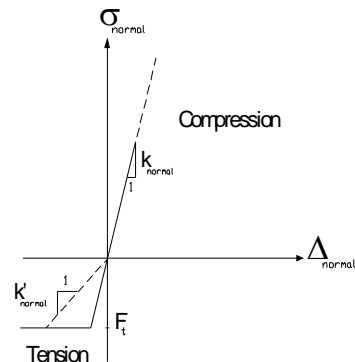
برخلاف روش‌های اجزای محدود و تفاضلات محدود، که در آنها ماتریس سختی به صورت آرایه به آرایه تشکیل می‌گردد، در روش اجزای مجزای پیشنهادی، نحوه



شکل ۳: شمای فنرهای وینکلر در حالت سه بعدی.

رفتار فنرهای نرمال یا عمودی، به صورت ارتجاعی-خمیری، فرض می‌گردد. فنرهای عمودی، در فشار به تسلیم نمی‌رسند، اما در کشش، دارای مقاومت کششی معادل مقدار می‌باشند:

با توجه به شکل (۴)، در حالتی که فنر در وضعیت ارتجاعی (الاستیک) قرار دارد، سختی آن مقدار اولیه k_{normal} می‌باشد. اما در صورت خمیری شدن فنر نرمال، با توجه به مقدار کرنش بوجود آمده در آن، مقدار سختی کاهش یافته (k'_{normal}) از روش کاهش سختی وتری^۴، استفاده می‌شود. رفتار فنرهای برشی نیز به صورت ارتجاعی-خمیری فرض شده است. در فنرهای برشی یا مماسی نیز چنانچه تنش برشی موجود به مقدار مقاومت برشی فنرها برسد، فنر از حالت ارتجاعی خود خارج شده و رفتار خمیری خواهد داشت که در این حالت می‌گوییم فنر گسیخته شده است. مقاومت برشی فنرها یا حداکثر تنش برشی قابل بسیج در هر فنر برشی را می‌توان با توجه به معیار گسیختگی مور-کولمب به دست آورد.



شکل ۴: رفتار تنش-کرنش در فنرهای عمودی (نرمال).

همانند فنرهای نرمال، از روش کاهش سختی وتری در هنگام گسیختگی فنرهای برشی استفاده می‌شود (شکل ۵).

$$|\Delta P_{\text{shear}}| > \delta_P(P) \Rightarrow \tau_{\text{shear}}(P) = \tau_P(P) \quad (12)$$

در حالت پلاستیک مقدار تصحیح شده ضریب k ، با استفاده از روش کاهش سختی وتری، به کار می‌رود.

$$k'_{\text{shear}} = \frac{\tau_P(P)}{\Delta P_{\text{shear}}} \quad (13)$$

بر اساس آخرین بردار جابجایی قطعات تنش‌ها روی سطوح و سپس با استفاده از فرمولاسیون کلی روش DEM بردار نیروهای داخلی به دست می‌آید.

چون تا قبل از بارگذاری، مقدار تغییر شکل سطح مشترک نامعلوم می‌باشد، لذا به ناچار باید یک روند سعی و خطا به کار گرفته شود. این روند تکراری تا زمانی که تنش‌های برشی در سطح تمامی قطعات به‌طور کامل روابط بین تنش و کرنش را ارضاء نماید، ادامه می‌یابد. در این صورت تفاضل بردار نیروهای داخلی به‌دست آمده $\{FM_{\text{INT}}\}$ و بردار نیروهای خارجی $\{FM_{\text{EXT}}\}$ ، از یک حد مشخصی (مثلاً 10^{-3}) کمتر شده و سیستم همگرا^۱ شده است. در غیر این صورت یک سیستم واگرا یا غیرهمگرا^۲ خواهیم داشت. همگرایی سیستم، به‌معنای پایداری و گسیخته شدن تمام فنرهای برشی بر روی کلیه سطوح گسیختگی است و واگرایی سیستم به معنی ناپایداری و گسیختگی کلی می‌باشد. پس به‌طور خلاصه منظور از سعی و خطا تکرار^۱ روند انجام محاسبات از اعمال بردار نیروهای خارجی $\{FM_{\text{EXT}}\}$ و محاسبه بردار نیروهای داخلی $\{FM_{\text{INT}}\}$ است، تا اینکه این تفاضل دو بردار از حد معینی کمتر شود.

روش المان‌های مجزای سه بعدی برای

ظرفیت باربری خاک‌های لایه لایه

تعریف خاک لایه لایه

خاک لایه لایه در مدل گسترش داده شده به صورت زیر تعریف گردیده است:

خاک در صورتی لایه لایه محسوب می‌شود که مرز دو لایه صفحات گسیختگی زیر پی را قطع نماید. در صورتی که مرز دو لایه پایین‌تر از محدوده گسیختگی قرار گیرد و هیچیک از صفحات گسیختگی را قطع ننماید خاک یک لایه (متشکل از لایه اول) محسوب می‌شود.

پس از معرفی عمق لایه اول و در صورت لایه لایه بودن خاک، یک خاک معادل که معرف خصوصیات هردو لایه موجود باشد، جایگزین خاک لایه لایه می‌گردد. این

تشکیل^۲ ماتریس سختی به‌صورت ترکیب ماتریس‌هایی با ابعاد (۶ در ۶) می‌باشد (رابطه (۳)).

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]_{1,1} & [K]_{1,2} & [K]_{1,3} & [K]_{1,4} \\ [K]_{2,1} & [K]_{2,2} & [K]_{2,3} & [K]_{2,4} \\ [K]_{3,1} & [K]_{3,2} & [K]_{3,3} & [K]_{3,4} \\ [K]_{4,1} & [K]_{4,2} & [K]_{4,3} & [K]_{4,4} \end{bmatrix}_{(6 \times 6 \times 6 \times 6)} \quad (3)$$

در مرحله بعد با استفاده از رابطه $\{U\} = [K]^{-1} \{F_{\text{ext}}\}$ بردار جا به جایی قطعات به دست می‌آید. از ضرب سختی فنرهای نرمال در جابجایی هر سطح تنش نرمال به دست می‌آید.

$$\sigma_n(P) = K_n \times \Delta P_n \quad (4)$$

طبق قرارداد، چنانچه (ΔP_n) ، مربوط به یک سطح مثبت باشد، نشان‌دهنده دور شدن دو قطعه از یکدیگر و در نتیجه ایجاد کشش در فنرهای نرمال (عمودی) خواهد بود. همچنین در فشار، مقدار (ΔP_n) به‌علت نزدیک شدن دو المان به یکدیگر، منفی خواهد شد. برای تشخیص اینکه فنر کششی در چه وضعیتی (الاستیک یا پلاستیک) قرار دارد، ابتدا باید حداکثر جا به جایی مثبت (ΔP_n) را که باعث پلاستیک شدن فنر می‌شود، محاسبه گردد.

$$k_n = \frac{F_t}{(\Delta P_n)_{\text{max}}} \Rightarrow (\Delta P_n)_{\text{max}} = \frac{F_t}{k_n} \quad (5)$$

$$\Delta P_n \geq (\Delta P_n)_{\text{max}} \Rightarrow \sigma_n(P) = F_t \quad (6)$$

$$\Delta P_n < (\Delta P_n)_{\text{max}} \Rightarrow \sigma_n(P) = k_n \cdot \Delta P_n \quad (7)$$

در شرایط پلاستیک یعنی رابطه (۶) سختی فنر نرمال به مقدار k' کاهش داده می‌شود:

$$\Delta P_n \geq (\Delta P_n)_{\text{max}} \Rightarrow k'_n = \frac{F_t}{\Delta P_n} \quad (8)$$

برای فنرهای برشی نیز به همین ترتیب عمل می‌گردد یعنی با داشتن تنش نرمال از رابطه موهر-کلمب تنش‌های برشی روی هر سطح به دست می‌آید:

$$\tau_P(P_i) = -\sigma_n(P_i) \cdot \tan \phi_i + c_i \quad (9)$$

مقدار کرنش برشی حداکثر (δ_P) یا کرنش برشی متناسب با مقاومت برشی، برای هر سطح مشترک از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$|\Delta P_{\text{shear}}| \leq \delta_P(P) \Rightarrow \tau_{\text{shear}}(P) = k_{\text{shear}} \cdot \Delta P_{\text{shear}} \quad (10)$$

$$k_{\text{shear}} = \frac{\tau_P(P)}{\delta_P(P)} \Rightarrow \delta_P(P) = \frac{\tau_P(P)}{k_{\text{shear}}} \quad (11)$$

A: مساحت محصور در بالای مرز بین دو لایه، سطح زمین و سطوح جانبی
 A_R : تفاضل A و مساحت کل گسیختگی می باشد.

زاویه اصطکاک داخلی (ϕ) خاک معادل

زاویه اصطکاک داخلی خاک نیز همانند چسبندگی در محاسبه مقاومت کششی فنرهای نرمال و تنشهای مقاومتی برشی فنرهای برشی به کار می رود. نحوه میانگین گیری زاویه اصطکاک داخلی دو خاک با زوایای اصطکاک مختلف مشابه روش به کار گرفته شده برای چسبندگی که در بخش قبل ذکر گردید، می باشد. برای به دست آوردن زاویه اصطکاک داخلی خاک معادل از رابطه (۱۶) استفاده شده است:

$$\tan \phi_{mean} = \frac{A \times \tan \phi_1 + A_R \times \tan \phi_2}{A + A_R} \quad (16)$$

که در این رابطه:

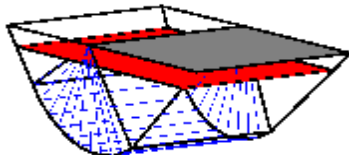
ϕ_1 : زاویه اصطکاک داخلی لایه اول

ϕ_2 : زاویه اصطکاک داخلی لایه دوم می باشد.

جدول (۱) مقادیر وزن مخصوص، چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی میانگین را برای یک خاک خاص نمایش می دهد.

مدل سازی و نتایج حاصل برای ظرفیت باربری

یک خاک لایه لایه (لایه ماسه روی یک لایه رسی) با مشخصات خلاصه شده در جدول (۱) مدل گردیده است. شکل (۶) ساختار گسیختگی خاک را وقتی لایه اول در عمق ۲۰ سانتی متری قرار دارد نمایش می دهد.



شکل ۶: سطح گسیختگی کلی در خاک دو لایه ای (عمق لایه اول ۲۰ سانتی متر).

اشکال (۷) الی (۱۰) به ترتیب تغییرات ظرفیت باربری، چسبندگی میانگین، وزن مخصوص میانگین و زاویه اصطکاک داخلی میانگین را نسبت به عمق لایه اول نمایش می دهد. همان طور که در شکل (۹) ملاحظه می گردد برای عمق برابر صفر لایه اول، وزن مخصوص لایه

خاک معادل به شرح زیر تعریف گردیده است:

وزن مخصوص خاک معادل

میانگین قابل قبول و نزدیک به واقعیتی برای وزن مخصوص خاک معادل (متشکل از هر دو لایه) در نظر گرفته می شود، به گونه ای که وزن مخصوص هر لایه به صورت جداگانه در محاسبات نیروهای خارجی (وزن قطعات) وارد گردد. از آنجایی که وزن مخصوص یک پارامتر حجمی می باشد، حجم محصور بین مرز دو لایه و سطح زمین و صفحات جانبی گسیختگی و همین طور حجم محصور بین مرز بین دو لایه و صفحات پایینی و جانبی گسیختگی بطور جداگانه محاسبه می گردد. سپس با استفاده از رابطه (۱۴) میانگین حجمی از وزن مخصوص دو لایه گرفته می شود.

$$\gamma_{mean} = \frac{V \times \gamma_1 + V_R \times \gamma_2}{V + V_R} \quad (14)$$

که در این رابطه:

V: حجم محصور در بالای مرز بین دو لایه

V_R : تفاضل حجم کل گسیختگی و V

γ_1 : وزن مخصوص لایه اول

γ_2 : وزن مخصوص لایه دوم

γ_{mean} : وزن مخصوص میانگین می باشد.

چسبندگی خاک معادل

چسبندگی هم در تعیین مقاومت کششی فنرهای نرمال و هم در تعیین تنشهای مقاومتی برشی فنرهای برشی بکار می رود. از آنجایی که چسبندگی روی سطح تعریف می شود، برای منظور کردن اثرات چسبندگی دو لایه خاک با چسبندگی های متفاوت یک نوع میانگین گیری سطحی از چسبندگی دو لایه گرفته می شود به گونه ای که چسبندگی هر سطح در تعیین مقاومت برشی فنرهای برشی همان سطح مورد استفاده قرار می گیرد. صفحه مشترک بین دو لایه بالایی و پایینی صفحات گسیختگی جانبی را قطع می کند و مطابق رابطه (۱۵) چسبندگی میانگینی برای دو لایه تعریف می گردد:

$$C_{mean} = \frac{A \times C_1 + A_R \times C_2}{A + A_R} \quad (15)$$

که در این رابطه: C_1 : چسبندگی لایه اول

C_2 : چسبندگی لایه دوم

عبور مرز دو لایه از حجم گسیختگی، خاک یک لایه محسوب شده و ظرفیت باربری با ظرفیت باربری پی بر خاک یک لایه (لایه بالایی) برابر می‌گردد.

لایه رسی روی لایه ماسه‌ای

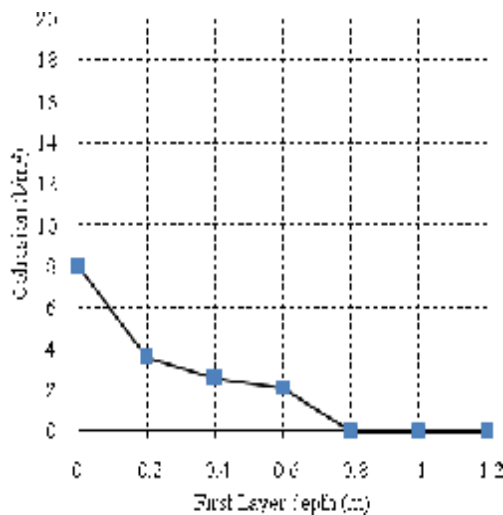
ظرفیت باربری خاک لایه لایه متشکل از یک لایه رسی در بالا و یک لایه ماسه در پایین با مشخصات قید شده در جدول (۲) در نظر گرفته شده است. تغییرات ظرفیت باربری خاک لایه لایه بر حسب عمق لایه اول در شکل (۱۱) قابل ملاحظه می‌باشد.

دوم یعنی مقدار ۱.۲ (تن بر مترمکعب) منظور گردیده بتدریج با افزایش عمق لایه اول وزن مخصوص به سمت مقدار ۲ (تن بر متر مکعب) رشد کرده و از عمق ۸۰ سانتیمتر به بعد مقدار وزن مخصوص ثابت و همان مقدار وزن مخصوص لایه اول منظور گردیده است. همین رویه در مورد چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی نیز صادق می‌باشد.

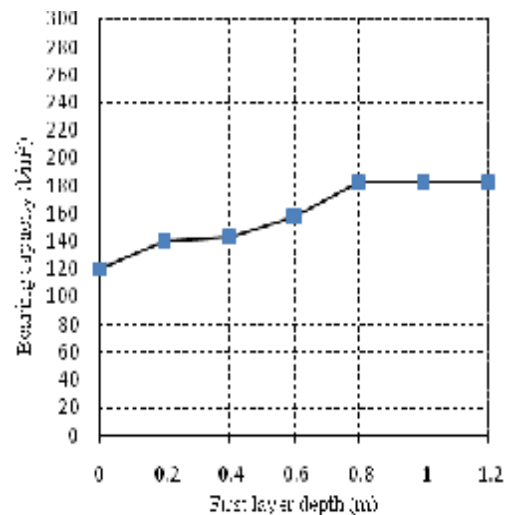
از آنجا که لایه اول دارای پارامترهای مقاومت برشی بیشتری نسبت به لایه دوم می‌باشد، با افزایش عمق لایه اول همان‌طور که در شکل (۷) قابل مشاهده است، ظرفیت باربری به تدریج افزایش می‌یابد و با زیاد شدن عمق و

جدول ۱: پارامترهای در نظر گرفته شده برای خاک لایه لایه و نتایج بدست آمده برای خاک معادل.

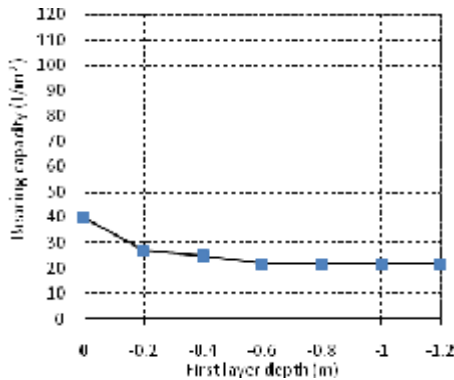
Fist layer depth	m	0	-0.13	-0.15	-0.17	-0.2
Fist layer specific gravity	t/m ³	2	2	2	2	2
Second layer specific gravity	t/m ³	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Equivalent layer specific gravity	t/m ³	1.2	1.34	1.49	1.53	1.58
Fist layer cohesion	t/m ²	0	0	0	0	0
Second layer cohesion	t/m ²	8	8	8	8	8
Equivalent layer cohesion	t/m ²	8	3.74	3.62	3.57	3.49
Fist layer friction angle	degree	26	26	26	26	26
Second layer friction angle	degree	0	0	0	0	0
Equivalent layer friction angle	degree	0	13.82	14.22	14.40	14.65



شکل ۸: تغییرات چسبندگی بر حسب عمق.



شکل ۷: تغییرات ظرفیت باربری بر حسب عمق.



شکل ۱۱: تغییرات ظرفیت باربری برای لایه رسی روی لایه ماسه ای.

جدول ۲: پارامترهای در نظر گرفته شده برای خاک لایه لایه.

Soil parameters	γ	c	ϕ
unit	t/m ³	t/m ²	degree
First layer	1.5	3	0
Second layer	2	0	26

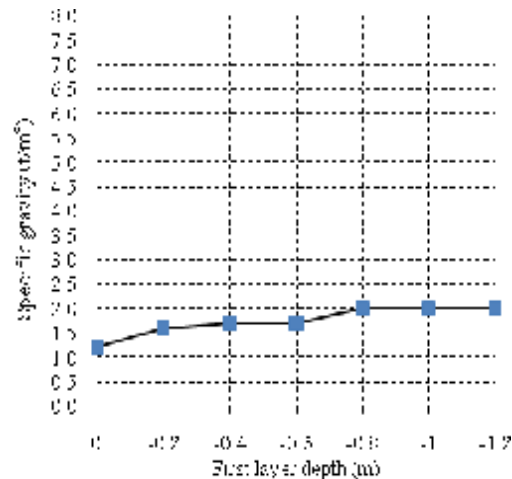
همانند حالت خاک‌های لایه لایه، در صورتی که سطح آب زیر زمینی سطوح گسیختگی زیر پی را قطع نکند تأثیری در میزان ظرفیت باربری پی نخواهد داشت. در روابط کلاسیک موجود نیز محدودیت‌هایی همانند کمتر بودن عمق آب از عرض پی و یا عمق تأثیر بار پی، برای تأثیر آب زیرزمینی بر مقدار ظرفیت باربری در نظر گرفته شده است.

مقادیر ظرفیت باربری بدست آمده برای اعماق مختلف آب زیر زمینی در جدول (۳) آورده شده است همان‌طور که ملاحظه می‌شود با افزایش عمق آب تأثیر کاهش آن بر ظرفیت باربری کاهش می‌یابد.

در ستون سوم از جدول (۳) مقادیر به دست آمده از رابطه ظرفیت باربری که توسط هانسن [۱۶] در حضور آب زیرزمینی اصلاح گردیده جهت مقایسه ارائه شده است.

جدول ۳: ظرفیت باربری در حضور آب زیر زمینی.

Ground water depth (m)	Bearing capacity DEM (t/m ²)	Bearing capacity HANSEN (t/m ²)
0.2	15.01	15.88
0.4	25.03	18.40
0.6	26.41	20.45
0.8	29.56	22.78
1.0	34.86	-
1.2	34.87	-

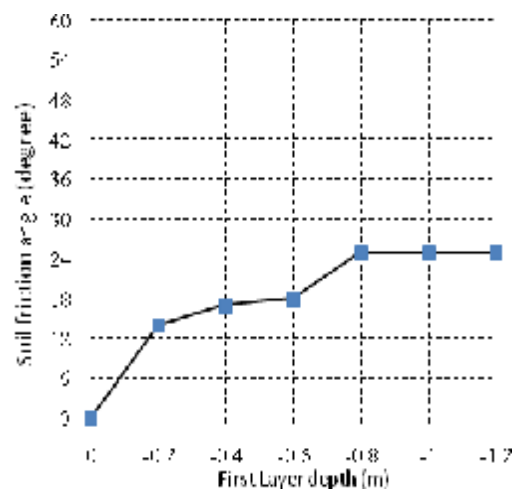


شکل ۹: تغییرات وزن مخصوص بر حسب عمق.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود با افزایش عمق لایه رسی که وزن مخصوص کوچکتری نسبت به لایه ماسه‌ای دارد می‌باشد ظرفیت باربری کاهش می‌یابد تا اینکه به مقدار ثابت ۲۱ تن بر مترمربع برای یک لایه ماسه‌ای می‌رسد.

حضور آب زیر زمینی

از روش ارائه شده برای خاک‌های لایه لایه می‌توان برای شرایطی که آب زیر زمینی در عمقی از خاک زیر پی قرار دارد نیز استفاده کرد. بدین ترتیب که عمقی از خاک که در زیر سطح آب زیر زمینی قرار می‌گیرد می‌تواند مثل یک لایه متفاوت خاک در نظر گرفته شود و مشخصات خاک این لایه در فضای تنش موثر در محاسبات وارد گردد.



شکل ۱۰: تغییرات زاویه اصطکاک داخلی بر حسب عمق.

در اعماق بیشتر همان‌طور که در جدول (۴) ملاحظه می‌گردد، DEM از مقادیر میرهوف فاصله بیشتری می‌گیرد دلیل این اختلاف از آنجا ناشی می‌شود که رابطه میرهوف برای لایه نازک ماسه می‌باشد و در نتیجه برای اعماق زیاد ماسه نتایج واقعی ارائه نمی‌دهد.

جدول ۴: مقایسه میرهوف و DEM-ماسه روی رس.

Depth of sand layer (m)	Bearing capacity DEM (t/m^2)	Bearing capacity MEYERHOF (t/m^2)
0.0	52.33	41.12
0.2	75.05	41.31
0.4	75.05	41.90
0.6	84.61	42.87
0.8	92.66	44.24

روش هانا-میرهوف-دو لایه رسی- لایه اول رس با مقاومت بیشتر

در این حالت نیز هانا و میرهوف [۱۸] بسته به نسبت مقاومت برشی دو لایه و همین‌طور کم یا زیاد بودن نسبت ضخامت لایه اول به عرض پی روابطی ارائه می‌دهند. با استفاده از این روابط مقادیر ارائه شده در جدول (۵) به دست آمده است.

جدول ۵: مقایسه میرهوف و DEM در لایه رسی.

Depth of clay layer (m)	Bearing capacity DEM (t/m^2)	Bearing capacity MEYERHOF (t/m^2)
0.0	39.88	30.84
0.2	60.78	37.11
0.4	65.61	43.38
0.6	67.54	49.34
0.8	72.90	49.34

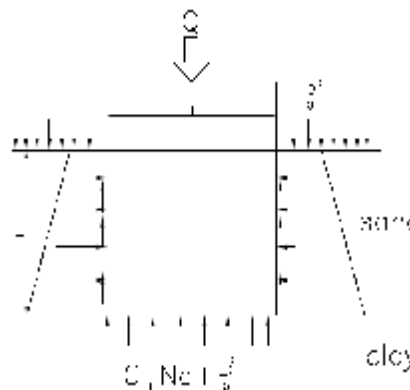
در این مکانیسم، زیاد شدن عمق لایه اول تأثیر لایه دوم را در ظرفیت باربری کم‌رنگ می‌نماید که از این نظر رفتار رابطه میرهوف و DEM مشابه می‌باشد و از طرف دیگر میرهوف در اعماق کم لایه بالایی در تخمین ظرفیت باربری گسیختگی کلی را در لایه پایینی در نظر گرفته، اما مقاومت برشی لایه بالایی را با یک پارامتر تجربی به نام ca که از نموداری بر حسب نسبت چسبندگی لایه اول به لایه دوم حاصل می‌گردد در تخمین ظرفیت باربری دخالت می‌دهد. تفاوت موجود بین دو روش نیز می‌تواند ناشی از همین تقریب مقاومت برشی لایه اول باشد.

مقایسه نتایج DEM برای خاک لایه لایه با روش‌های موجود

در این بخش نتایج به دست آمده برای ظرفیت باربری به روش المان‌های مجزا با روابط و نتایج تحقیقات موجود در این زمینه مقایسه می‌گردد. لازم به یادآوری می‌باشد که از آنجا که روش‌های مورد بررسی در این بخش در حالت دو بعدی و برای پی‌های نواری می‌باشند، جهت مقایسه نتایج با روش سه بعدی المان‌های مجزا نسبت طول به عرض پی در این روش نسبتاً زیاد اختیار شده تا بتواند علیرغم تحلیل سه بعدی نتایج با روش‌های دو بعدی برای پی نواری مقایسه شوند.

روش هانا-میرهوف-لایه ماسه ای بر روی لایه رسی

در راستای بررسی ظرفیت باربری خاک‌های لایه ای، میرهوف در ۱۹۷۸ [۷]، هانا در ۱۹۸۲ [۱۷] و هانا و میرهوف در ۱۹۸۰ [۱۸] گام‌های اساسی برداشته‌اند. در این تحقیقات، یک مکانیسم گسیختگی با یک بلوک قائم ماسه بر روی رس در نظر گرفته شده است (شکل ۱۲). مقاومت برشی خاک در طول بلوک در این روش ثابت در نظر گرفته می‌شود. نتایج حاصل از این روش در ستون سوم جدول (۴) در کنار نتایج حاصل از روش DEM آورده شده است. تفاوت اساسی روش DEM و میرهوف را می‌توان در محل قرارگیری سطوح گسیختگی یافت. روش DEM فارغ از نوع خاک زیر پی سطوح گسیختگی را در محدوده زیر پی در نظر گرفته و با توجه به وزن مخصوص و پارامترهای مقاومتی برشی هر دو لایه و ضخامت هر لایه ظرفیت باربری خاک معادل را به دست می‌دهد.

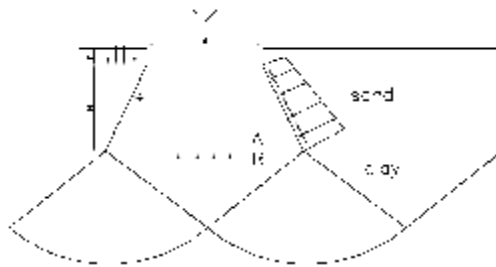


شکل ۱۲: بلوک ماسه ای بر روی خاک رس.

روش DEM و روش محدوده مورد بررسی مورد مقایسه قرار گرفته است.

بحث و بررسی

بررسی نتایج به دست آمده برای ظرفیت باربری پی‌های سطحی از روش DEM و روش های کلاسیک دو بعدی نشان می دهد که این روابط در مقایسه با DEM بعضا ظرفیت باربری خاک معادل را دست بالا و در دیگر موارد دست پایین تقریب می زنند.



شکل ۱۴: بلوک ماسه ای بر روی خاک رس (روش اوکامورا).

جدول ۶: مقایسه اوکامورا و DEM.

Bearing capacity (t/m ²)	Depth equal to 0.1 m	Depth equal to 0.3 m
Projected Area Method (Strip footing)	26.11	34.81
Okamura Method (Strip footing)	23.62	26.02
DEM (L/B=8)	41.11	42.50

دلایل این ناهمخوانی همانطور که قید گردید می تواند در محدودیت‌های ناشی از تعریف محل قرارگیری نواحی گسیختگی، نادیده گرفتن بعد سوم خاک و یا استفاده از روابط تجربی در تخمین مقاومت برشی لایه ها خلاصه گردد.

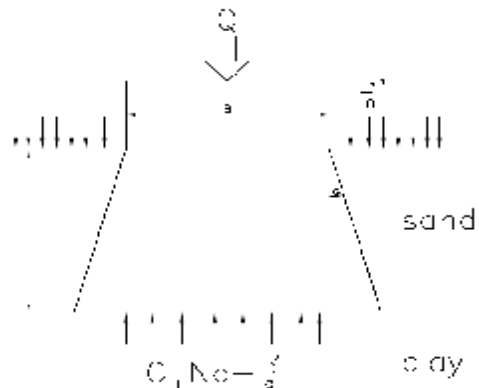
خلاصه یافته ها

تحقیق حاضر در اصل به همگن سازی خاک لایه لایه متشکل از دو لایه متفاوت پرداخته و ظرفیت باربری خاک همگن سازی شده را با کمک روش عددی المان‌های مجزا در حالت سه بعدی تخمین می‌زند. این روش برای حالات مختلف خاک لایه لایه مانند دو لایه رسی، دو لایه ماسه‌ای، یک لایه رسی روی ماسه‌ای و بر عکس قابل به کارگیری می باشد. روش‌های موجود برای ظرفیت باربری

روش محدوده مورد بررسی^{۱۱}

این روش به بررسی ظرفیت باربری خاک دو لایه متشکل از یک لایه ماسه در بالا و یک لایه رسی در پایین می پردازد. در این روش بر خلاف روش‌های پیشین فرض می گردد که تنشهای عمودی از زیر پی با یک زاویه ثابت α از درون ماسه تا سطح رس گسترش پیدا می کند (شکل ۱۳)

مقادیر مختلفی برای زاویه جانبی α توسط محققین مختلف ارائه شده است. برای مثال 30° توسط یاماگوشی [۱۹]، $\tan^{-1}(1/2)$ توسط کرافت و هلفریش [۲۰]، 30° و 40° توسط مایزلیفک و کیسلا [۲۱] و Φ' توسط باگلیونی [۲۲].



شکل ۱۳: بلوک ماسه ای بر روی خاک رس با سطوح شیبدار.

نتایج حاصل از این روش برای مقادیر مختلف α محاسبه و بهترین نتیجه در مقایسه با DEM در جدول (۶) قید گردیده است. این نتیجه با استفاده از α برابر 40° درجه به دست آمده است.

روش اوکامورا

اوکامورا یک روش جدید تعادل حدی ارائه داده است که می توان با آن کاستی های روشهای دیگر را جبران کرد. مکانیسم خرابی ارائه شده در این روش مشابه روشهای پیشین می باشد [۸]. این روش نیز برای حالت یک لایه ماسه روی یک لایه رس ارائه گردیده است. در این روش از ضریب k_p رانکین که مربوط به حد پایین مشاهدات می‌باشد، استفاده شده است. فرض می‌شود که ضریب k_p در تنش عمودی روی سطح جانبی بلوک اثر می کند. با در نظر گرفتن تعادل نیروها روی بلوک و همین طور وزن خود بلوک رابطه ظرفیت باربری بدست می آید (شکل ۱۴). نتایج حاصل از این روش در جدول (۶) با

سطحی به صورت سه بعدی روی خاک لایه لایه متشکل از هر نوع خاک رسی یا ماسه ای قابل بررسی می باشد .

۲- روش حاضر بدون هر گونه محدودیتی اعم از دخالت پارامترهای تجربی و غیره تخمینی از ظرفیت باربری پی سطحی روی خاک لایه لایه در حالات مختلف ارائه می دهد. همچنین با استفاده از روش توسعه داده شده، ظرفیت باربری پی سطحی در حضور آب سطحی به صورت سه بعدی قابل بررسی می باشد.

پی های سطحی بر روی خاکهای لایه لایه محدود به حالتی خاص ماسه روی رس بوده و برای دو لایه رسی روی یکدیگر نیز وابسته به پارامترهای تجربی ای مثل K_s ، ضریب مقاومت برش سوراخ کننده و یا c_u می باشد که از نمودارهای مربوطه استخراج می گردد. مقایسه‌هایی تا حد امکان با روش‌های موجود صورت گرفت و نتایج ارائه و بررسی گردید. در پایان اشاره ای گذرا بر مزایای روش گسترش داده شده در المان‌های مجزا خواهیم داشت:
۱- با کمک روش حاضر مسأله ظرفیت باربری پی

مراجع

- 1 - Fellenius, B. H. (1999). *Bearing capacity of footings and piles-a delusion?* DFI Annual meeting, October 14-16, Dearborn, Michigan.
- 2 - Prandtl, L. (1920). *Über die harte plastischer korper*, Nachr.kgl. Ges.Wiss.Gottingen, Math.Phus.Klasse.
- 3 - Terzaghi, K. and Peck R. B. (1967). *Soils Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley, New York.
- 4 - Meyerhof, G. G. (1963). "Some recent research on bearing capacity of foundations." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, PP. 16-26.
- 5 - Hansen, B. and Christensen, N. H. (1969). "Discussion of theoretical bearing capacity of very shallow foundations." by A. L. Larkins, *Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Divisions, ASCE*, Vol. 95, Paper No. SM6, PP. 1568-1572.
- 6 - Brown, J. D. and Meyerhof, G. G. (1969). "Experimental study of bearing capacity in layered clays." *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 2, PP. 45-51.
- 7 - Meyerhof, G. G. (1978). "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4, PP. 565-572.
- 8 - Okamura, M., Takemura. J. and Kimura. T. (1998). "Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods." *Soils and Foundations*, Vol. 38, No.1, PP. 181-194.
- 9 - Purushothamaraj, P., Ramiah, B. K. and Rao, K. N. V. (1973). "Bearing capacity of strip footing in two layered cohesive-friction soil," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, PP. 32-45.
- 10 - Majidi, A. R., Mirghasemi, A. A. (2008). "Seismic 3D bearing capacity analysis of shallow foundations." *Iranian Journal of Science & Technology*, Transaction B, Engineering, Vol. 32, No. B2, PP. 107-124.
- 11 - Majidi, A. R. (2007). *Three Dimensional Analysis of Bearing Capacity of Foundations in Discrete Element Method*, Ph.D. thesis, University of Tehran.
- 12 - Cundall, P. A. and Strack, O. D. L. (1979). "A discrete numerical modeling for granular assemblies." *Geotechnique*, Vol. 29, PP. 45-47.
- 13 - Chang, C. S. (1971). "Discrete element method for bearing capacity analysis." *Computer and Geotechnics*, Vol. 12, PP. 273-288.
- 14 - Chang, C. S. (1992). "Discrete element method for slope stability analysis." *J. of Geotechnics. Eng*, Vol. 118, No. 12, PP. 1889-1905.
- 15 - Chang, C. S. (1994). "Discrete element analysis for active and passive pressure distribution on retaining

- wall.” *Computer and Geotechnics*, Vol. 16, PP. 291-310.
- 16 - Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*, 5th edition, McGraw-Hill, New York.
- 17 - Das, B. M., “Principles of foundation engineering.” Second edition, *PWS-KENT publishing company* Boston.
- 18 - Hanna, A. M. and Meyerhoff, G. G. (1980). “Design chart for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, PP. 300–303.
- 19 - Yamaguchi, H. and Terashi, M. (1971). “Ultimate bearing capacity of the multilayered ground, Proc.” *4th Asian Regional Conf on SMFE*, Bangkok, Thailand, Vol. 1, PP. 99–105.
- 20 - Kraft, L. M. and Helfrich (1983). “Bearing capacity of shallow footing, sand over clay.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, PP. 182-185.
- 21 - Myslivec, A. and Kysela, Z. (1978). *the Bearing Capacity of Building Foundations*, Elsevier Sc. Publ. Comp. Amsterdam, PP. 134-8.
- 22 - Baglioni, V. P., Chow, G. S. and Endley, S. N. (1982). “Fugro Gulf, Inc. Jack-Up Rig foundation stability in stratified soil profiles.” *Offshore Technology Conference*, 3-6 May, Houston, Texas.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Finite Element Method
- 2 - Discrete Element Method
- 3 - Winkler Springs
- 4 - Secant Stiffness
- 5 - Young's Modulus
- 6 - Isotropic Elastic
- 7 - Assemble
- 8 - Convergent
- 9 - Divergent
- 10 - Iterations
- 11 - Projected Area Method