روش اجزاي مجزاي سه‌بعدي در تحليل ظرفيت باربري پي‌هاي سطحي بر روي خاك‌هاي لايه لايه

سمیه نصیری[1] و علی اصغر میرقاسمی[2]*

[1]دانش آموخته کارشناسی ارشد مکانیک خاک و مهندسی پی - پردیس دانشکده هاي فني - دانشگاه تهران

[2]دانشیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده هاي فني - 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 المان‌های مجزای سه بعدی، ارائه شده توسط مجیدی، برای خاک‌های لایه لایه (غیر همگن) و همین طور در حضور آب زیرزمینی گسترش داده شده و نتایج با روش‌ها و تحقیقات صورت گرفته در این زمینه مورد مقایسه قرار گرفته است. در تحقیق حاضر برنامه کامپیوتري نوشته شده قادر است براي حالات مختلف خاك لايه لايه با پارامترهاي مقاومت برشي مختلف و همين طور خاك‌هاي مختلف دانه‌اي و يا چسبنده تخميني از ظرفيت باربري پي سطحي ارائه دهد.

واژه هاي کليدي: ظرفيت باربري پي هاي سطحي، روش المان‌هاي مجزا، خاك‌هاي لايه لايه

مقدمه

روش‌های مختلف تخمین ظرفیت باربری پی های سطحی یکی از مهم‌ترین مباحث مکانیک خاک و مهندسی پی می باشد. روش ایده آل برای بررسی مسایل مهندسي پي شامل روش‌های آزمایشگاهي و مدل‌سازي با مقياس واقعي می باشد. با اينحال اين روش‌ها مشکلات عملي و اقتصادي خود را دارند. اين مشکلات، استفاده از اين روش‌ها را محدود و کم مي کند. براي رفع اين مشكلات مدل‌هاي با مقياس كوچك به عنوان جايگزين به كار گرفته مي شود كه اين مدل‌ها نيز محدوديت‌هاي شرايط مرزي جعبه آزمايش، اندازه پي و دستخوردگي نمونه و تنظيم و راه اندازي آزمايش را دارند. اين آزمايش‌ها مبناي گسترش روش كلاسيك و معروف ظرفيت باربری پي هاي نواري می باشند[1] كه همچنان مورد استفاده مهندسين و طراحان می باشد. مکانیسم کرنش مسطح ارائه شده توسط پرانـدت[2]، سال‌ها بعد توسط ترزاقی [3] به شکل رابطه[4] معروف ظرفیت باربری پی های سطحی ارائه گردید. این رابطه متشکل از سه ضریب اساسی سربار روي تراز پي، وزن و مقاومت برشي خاك می باشد. سالها پس از ارائه اولیه، این ضرایب توسط محققین دیگر از جمله میرهوف[4] وهانسن[5] اصلاح گردیده اند. این روابط بعدها برای حالات خاص خاک از جمله خاک‌های ناهمگن (لایه لایه)، که موضوع بحث حاضر می باشد، گسترش داده شده اند. براون و میرهوف در ۱۹۶۹ رابطه‌ای برای دو لایه رسی ارائه می دهند که متشکل از گسیختگی کلی لایه ضعیفتر و گسیختگی سوراخ کننده لایه قویتر می باشد[6]. میرهوف در سال ۱۹۷۸ رابطه ای برای لایه ماسه ای بر روی لایه رسی ارائه می دهد[7]. دراین رابطه بسته به عمق قرارگیری پی، گسیختگی در لایه ماسه ای و یا رسی رخ می دهد. برای خاک مشابه، اوکامارا و همکاران در۱۹۹۸[8] 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[9] روشي براي سیستمی از لایه هاي تشکیل یافته از خاک‌های c-φ 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 روش‌ها، روش‌های عددی مثل روش المان‌های محدود[1] و روش المان‌های مجزا[2] نیز برای بررسی ظرفیت باربری پی های سطحی گسترش داده شده اند. با کمک روش‌هاي عددي مي توان شرایط واقعی را که در مدلسازي های آزمایشگاهی به دلیل محدودیت‌ها حذف مي شوند، بازسازی کرد. با پیشرفت حافظه و قدرت و سرعت

* نویسنده مسئول : تلفن : ۶۱۱۱۲۹۰۳ ، فاکس : ۶۶۴۰۳۸۰۸ ، Email: aghasemi@ut.ac.ir

محاسـباتی کامپیوترهـا و بـه تبـع برنامـه نویسـي هـای کامپیوتري پیشرفتهای زیادی دراین روش‌هـا بـراي مـدل کردن مسایل مهندسی پی حاصل گردیده اسـت. از جملـه می توان به مدل‌سازي‌های عددی سه بعدی اشاره کرد که موضوع تحقیق حاضر می باشد. تحقیق حاضر روشی ساده و عملی برای تخمین ظرفیت باربری پی های سـطحی بـه روش المان‌های مجزای سـه بعـدی ارائـه مـی دهـد. ایـن تحقیق در اصل بسط مدل ارائه شده توسـط مجیـدی در ۲۰۰۴ [۱۰] و [۱۱] برای خاک‌های نا همگـن مـی باشـد. چکیــده ای از دورنمــا و تاریخچــه ایــن روش و ســپس خلاصه‌ای از مدل ارائه شده توسط مجیدی در ادامه آورده می شود.

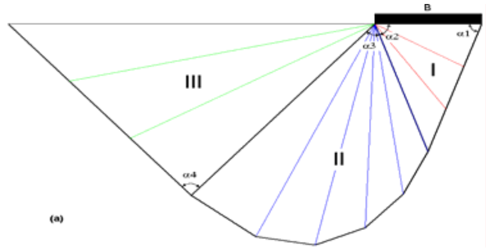
مختصری از تاریخچه روش المان‌هاي مجزا

روش المان‌هاي مجزا (DEM) يك روش عددي است که پیشرو آن کاندال در ۱۹۷۹ مي باشد. وی برای اولین بار از این روش براي مسائل مكانیك سنگ که پیوستگي ای بین قطعات وجود ندارد، استفاده کرد[۱۲] این روش به مفهوم جدید خود اولین‌بار توسط چانگ براي بررسي ظرفیت باربري پي[۱۳]، پایداري شیرواني‌ها[۱۴] و نیز دیوارهاي حائل [۱۵] مورد استفاده قرار گرفت. امروز این روش در حوزه هاي مختلف علمي به کار گرفته مي شود و مي تواند خصوصیات مصالح متنوع، قوانین نیروهاي حجمي و هندسه هاي مختلف را مدل کند. تحقیق حاضر از این روش در جهت تخمین سه بعدی ظرفیت باربری پی‌های سطحی استفاده می نماید. در ذیل خلاصه ای از پس زمینه کار مجیدی[۱۱]که شالوده تحقیق حاضر می باشد ارایه می گردد.

ظرفیــت بــاربری پــی ســطحی بــه روش المان‌های مجزا

سطوح گسیختگي

از آنجا که روش المان‌هاي مجـزاي ارائـه شـده در ایـن بررسـي، در قالـب و چـارچوب روش تعـادل حـدي قـرار مي‌گیرد، لذا فرض یک سطح گسیختگي در ابتداي تحلیل اجتناب نا پذیر می نماید. مجیدی درتحقیق خـود [۱۱] از ایدة تفکیک سطوح گسیختگي به سه ناحیه مجزا، استفاده نموده است. جهت تعریف هندسة گوه محرک، از زوایاي α_1 و α_2، مطابق شکل (۱) استفاده شده است. ناحیـة (II) کـه یک ناحیة انتقالي بـین نـواحي محـرک (I) و مقـاوم (III) بوده و در آن کرنش‌هاي برشي بزرگ مي‌باشد توسط زاویة α_3 و با فرض داشتن هندسة لگاریتم حلزوني، مطابق شکل (۱) تعریف شده است.

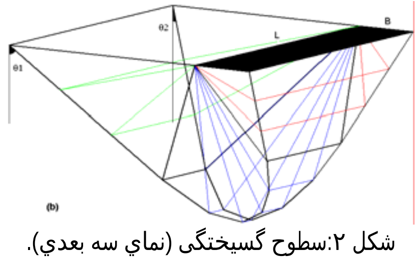


شکل ۱ :سطوح گسیختگی (نماي دو بعدي).

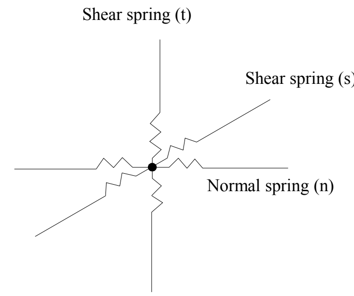
وضعیت وجوه جانبي سطح گسیختگي در فضاي سه‌بعـدي توسط زوایاي θ_1 و θ_2 تعریف گردیده اسـت. در واقـع ایـن زوایا، نشان‌دهندة مقدار انحراف صـفحات تشـکیل دهنـدة ایـن وجـوه جـانبي نسـبت بـه امتـداد Z یـا امتـداد قـائم مي‌باشند (شـکل۲). لازم بـه‌ذکـر اسـت درمـدل مجیـدی نواحي سه‌گانة تشکیل دهندة سطح گسیختگي را مي‌تـوان به‌تفکیک، به هر تعداد دلخواه قطعـه تقسـیم نمـود. مـثلاً مي‌توان ناحیة (I) را بـه N_1 قسـمت، ناحیـة (II) را بـه N_2 قسمت و نیز ناحیة (III) را به N_3 قطعه تقسیم نمود.

اتصال قطعات با فنرهای وینکلر[۳]

در روش اجزاي مجزا، جهـت یکپارچـه‌سـازي و اتصـال سیستم قطعات تشکیل دهندة تودة خاک گسیخته شـده، از فنرهایي بـه نـام فنـر وینکلـر در بـین سـطوح قطعـات استفاده مـي‌شـود. کلیـة سـطوح مشـترک، بـین قطعـات همچنین سطوح مشترک قطعات و سطح گسـیخته شـده، توسط تعداد بي نهایت از این فنرها به یکدیگر متصل شده تا یک سیستم یکپارچه تشکیل گردد. در حالت سه‌بعـدي هر فنر وینکلر شامل سه فنر عمود بر یکدیگر مي‌باشد. یک فنر نرمال که در جهت عمود بر سطح مشترک عمل کـرده و سختي عمودي خاک را مدل مي‌کند. همچنـین دو فنـر مماسي یا برشي عمود بر هم و در صفحة سـطح مشـترک، که سختي برشي خاک را مدل مي‌کنند (شکل ۳).



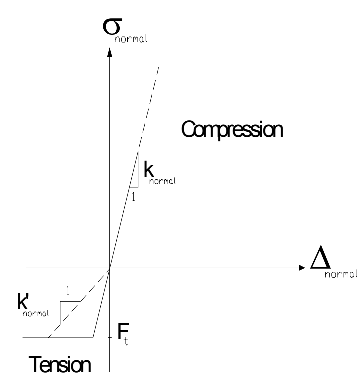
شکل ۲:سطوح گسیختگی (نماي سه بعدي).



شکل ۳: شماي فنرهای وينکلر در حالت سه‌بعدي.

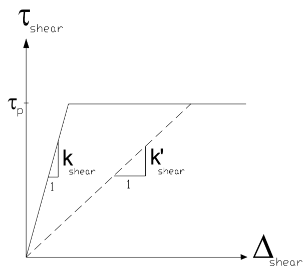
رفتار فنرهاي نرمال يا عمودي، به‌صورت ارتجاعي-خميري ، فرض مي‌گردد. فنرهاي عمودي، در فشار به تسليم نمي‌رسند، اما در کشش، داراي مقاومت کششي معادل مقدار مي‌باشند:

با توجه به شکل (۴)، در حالتي که فنر در وضعيت ارتجاعي (الاستيک) قرار دارد، سختي آن مقدار اولية k_{normal} مي‌باشد. اما درصورت خميري شدن فنر نرمال، با توجه به مقدار کرنش بوجود آمده در آن، مقدار سختي کاهش يافته (k'_{normal}) از روش کاهش سختي وتري[۴]، استفاده مي‌شود. رفتار فنرهاي برشي نيز به‌صورت ارتجاعي-خميري فرض شده است. در فنرهاي برشي يا مماسي نيز چنانچه تنش برشي موجود به مقدار مقاومت برشي فنرها برسد، فنر از حالت ارتجاعي خود خارج شده و رفتار خميري خواهد داشت که در اين حالت مي‌گوييم فنر گسيخته شده است. مقاومت برشي فنرها يا حداکثر تنش برشي قابل بسيج در هر فنر برشي را مي‌توان با توجه به معيار گسيختگي مور-کولمب به‌دست آورد.



شکل ۴ : رفتار تنش-کرنش در فنرهاي عمودي (نرمال).

همانند فنرهاي نرمال، از روش کاهش سختي وتري در هنگام گسيختگي فنرهاي برشي استفاده مي‌شود (شکل ۵).



شکل ۵ : رفتار تنش-کرنش در فنرهاي برشي (مماسي).

در روش المان‌هاي مجزا، مقادير k_{normal} و k_{shear} جهت برآورد سختي اولية فنرهاي نرمال و برشي مورد نياز است. در اين بررسي، از ضريب ارتجاعي خاک (E) يا مدول يانگ[۵] جهت مدل کردن سختي اولية فنرهاي عمودي و نيز ضريب برشي خاک (G) جهت مدل کردن سختي اوليه فنرهاي مماسي استفاده شده است. مقدار نسبت (k_{shear} / k_{normal}) در واقع نشان دهندة نسبت ضريب ارتجاعي خاک به ضريب برشي آن مي‌باشد:

$$\frac{k_{normal}}{k_{shear}} = \frac{E}{G} \qquad (۱)$$

براي يک مادة ارتجاعي همسان[۶] رابطه (۲) بين اين دو مدول برقرار مى باشد:

$$\frac{E}{G} = 2(1+\nu) \qquad (۲)$$

که در آن (ν)، ضريب پواسن ماده مورد نظر مي‌باشد.

با توجه به محدودة تغييرات ضريب پواسن خاک که معمولاً بين صفر تا ۰.۵ متغير است، نسبت (k_{shear} / k_{normal}) بين ۲ تا ۳ تغيير خواهد کرد.

شرح مختصری از روش تحليل

در ابتدا ماتريس سختي کل سيستم و بردار نيروهاي خارجي شامل وزن قطعات، سربار اطراف پي و بارگذاري زلزله در جهات قائم و افقي (سه جهت) تشکيل مي گردد. براي هر قطعه سه نيروي متمرکز در راستاي محورهاي مختصات سراسري (X,Y,Z) و سه لنگر متمرکز حول اين محورها وجود دارد. لذا تعداد عناصر بردار نيروهاي خارجي سيستم معادل 6N خواهد بود که N تعداد قطعات مي‌باشد.

برخلاف روش‌هاي اجزاي محدود و تفاضلات محدود، که در آنها ماتريس سختي به‌صورت آرايه به آرايه تشکيل مي‌گردد، در روش اجزاي مجزاي پيشنهادي، نحوة

تشکيل[۷] ماتريس سختي به‌صورت ترکيب ماتريس‌هايي با ابعاد (۶ در۶) مي‌باشد(رابطه (۳)).

$$[K] = \begin{bmatrix} [K]_{1,1} & [K]_{1,2} & [K]_{1,3} & [K]_{1,4} \\ [K]_{2,1} & [K]_{2,2} & [K]_{2,3} & [K]_{2,4} \\ [K]_{3,1} & [K]_{3,2} & [K]_{3,3} & [K]_{3,4} \\ [K]_{4,1} & [K]_{4,2} & [K]_{4,3} & [K]_{4,4} \end{bmatrix}_{(6N\times 6N)} \quad (۳)$$

در مرحله بعد با استفاده ازرابطه ($\{U\} = [K]^{-1}\ \{F_{ext}\}$) بردار جا به جايي قطعات به دست مي آيد. از ضرب سختي فنرهاي نرمال در جابجايي هر سطح تنش نرمال به دست مي آيد.

$$\sigma_n(P) = K_n \times \Delta P_n \quad (۴)$$

طبق قرارداد، چنانچه (ΔP_n)، مربوط به يک سطح مثبت باشد، نشان‌دهندة دور شدن دو قطعه از يکديگر و در نتيجه ايجاد کشش در فنرهاي نرمال (عمودي) خواهد بود. همچنين در فشار، مقدار (ΔP_n) به‌علت نزديک شدن دو المان به يکديگر، منفي خواهد شد. براي تشخيص اينکه فنر کششي در چه وضعيتي (الاستيک يا پلاستيک) قرار دارد، ابتدا بايد حداكثر جا به جايي مثبت (ΔP_n) را که باعث پلاستيک شدن فنر مي‌شود، محاسبه گردد.

$$k_n = \frac{F_t}{(\Delta P_n)_{max}} \Rightarrow (\Delta P_n)_{max} = \frac{F_t}{k_n} \quad (۵)$$

$$\Delta P_n \geq (\Delta P_n)_{max} \Rightarrow \sigma_n(P) = F_t \quad (۶)$$

$$\Delta P_n < (\Delta P_n)_{max} \Rightarrow \sigma_n(P) = k_n \cdot \Delta P_n \quad (۷)$$

درشرايط پلاستيک يعنی رابطه (۶) سختی فنر نرمال به مقدار k' کاهش داده می شود:

$$\Delta P_n \geq (\Delta P_n)_{max} \Rightarrow k'_n = \frac{F_t}{\Delta P_n} \quad (۸)$$

برای فنرهای برشی نيز به همين ترتيب عمل می گردد يعنی با داشتن تنش نرمال از رابطه موهر-کلمب تنش‌هاي برشي روي هر سطح به دست مي آيد:

$$\tau_P(P_i) = -\sigma_n(P_i)\cdot \tan\phi_i + c_i \quad (۹)$$

مقدار کرنش برشي حداکثر (δ_P) يا کرنش برشي متناسب با مقاومت برشي، براي هر سطح مشترک از رابطه زير محاسبه می گردد:

$$|\Delta P_{shear}| \leq \delta_P(P) \Rightarrow \tau_{shear}(P) = k_{shear}\cdot \Delta P_{shear} \quad (۱۰)$$

$$k_{shear} = \frac{\tau_P(P)}{\delta_P(P)} \Rightarrow \delta_P(P) = \frac{\tau_P(P)}{k_{shear}} \quad (۱۱)$$

$$|\Delta P_{shear}| > \delta_P(P) \Rightarrow \tau_{shear}(P) = \tau_P(P) \quad (۱۲)$$

در حالت پلاستيک مقدار تصحيح شدة ضريب k، با استفاده از روش کاهش سختي وتري، به‌کار مي‌رود.

$$k'_{shear} = \frac{\tau_P(P)}{\Delta P_{shear}} \quad (۱۳)$$

بر اساس آخرين بردار جابجايی قطعات تنش‌ها روی سطوح و سپس با استفاده از فرمولاسيون کلی روش DEM بردار نيروهای داخلی به دست می آيد.

چون تا قبل از بارگذاري، مقدار تغيير شكل سطح مشترک نامعلوم مي‌باشد، لذا به ناچار بايد يک روند سعي و خطا به‌کار گرفته شود. اين روند تکراري تا زماني که تنش‌هاي برشي در سطح تمامي قطعات به‌طور كامل روابط بين تنش و کرنش را ارضاء نمايد، ادامه مي‌يابد. در اين‌صورت تفاضل بردار نيروهاي داخلي به‌دست آمده $\{FM_{INT}\}$ و بردار نيروهاي خارجي $\{FM_{EXT}\}$، از يک حد مشخصي (مثلاً 10^{-3}) کمتر شده و سيستم همگرا[۸] شده است. در غير اين‌صورت يک سيستم واگرا يا غيرهمگرا[۹] خواهيم داشت. همگرايي سيستم، به‌معناي پايداري و گسيخته شدن تمام فنرهاي برشي بر روي کليۀ سطوح گسيختگي است و واگرايي سيستم به معني ناپايداري و گسيختگي کلي مي‌باشد. پس به‌طور خلاصه منظور از سعي و خطا تکرار[۱۰] روند انجام محاسبات از اعمال بردار نيروهاي خارجي $\{FM_{EXT}\}$ و محاسبۀ بردار نيروهاي داخلي $\{FM_{INT}\}$ است، تا اينکه اين تفاضل دو بردار از حد معيني کمتر شود.

روش المان‌های مجزای سه بعدی برای ظرفيت باربری خاک‌های لايه لايه

تعريف خاك لايه لايه

خاک لايه لايه در مدل گسترش داده شده به صورت زير تعريف گرديده است:

خاك در صورتي لايه لايه محسوب مي شود كه مرز دو لايه صفحات گسيختگي زير پي را قطع نمايد . در صورتي كه مرز دو لايه پايين‌تر از محدوده گسيختگي قرار گيرد و هيچيك از صفحات گسيختگي را قطع ننمايد خاك يك لايه (متشكل از لايه اول) محسوب می‌شود.

پس از معرفي عمق لايه اول و در صورت لايه لايه بودن خاك، يک خاک معادل که معرف خصوصيات هردو لايه موجود باشد، جايگزين خاک لايه لايه می گردد. اين

خاک معادل به شرح زیر تعریف گردیده است:

وزن مخصوص خاك معادل

میانگین قابل قبول و نزدیك به واقعیتي براي وزن مخصوص خاك معادل (متشكل از هر دو لایه) در نظر گرفته می شود، به گونه‌اي كه وزن مخصوص هرلایه به صورت جداگانه در محاسبات نیروهاي خارجی (وزن قطعات) وارد گردد. از آنجایي كه وزن مخصوص یک پارامتر حجمی می باشد، حجم محصور بین مرز دو لایه و سطح زمین و صفحات جانبي گسیختگي و همین طور حجم محصور بین مرز بین دو لایه و صفحات پاییني و جانبي گسیختگي بطور جداگانه محاسبه مي گردد. سپس با استفاده از رابطه (۱۴) میانگین حجمي از وزن مخصوص دو لایه گرفته میشود.

$$\gamma_{mean} = \frac{V \times \gamma_1 + V_R \times \gamma_2}{V + V_R} \qquad (۱۴)$$

كه در این رابطه:

V: حجم محصور در بالاي مرز بین دو لایه

V_R: تفاضل حجم كل گسیختگي و V

γ_1: وزن مخصوص لایه اول

γ_2: وزن مخصوص لایه دوم

γ_{mean} :وزن مخصوص میانگین مي باشد.

چسبندگي خاك معادل

چسبندگی هم در تعیین مقاومت كششی فنرهای نرمال و هم در تعیین تنشهای مقاومتی برشی فنرهای برشی بكار می رود. از آنجایي كه چسبندگی روی سطح تعریف می شود، براي منظوركردن اثرات چسبندگي دو لایه خاك با چسبندگي‌هاي متفاوت یک نوع میانگین گیری سطحی از چسبندگی دو لایه گرفته می شود به گونه ایكه چسبندگی هر سطح در تعیین مقاومت برشی فنرهای برشی همان سطح مورد استفاده قرار گیرد. صفحه مشترك بین دو لایه بالایي و پاییني صفحات گسیختگي جانبي را قطع مي كند و مطابق رابطه (۱۵) چسبندگي میانگیني براي دو لایه تعریف مي گردد:

$$C_{mean} = \frac{A \times C_1 + A_R \times C_2}{A + A_R} \qquad (۱۵)$$

كه در این رابطه:C_1 : چسبندگي لایه اول

C_2: چسبندگي لایه دوم

A: مساحت محصور در بالاي مرز بین دو لایه، سطح زمین و سطوح جانبی

A_R : تفاضل A و مساحت كل گسیختگي مي باشد.

زاویه اصطكاك داخلي (φ) خاك معادل

زاویه اصطكاك داخلی خاک نیز همانند چسبندگی در محاسبه مقاومت كششی فنرهای نرمال و تنشهای مقاومتی برشی فنرهای برشی به كار می رود. نحوه میانگین گیري زاویه اصطكاك داخلي دو خاك با زوایاي اصطكاكي مختلف مشابه روش به كار گرفته شده براي چسبندگي كه در بخش قبل ذكر گردید، می باشد. براي به دست آوردن زاویه اصطكاك داخلي خاك معادل از رابطه (۱۶) استفاده شده است:

$$\tan\varphi_{mean} = \frac{A \times \tan\varphi_1 + A_R \times \tan\varphi_2}{A + A_R} \qquad (۱۶)$$

كه در این رابطه :

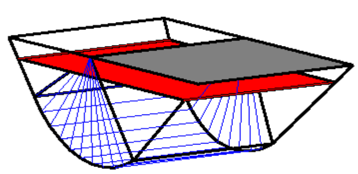
φ_1: زاویه اصطكاك داخلي لایه اول

φ_2: زاویه اصطكاك داخلي لایه دوم مي باشد.

جدول (۱) مقادیر وزن مخصوص، چسبندگي و زاویه اصطكاك داخلي میانگین را براي یك خاك خاص نمایش مي دهد.

مدل‌سازی و نتایج حاصل برای ظرفیت باربری

یك خاك لایه لایه (لایه ماسه روی یک لایه رسی) با مشخصات خلاصه شده درجدول (۱) مدل گردیده است. شكل (۶) ساختار گسیختگی خاک را وقتی لایه اول در عمق ۲۰ سانتي‌متری قرار دارد نمایش می دهد.



شكل ۶ : سطح گسیختگی كلي در خاك دو لایه اي (عمق لایه اول ۲۰سانتي‌متر).

اشكال (۷) الی (۱۰) به ترتیب تغییرات ظرفیت باربري، چسبندگي میانگین، وزن مخصوص میانگین و زاویه اصطكاك داخلي میانگین را نسبت به عمق لایه اول نمایش مي دهد. همان‌طور كه در شكل (۹) ملاحظه می‌گردد برای عمق برابر صفر لایه اول، وزن مخصوص لایه

دوم یعنی مقـدار۱.۲(تـن بـر مترمکعـب) منظـور گردیـده بتدريج با افزايش عمق لايه اول وزن مخصوص بـه سـمت مقدار ۲(تـن بـر متـر مكعـب) رشـد كـرده و از عمـق ۸۰ سانتيمتر به بعد مقدار وزن مخصوص ثابت و همان مقـدار وزن مخصوص لایه اول منظور گردیده است. همـین رویـه در مورد چسبندگی و زاويه اصـطكاک داخلـی نيـز صـادق می‌باشد.

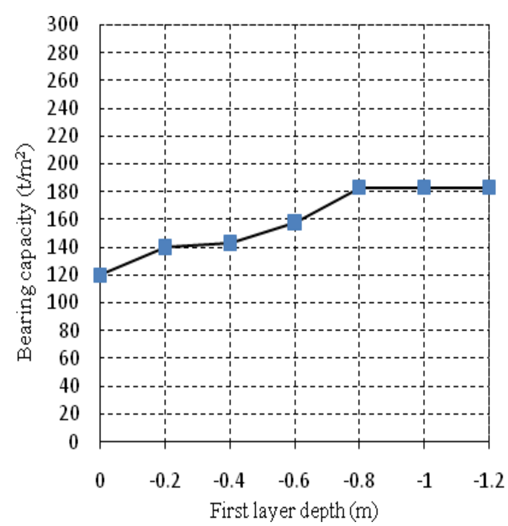
از آنجا که لایه اول دارای پارامترهـای مقاومـت برشـی بیشتری نسبت به لایه دوم مي باشد، با افزایش عمق لایـه اول همان‌طور که در شکل (۷) قابل مشاهده است، ظرفیت باربري به تدريج افزايش مي يابد و با زيـاد شـدن عمـق و عبور مرز دو لايـه از حجـم گسـيختگي، خـاک يـك لايـه محسوب شده و ظرفيت باربري با ظرفيت بـاربري پـي بـر خاك يك لايه (لايه بالايي) برابر می‌گردد.

لايه رسي روي لايه ماسه‌اي

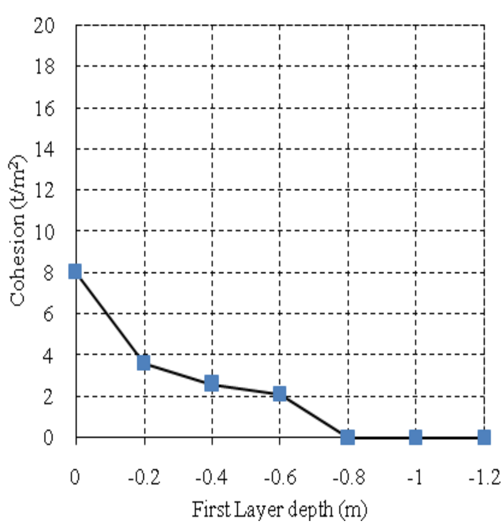
ظرفيت باربري خاك لايه لايه متشكل از يك لايه رسي در بالا و يك لايه ماسه در پايين با مشخصات قيد شده در جدول (۲) در نظر گرفته شده است. تغييرات ظرفيت باربری خاک لایه لایه بر حسب عمق لایه اول در شکل (۱۱) قابل ملاحظه می‌باشد.

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

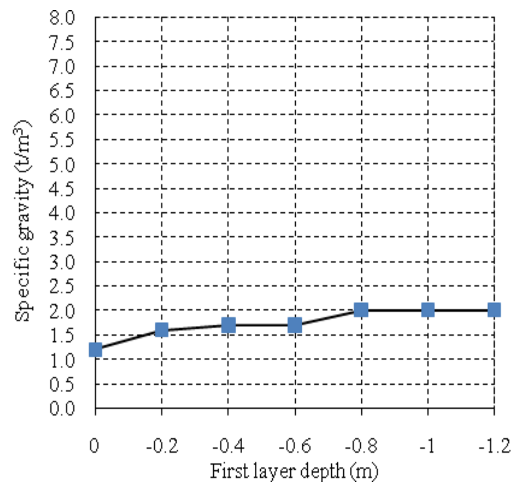
Fist layer depth	m	0	-0.13	-0.15	-0.17	-0.2
Fist layer specific gravity	t/m^3	2	2	2	2	2
Second layer specific gravity	t/m^3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Equivalent layer specific gravity	t/m^3	1.2	1.34	1.49	1.53	1.58
Fist layer cohesion	t/m^2	0	0	0	0	0
Second layer cohesion	t/m^2	8	8	8	8	8
Equivalent layer cohesion	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 ۷ :تغییرات ظرفیت باربري بر حسب عمق.



شکل ۸ : تغییرات چسبندگي بر حسب عمق.

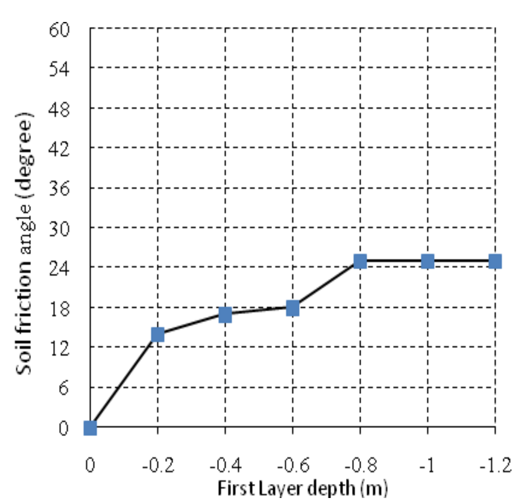


شکل ۹ :تغییرات وزن مخصوص بر حسب عمق.

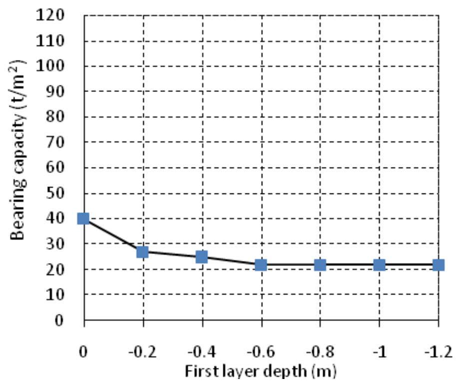
همان‌طور که ملاحظه می‌شود با افزایش عمق لایه رسی که وزن مخصوص کوچکتری نسبت به لایه ماسه‌ای دارا می‌باشد ظرفیت باربری کاهش می‌یابد تا اینکه به مقدار ثابت۲۱ تن بر مترمربع برای یک لایه ماسه‌ای می‌رسد.

حضور آب زیر زمینی

از روش ارائه شده براي خاك‌هاي لايه لايه مي توان براي شرايطي كه آب زير زميني در عمقي از خاك زير پي قرار دارد نيز استفاده كرد. بدين ترتيب كه عمقي از خاك كه در زير سطح آب زير زميني قرار مي گيرد مي تواند مثل يك لايه متفاوت خاك در نظر گرفته شود و مشخصات خاك اين لايه در فضاي تنش موثر در محاسبات وارد گردد.



شکل۱۰: تغييرات زاويه اصطكاك داخلي بر حسب عمق.



شکل ۱۱ : تغييرات ظرفيت باربري براي لايه رسي روي لايه ماسه اي.

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، درصورتي كه سطح آب زير زميني سطوح گسيختگي زير پي را قطع نكند تأثيري در ميزان ظرفيت باربري پي 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 کاهشی آن بر ظرفیت باربری کاهش می‌یابد.

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

جدول۳ : ظرفيت باربري در حضور آب زير زميني.

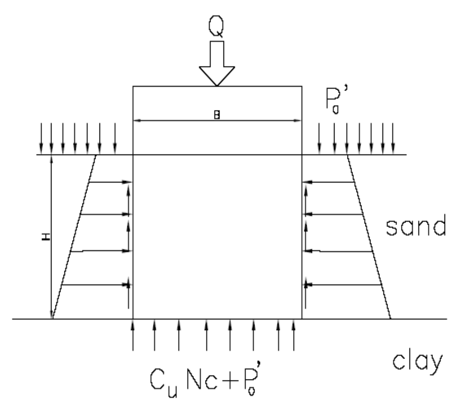
Ground water depth (m)	Bearing capacity DEM (t/m^2)	Bearing capacity HANSEN (t/m^2)
0.2	15.01	15.88
0.4	25.03	18.40
0.6	26.41	20.45
0.8	29.56	22.78
1.0	34.86	-
1.2	34.87	-

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 می گردد. لازم به یادآوری می باشد که از آنجا که روش‌های مورد بررسی در این بخش در حالت دو بعدی و برای پی های نواری می باشند، 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 بعدي نتایج با روش‌هاي دو بعدي براي 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 در۱۹۸۲ [۱۷] و هانا و میرهوف در ۱۹۸۰ [۱۸] گام‌های اساسی بر داشته اند. در این تحقیقات، يك مكانيسم گسيختگي با يك بلوك قائم ماسه بر روی رس در نظرگرفته شده است (شکل ۱۲). مقاومت برشي خاك در طول بلوك در این روش ثابت در نظر گرفته می شود. 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 می توان در محل قرارگيري سطوح گسيختگي یافت. روش DEM فارغ از نوع خاك زير پي سطوح گسيختگي را در محدوده زير پي در نظر گرفته و با توجه به وزن مخصوص و پارامترهاي مقاومتي برشي هر دو لايه و ضخامت هرلايه ظرفيت باربري خاك معادل را به دست می‌دهد.



شکل۱۲: بلوک ماسه ای بر روی خاک رس.

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

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 همین طور 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.

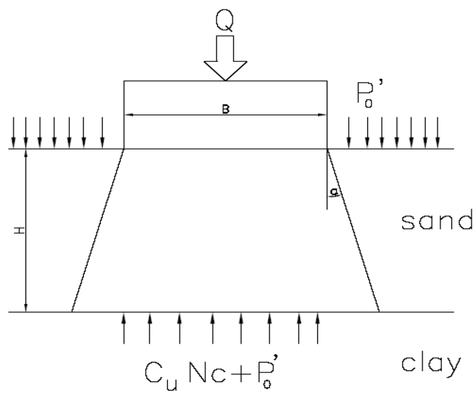
Depth of clay layer (m)	Bearing capacity DEM (t/m^2)	Bearing capacity MEYERHOF (t/m^2)
0.0	39.88	30.84
0.2	60.78	37.11
0.4	65.61	43.38
0.6	67.54	49.34
0.8	72.90	49.34

در این مکانیسم، زیاد شدن عمق لایه اول تأثیر لایه دوم را در ظرفیت باربری کمرنگ می نماید که از این نظر رفتار رابطه میرهوف و DEM مشابه می باشد 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 می گردد در تخمین ظرفیت باربری دخالت می دهد. تفاوت موجود بین دو روش نیز می تواند ناشی از همین تقریب مقاومت برشی لایه اول باشد.

روش محدوده مورد بررسی[11]

این روش به بررسي ظرفيت باربري خاك دو لايه متشكل از يك لايه ماسه در بالا و يك لايه رسي در پايين مي پردازد. در اين روش بر خلاف روش‌های پیشین فرض مي گردد كه تنشهاي عمودي از زير پي با يك زاويه ثابت α از درون ماسه تا سطح رس گسترش پیدا مي كند (شكل ۱۳)

مقادير مختلفي براي زاويه جانبي α توسط محققين مختلف ارائه شده است. براي مثال °۳۰ توسط ياماگوشي [۱۹]، $\tan^{-1}(1/2)$ توسط كرافت وهلفريش[۲۰]، °۳۰ و°۴۰ توسط مايزليفک و كيسلا [۲۱] و φ' توسط باگليوني [۲۲].



شکل۱۳: بلوک ماسه ای بر روی خاک رس با سطوح شیبدار.

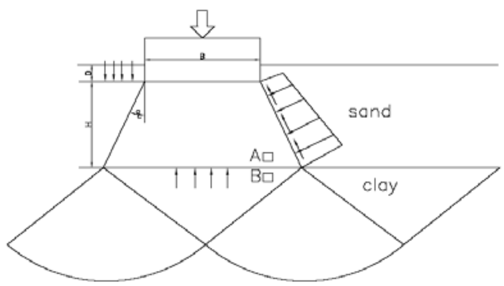
نتایج حاصل از این روش برای مقادیر مختلف α محاسبه و بهترین نتیجه در مقایسه با DEM در جدول (۶) قید گردیده است. این نتیجه با استفاده از α برابر ۴۰ درجه به دست آمده است.

روش اوکامورا

اوكامورا يك روش جديد تعادل حدي ارائه داده است كه مي توان با آن كاستي هاي روشهاي ديگر را جبران كرد. مكانيسم خرابي ارائه شده در اين روش مشابه روشهاي پيشين مي 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 روش DEMو روش محدوده مورد بررسي مورد مقايسه قرار گرفته است.

بحث و بررسی

بررسی نتايج به دست آمده براي ظرفيت باربري پي‌هاي سطحي 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.



شکل۱۴: 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. روش‌هاي موجود براي ظرفيت باربري

پي هاي سطحي بر روي خاكهاي لايه لايه محدود به حالتهاي خاص ماسه روي رس بوده و براي دو لايه رسي روي يكديگر نيز وابسته به پارامترهاي تجربي اي مثل K_s ، ضريب مقاومت برش سوراخ كننده و يا c_a مي باشد كه از نمودارهاي مربوطه استخراج مي گردد. مقايسه‌هايي تا حد امكان با روش‌هاي موجود صورت گرفت و نتايج ارائه و بررسی گرديد. در پايان اشاره اي گذرا بر مزاياي روش گسترش داده شده در المان‌هاي مجزا خواهيم داشت:

١- با كمک روش حاضرمسأله ظرفيت باربري پي سطحي به صورت سه بعدي روي خاك لايه لايه متشكل از هر نوع خاک رسی يا ماسه ای قابل بررسي می باشد .

٢- روش حاضر بدون هر گونه محدوديتي اعم از دخالت پارامترهاي تجربي وغيره تخميني از ظرفيت باربري پي سطحي روي خاك لايه لايه در حالات مختلف ارائه مي دهد. همچنين با استفاده از روش توسعه داده شده، ظرفيت باربري پي سطحي در حضور آب سطحي به صورت سه بعدي قابل بررسی مي باشد.

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). *Uber die harte plasticher 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 درمتن

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