

سیر پیشرفت شبیه سازی حفاری به روش اجزای محدود

ناصر عرفاتی، دکترای ژئوتکنیک، عضو هیئت علمی دانشگاه

آدرس: دانشکده مهندسی عمران - مرکز دانشگاهی تفرش - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

چکیده:

زمانی که رفتار توده خاک الاستیک خطی باشد، بدون توجه به اینکه حفاری در یک یا چندین مرحله شبیه سازی شود، تنش و تغییر مکان نهایی در توده خاک باقیمانده یکسان خواهد بود و عدم تحقق این شرط نشان دهنده نادرست بودن روش بکار برده شده است. این اصل را برای اولین بار ایشیهارا^۱ در سال ۱۹۷۰ به روش تحلیلی نشان داد. در این مقاله با بررسی تاریخچه شبیه سازی حفاری به روش اجزای محدود، اشکالاتی که در بعضی از روشهای پیشنهادی وجود داشته ارائه میگردد و روشی که شرط لازم فوق الذکر را تامین می کند معرفی و آزمایش می گردد. این روش ابتدا بطور جداگانه توسط قابوسی^۲ و پکنولد^۳ و نیز براون^۴ و بوکر^۵ ارائه گردید، سپس بورجا^۶ و همکارانش با بکارگیری تکنیک عددی ویژه ای این روش را بسط داده و موفق شدند برای حفاری در محیطهایی که از قوانین رفتاری الاستوپلاستیک یکنواخت منقبض شونده^۷ و الاستوپلاستیک کامل^۸ با معیار شکست فون میزس^۹ و یا دروکر-پراگر^{۱۰} تبعیت می کنند نیز به نتایج یکسان تنش و تغییر مکان نهایی که به تعداد مراحل حفاری نیز غیر وابسته است دست یابند.

مقدمه:

در ژئوتکنیک، نیروهای متعارف وارد بر خاک و سازه های وابسته عمدتاً شامل نیروهای وزنی (وزن خاک و سازه ها) و نیز بارگذاریهای ناشی از اعمال سرباره، پیش تنیدگی، تزریق و ... میشود. به این بارگذاری ها می توان اصطلاح بارگذاری معادل را نیز اضافه کرد که برای شبیه سازی اثرات مکانیکی حفاری، تورم خاک، تغییرات حرارت در خاک و ... بکار می رود. تمام این به اصطلاح بارگذاری ها را می توان بر اساس نیروهای داخلی ناشی از تنش اولیه موجود در خاک و سازه ها بدست آورد. از مسائل بسیار جالب و پراهمیت در ژئوتکنیک شبیه سازی حفاری است و بطور کلی روشهای شبیه سازی حفاری به روش اجزای محدود را می توان در دو گروه اصلی تقسیم بندی کرد.

در گروه اول نیروهای گرهی معادل حفاری بر اساس تنش موجود در المانهای مجاور ناحیه مورد حفاری بدست می آیند. بدین قاعده که توده خاکی که در قبل از حفاری در تعادل است تعادلش بهم نمی خورد اگر ناحیه مورد حفاری برداشته شده و با نیروهای داخلی ناشی از تنش اولیه موجود در توده خاک مورد حفاری جایگزین شود. در این حال حفاری یک توده خاک را میتوان با اعمال این نیروهای داخلی، در جهت مخالف، به توده خاک باقیمانده، شبیه سازی کرد. این نیروها در واقع نوعی بارگذاری مجازی معادل مفهوم حفاری در توده خاک هستند.

- | | | | |
|------------------------------|--------------|--|---------------------|
| 1- Ishihara | 2- Ghaboussi | 3- Pecknold | 4- Brown |
| 5- Booker | 6- Borja | 7- Monotonically shrinking elastoplastic | |
| 8- Elastic-Perfectly plastic | | 9- Von Mises | 10 - Drucker-Prager |

در گروه دوم که شامل روش توصیه شده در این مقاله نیز می شود، نیروهای حفاری بر اساس روابط کلی تعادل و از اختلاف بین نیروهای خارجی اعمال شده (وزن خاک) و نیروهای داخلی منتجه از تنش موجود در المانها محاسبه می شوند.

تاریخچه شبیه سازی حفاری به روش اجزای محدود :

بنظر میرسد دونکن^۱ و دنلب^۲ (۱۹۶۹) [۹]، کلاف^۳ و دونکن (۱۹۷۱) [۶] و [۸] و نیز وونگ^۴ (۱۹۷۱) اولین کسانی بوده اند که اقدام به شبیه سازی حفاری در چند مرحله به روش اجزای محدود کرده اند. آنها پیشنهاد میکنند که نیروهای گرهی معادل حفاری بوسیله تنش موجود در فصل مشترک ناحیه مورد حفاری و ناحیه باقیمانده از حفاری، در هر مرحله n مطابق رابطه زیر محاسبه شود.

$$F_n = - \int_{\Gamma_n} (N^T \sigma_{n-1}) d\Gamma \quad (1)$$

در این رابطه F_n بردار نیروهای گرهی معادل در مرحله n ، Γ_n سطح حفاری در مرحله n ، σ_{n-1} تنش اولیه معادل تنش نهایی مرحله قبل در گره های واقع بر سطح حفاری و N ماتریس توابع شکل^۵ می باشد. مشکل اساسی این روش تخمین دقیق تنش در گره های واقع بر سطح حفاری است زیرا تنش معمولاً در نقاط گوس محاسبه می شود و در این نقاط دقیقتر است و در دیگر نقاط با برون یابی نسبت به این نقاط بدست می آید.

کریستیان^۶ و وونگ (۱۹۷۳) [۵] روش فوق الذکر را که در دنباله به اختصار کلاف نامیده می شود در یک حفاری یک و چند مرحله ای در توده خاکی که رفتار الاستیک خطی دارد بکار می برند و به نتایج نهایی غیر یکسان تنشها و تغییر مکانها میرسند. آنها اظهار می دارند که ؛ هر چه تخمین دقیق تری از تنش اولیه در سطح حفاری انجام گیرد نتایج دقیقتری از تنشها و تغییر مکانهای نهایی نیز حاصل می گردد معذک تخمین تنش اولیه در گره ها همیشه ساده نبوده و مثلاً در کنج حفاری که چندین المان در مجاورت آن قرار می گیرند نیازمند قضاوت صحیح مهندسی است.

در اینجا ذکر این نکته لازم است که اختلاف عمده ای بین دقت بیشتر و نیز وابستگی یا عدم وابستگی نتایج به تعداد مراحل حفاری وجود دارد. به بیان دیگر با بکار گیری روش عددی صحیح، بهر حال و با هر دقتی بایستی به نتایج یکسان در پایان حفاری در محیط الاستیک خطی دست یافت و این اصلی است که توسط ایشیهارا (۱۹۷۰) [۱۲] اثبات شده است.

برای رفع مشکل بوجود آمده در روش کلاف، چاندراسکاران^۷ و کینگ^۸ (۱۹۷۴) [۴] روش خاصی را پیشنهاد می کنند که در آن پس از محاسبه دقیق تنش اولیه که معمولاً ژئواستاتیک^{۱۱} فرض می شود، در مراحل بعدی نیاز به محاسبه مجدد تنش در گره ها نیست. در اولین مرحله حفاری نیروهای گرهی منتجه از تنش اولیه، با استفاده از رابطه (۱) در سطوح لایه های مختلف حفاری محاسبه می شود و اولین مرحله حفاری با اعمال این نیروهای گرهی بر محدوده اولین لایه حفاری شبیه سازی می گردد. در مراحل بعدی با ضرب سختی المانهای باقیمانده در تغییر مکان ناشی از هر مرحله حفاری، تغییرات بوجود آمده در نیروهای اولیه در گره های باقیمانده محاسبه می شوند و نیروهای گرهی هر مرحله حفاری از جمع برداری نیروهای اولیه و نیروهای ناشی از تغییرات دیگر مراحل حفاری بدست می آیند. این روش با وجود سادگی و صحت، تنها برای محیطهای الاستیک خطی که در آن سختی المانها ثابت است کاربرد داشته و عمومیت ندارد.

مانا^{۱۱} (۱۹۷۸) [۱۳] روش دیگری پیشنهاد می کند که در آن نیروهای گرهی معادل حفاری بر اساس تنش موجود در نقاط گوس و مطابق رابطه زیر محاسبه می شود.

$$F_n = \sum_{V_n} \int (B^T \sigma_{n-1}) dV_n \quad (2)$$

در این رابطه F_n بردار نیروهای گرهی معادل حفاری در مرحله n ، M تعداد المانهای حفاری شده ای که با ناحیه حفاری نشده در مرحله n مرز مشترک دارند، V_n حجم ناحیه حفاری شده در مرحله n ، B ماتریس کرنش-تغییر مکان^{۱۱} و σ_{n-1} تنش اولیه

1- Duncan	2- Dunlop	3- Clough	4- Wong
5- Shape function	6- Christian	7- Chandrasekaran	8- King
9- Geostatic	10 - Mana	11 - Strain-displacement matrix	

معادل تنش نهایی مرحله قبل می باشد.

روش "مانا" هر چند به نتایج یکسان و غیر وابسته به تعداد مراحل حفاری منتهی شد اما دیسای و سارگاند^۱ (۱۹۸۴) |۷| در یک مثال حفاری یک بعدی نشان دادند که روش "مانا" صحیح نیست و اصولاً به جای روش تغییر مکان^۲ که تا آن روز عمومیت داشت، آنها پیشنهاد به استفاده از روش هیبرید^۳ می کنند که در آن تنش ها در داخل المانها محاسبه می شوند و تغییر مکانها در سطح المانها.

بار دیگر با استفاده از روش تغییر مکانها، قابوسی و پکتولد (۱۹۸۴) |۱۰| و نیز براون و بوکر (۱۹۸۵) |۲| بطور جداگانه، روش جدیدی برای شبیه سازی حفاری پیشنهاد می کنند. در این روش نیروهای ناشی از حفاری بر اساس روابط کلی تعادل و از اختلاف بین نیروهای خارجی اعمال شده (وزن المانها) و نیروهای داخلی ناشی از تنشها محاسبه می شوند. آنها با ذکر علت خطای روشهای قبلی ثابت می کنند که استفاده از روش پیشنهادی آنها که در دنباله به اختصار "قابوسی" نامیده می شود، به نتایج نهایی صحیح و غیر وابسته به تعداد مراحل حفاری در یک محیط الاستیک خطی منجر خواهد شد. رابطه تعادل برای حفاری مرحله n بصورت زیر است.

$$K_n \Delta U_n = P_n - I_{n-1} \quad (3-a)$$

یا

$$\left(\int_{\Omega_n} (B^T C B) d\Omega \right) \Delta U_n = \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n-1}) d\Omega \quad (3-b)$$

در این رابطه K_n ماتریس سختی^۴ در مرحله n، ΔU_n تغییرات بردار تغییر مکانهای گرهی در مرحله n، P_n بردار نیروهای خارجی اعمال شده در مرحله n، I_{n-1} بردار نیروهای داخلی وابسته به تنش σ_{n-1} ، Ω_n حجم توده خاک باقیمانده پس از حفاری مرحله n، σ_{n-1} تنش اولیه معادل تنش نهایی مرحله قبل در المانهای باقیمانده، γ وزن حجمی توده خاک، C ماتریس رابطه تنش- کرنش^۵ و N ماتریس توابع شکل می باشند.

بورجا و همکارانش (۱۹۸۹) |۲| با الگو گرفتن از روش "قابوسی" تکنیک عددی جدیدی برای شبیه سازی حفاری ارائه می دهند که در محیطهای الاستوپلاستیک یکنواخت منقبض شونده و الاستوپلاستیک کامل با معیار شکست فون میزس و یا دروکر-پراگر نیز صرف نظر از تعداد مراحل حفاری، به نتایج یکسان و صحیح تنشها و تغییر مکانها منجر می شود. معادله تعادل این روش که در دنباله به اختصار "بورجا" نامیده می شود برای تکرار^۶ k در مرحله n حفاری بصورت زیر است.

$$K_n^k \Delta U_n^k = P_n - I_{n,k}^{m} \quad (4-a)$$

یا

$$\left(\int_{\Omega_n} (B^T C_n^k B) d\Omega \right) \Delta U_n^k = \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n,k}^{m}) d\Omega \quad (4-b)$$

در این رابطه K_n^k ماتریس سختی تانژانت^۸ وابسته به ماتریس رابطه تنش-کرنش^۷ C_n^k که در هر تکرار k در مرحله n حفاری تصحیح میشود. ΔU_n^k تغییرات بردار تغییر مکان در هر تکرار k از مرحله n، P_n بردار نیروهای خارجی در مرحله n، $I_{n,k}^{m}$ بردار نیروهای داخلی وابسته به تنش $\sigma_{n,k}^{mi}$ ، $\sigma_{n,k}^{mi}$ برای $k=1$ برابر با تنش نهایی در مرحله (n-1) و برای $k>1$ برابر با تنش نهایی در تکرار قبل یعنی (k-1) در همان مرحله n، Ω_n حجم توده خاک باقیمانده پس از حفاری مرحله n، γ وزن حجمی توده خاک و N ماتریس توابع شکل می باشند.

1- Desai

2- Sargand

3- Displacement finite element method

4- Hybrid finite element method

5- Stiffness matrix

6- Stress-strain matrix

7- Iteration

8- Tangential stiffness matrix

فرمول بندی روش قابوسی:

یک حفاری چند مرحله ای با تنش اولیه σ_0 و کرنش اولیه $\varepsilon_0 = 0$ را در نظر می گیریم و فرض می کنیم که توده خاک تحت تأثیر نیروهای حجمی γ و نیروهای سطحی t که در خارج ناحیه مورد حفاری به خاک اعمال می شود قرار دارد. پس از حفاری مرحله n حجم توده خاک باقیمانده Ω_n و سطح آن Γ_n است. برای تخمین نیروهای گرهی که در طی حفاری مرحله n به این حجم وارد می شود از اصل کار مجازی^۱ استفاده میشود و نیروهای گرهی مورد نظر، بر پایه معادلات کلی تعادل و با تحمیل تغییر مکان گرهی مجازی در پایان حفاری مرحله n و با مساوی قرار دادن کار داخلی و کار خارجی بدست می آیند. اگر $\delta\mu$ تغییر مکان مجازی و $\delta\varepsilon$ و δu کرنش و تغییر مکان گرهی مربوطه باشند تعادل بین کار داخلی ناشی از تنشها و کار خارجی ناشی از نیروهای حجمی γ و نیروهای سطحی t به صورت زیر بیان می گردد.

$$\int_{\Omega_n} (\delta\varepsilon^T \sigma_n) d\Omega = \int_{\Omega_n} (\delta\mu^T \gamma) d\Omega + \int_{\Gamma_n} (\delta\mu^T t) d\Gamma \quad (5)$$

از آنجاییکه:

$$\Delta\varepsilon_n = \varepsilon_n - \varepsilon_{n-1} \quad (6-a)$$

$$\Delta\sigma_n = \sigma_n - \sigma_{n-1} \quad (6-b)$$

$$\Delta\sigma_n = C \Delta\varepsilon_n \quad (6-c)$$

$$\Delta u_n = u_n - u_{n-1} \quad (6-d)$$

رابطه (۵) را می توان به صورت زیر نوشت.

$$\int_{\Omega_n} (\delta\varepsilon^T (\Delta\sigma_n + \sigma_{n-1})) d\Omega = \int_{\Omega_n} (\delta\mu^T \gamma) d\Omega + \int_{\Gamma_n} (\delta\mu^T t) d\Gamma \quad (7)$$

$$\int_{\Omega_n} (\delta\varepsilon^T C \Delta\varepsilon_n) d\Omega = - \int_{\Omega_n} (\delta\varepsilon^T \sigma_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega_n} (\delta\mu^T \gamma) d\Omega + \int_{\Gamma_n} (\delta\mu^T t) d\Gamma \quad (8)$$

$$\int_{\Omega_n} (\delta u^T B^T C B \Delta u_n) d\Omega = - \int_{\Omega_n} (\delta u^T B^T \sigma_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega_n} (\delta u^T N^T \gamma) d\Omega + \int_{\Gamma_n} (\delta u^T N^T t) d\Gamma \quad (9)$$

N ماتریس توابع شکل و B ماتریس رابطه کرنش-تغییر مکان است. با حذف تغییر مکان مجازی از کلیه عبارتهای فوق خواهیم داشت:

$$\int_{\Omega_n} (B^T C B) d\Omega \Delta U_n = - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega + \int_{\Gamma_n} (N^T t) d\Gamma \quad (10-a)$$

یا

$$K_n \Delta U_n = -I_{n-1} + P_n + S_n \quad (10-b)$$

رابطه (۱۰) معادله کلی تعادل پس از حفاری مرحله n است. عبارتهای سمت راست این معادله بترتیب معرف نیروهای داخلی ناشی از تنش در حجم باقیمانده، نیروهای خارجی ناشی از وزن توده خاک باقیمانده و نیروهای سطحی اعمال شده به سطح خاک واقع در خارج ناحیه مورد حفاری است (در حالت حفاری بدون نیروهای خارجی سطحی، عبارت نیروهای سطحی حذف می شوند).

1- Virtual work

مقایسه روش قابوسی و روش کلاف:

بر دیگر معادله کلی تعادل در روش قابوسی را برای \mathbf{n} امین مرحله حفاری می نویسیم.

$$F_n = \left(\int_{\Omega_n} (B^T C B) d\Omega \right) \Delta U_n = \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n-1}) d\Omega \quad (3-b)$$

با توجه به قضیه دیورژانس^۱، آخرین عبارت از رابطه فوق را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد.

$$\int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega_n} (N^T \operatorname{div} \sigma_{n-1}) d\Omega - \int_{\Gamma_n} (N^T \sigma_{n-1}) d\Gamma \quad (11)$$

از ترکیب دو رابطه فوق خواهیم داشت:

$$F_n = - \int_{\Gamma_n} (N^T \sigma_{n-1}) d\Gamma + \int_{\Omega_n} (N^T (\gamma + \operatorname{div} \sigma_{n-1})) d\Omega \quad (12)$$

در این معادله عبارت $\gamma + \operatorname{div} \sigma_{n-1}$ باقیمانده ناشی از عدم برآورده شدن تعادلهای موضعی^۲ و عبارت

سهم این باقیمانده در بردار نیروهاست. تنها در اولین مرحله حفاری (یا حفاری در یک

مرحله) که $\varepsilon_0 = 0$ و تنشهای اولیه موجود در خاک تنشهای ژئواستاتیک یا ثابت فرض می شوند، تعادل بین تنش اولیه و وزن توده خاک برقرار است. در این صورت خواهیم داشت:

$$\gamma + \operatorname{div} \sigma_0 = 0 \quad (13)$$

و لذا تنها در اولین مرحله حفاری (یا حفاری در یک مرحله) رابطه زیر معتبر است.

$$F_1 = - \int_{\Gamma_1} (N^T \sigma_0) d\Gamma \quad (14)$$

رابطه (۱۴) همان روش کلاف در بدست آوردن نیروهای گرهی معادل حفاری است.

مقایسه روش قابوسی و روش بورجا:

بر دیگر روابط کلی دو روش مذکور را یادآور می شویم:

$$\text{Ghaboussi : } \left(\int_{\Omega_n} (B^T C B) d\Omega \right) \Delta U_n = \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n-1}) d\Omega \quad (3-b)$$

$$\text{Borja : } \left(\int_{\Omega_n} (B^T C_n^k B) d\Omega \right) \Delta U_n^k = \int_{\Omega_n} (N^T \gamma) d\Omega - \int_{\Omega_n} (B^T \sigma_{n,k}^m) d\Omega \quad (4-b)$$

از آنجاییکه در آنالیز الاستیک خطی، معادلات تنها پس از اولین تکرار ($k=1$) به جواب می رسند، در این حالت روش

بورجا با روش قابوسی معادل است. این حالت در مثال (۱) بررسی می شود.

اختلاف اساسی بین دو روش به الگوریتم آنها در حل عددی معادلات غیر خطی مربوط می شود. در روش قابوسی از

یک استراتژی مرحله به مرحله استفاده شده است در حالی که در روش بورجا از یک استراتژی تکرار^۵ استفاده شده است. با

نگاهی به دو معادله فوق در مییابیم که در هر دو روش نیروهای خارجی ناشی از وزن المانها یکسان و در ابتدای هر مرحله \mathbf{n}

حفاری محاسبه و در طول همان مرحله ثابت می مانند. حال اگر در روش قابوسی از حل عددی ماتریس سختی تانژانت استفاده

شود طرف اول هر دو معادله فوق نیز یسان و اختلاف باقیمانده بین دو روش در محاسبه نیروهای داخلی خواهد بود. در روش

قابوسی نیروهای داخلی ناشی از تنشهای اولیه در ابتدای هر مرحله \mathbf{n} حفاری محاسبه و در طول همان مرحله ثابت می مانند

1- Divergence Theorem

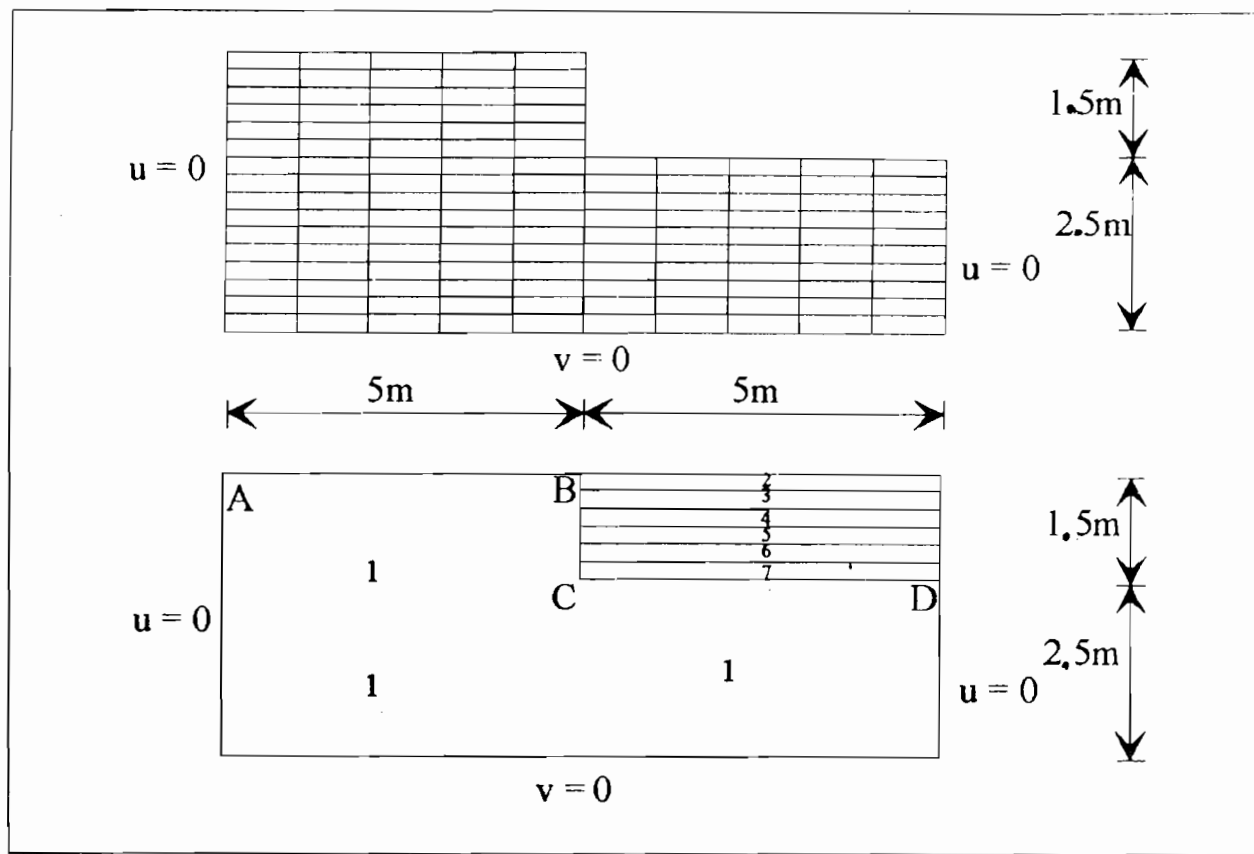
2- Residual

3- Local equilibrium condition

4- Incremental solution strategy

5- Iterative solution strategy

در حالیکه در روش 'بورجا' این نیروها در هر تکرار k از مرحله n مجدداً فعال و تصحیح میشود. تاثیر این اختلاف را در مثال (۲) بررسی می کنیم.



شکل (۱) هندسه و شبکه المانها برای مثال حفاری در چند مرحله پیاپی [۱].

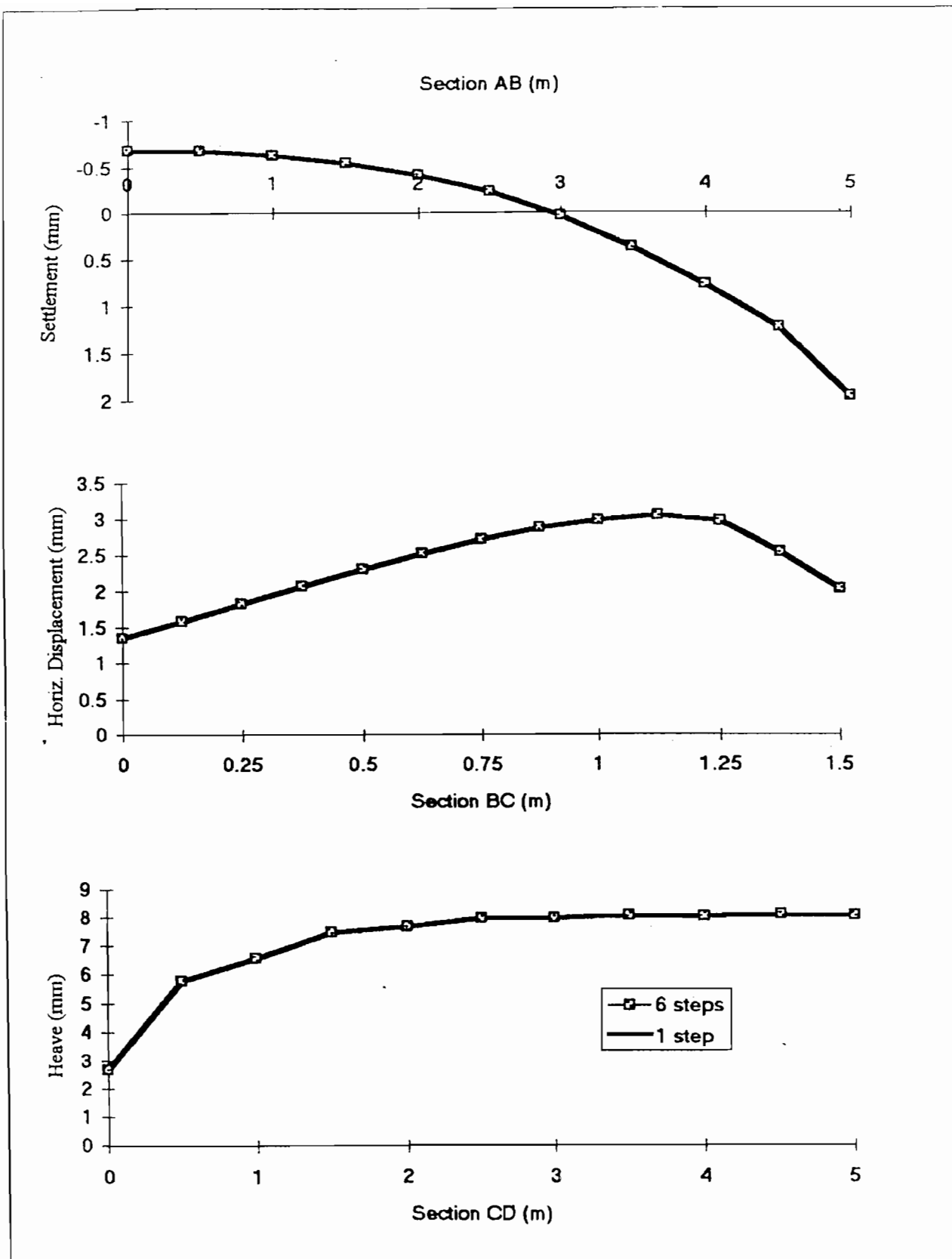
مثال (۱) مقایسه روشهای 'قابوسی' و 'بورجا' در محیط الاستیک خطی :

شکل (۱) یک مثال حفاری در ۶ مرحله را نشان می دهد. شبکه المانها از ۱۶۰ المان چهار ضلعی هشت گرهی و ۵۲۳ گره تشکیل شده است و در هر مرحله حفاری یک لایه به ضخامت ۰/۲۵ متر و عرض ۱۰ متر برداشته می شود. قبل از حفاری توده خاک در تعادل و تنها تحت تاثیر نیروی وزن خود خاک است. تنش اولیه ژئواستاتیک ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ & $K_0 = 0.75$) فرض میشود و مشخصه های الاستیک خاک ($E = 8000 \text{ kPa}$ & $\nu = 0.2$) میباشدند. حفاری توده خاک نواحی ۲ الی ۷ به دو روش 'قابوسی' و 'بورجا' و برای هر دو روش در دو حالت حفاری در یک مرحله و نیز حفاری در ۶ مرحله پی در پی انجام می گیرد. شکل (۲) نتایج نهایی تغییر مکان خاک در ۳ مقطع AB و BC و CD را نشان میدهد. این نتایج برای هر دو روش در دو حالت ۱ مرحله ای و نیز ۶ مرحله ای دقیقاً برابرند و نشانگر صحت و قابلیت هر دو روش در شبیه سازی حفاری در محیط الاستیک خطی میباشد.

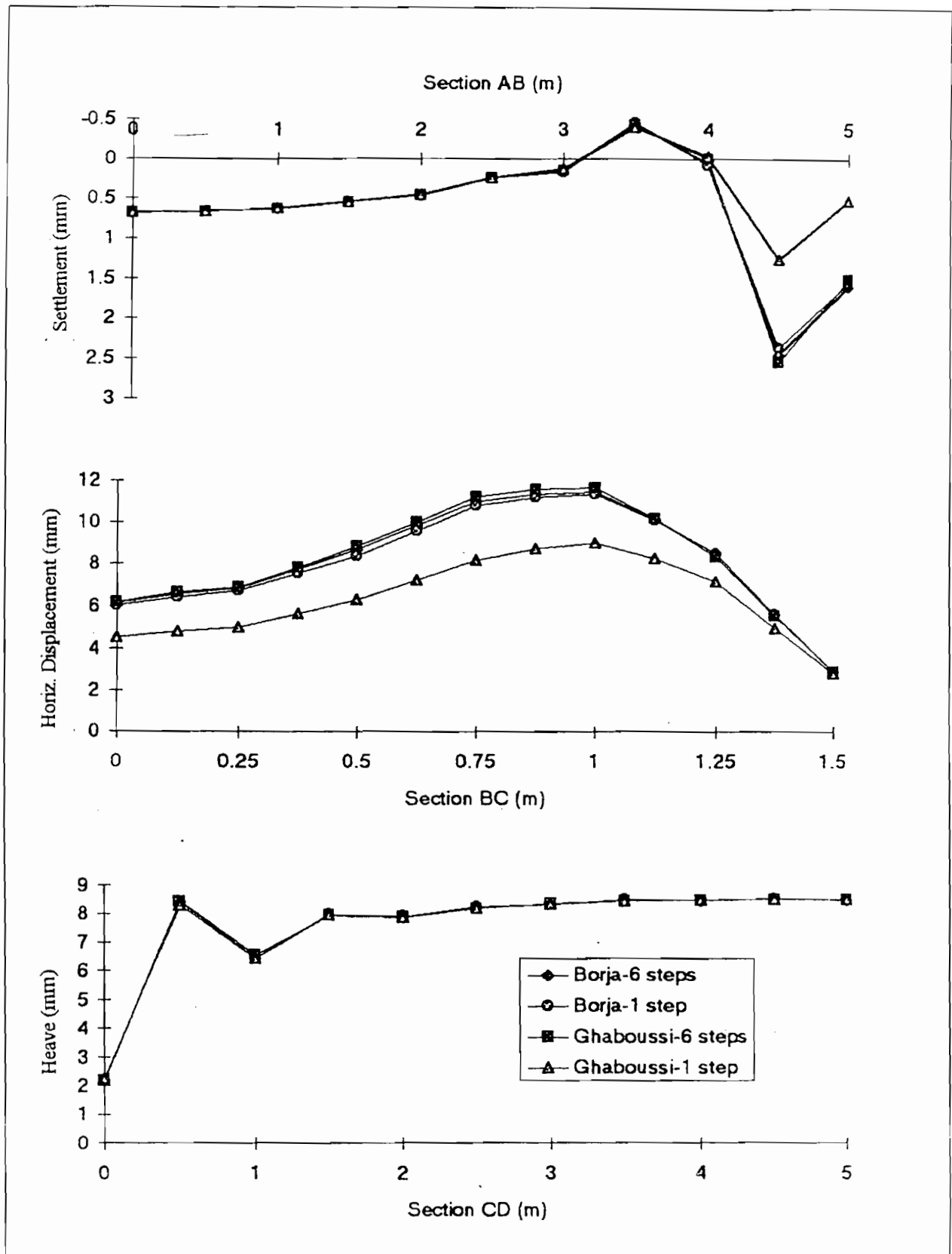
مثال (۲) مقایسه روشهای 'قابوسی' و 'بورجا' در محیط الاستوپلاستیک :

با فرض قبول همان هندسه، شرایط اولیه و شرایط حدی مثال قبل (شکل ۱)، در اینجا تنها رفتار توده خاک تغییر کرده و از قانون رفتاری الاستوپلاستیک کامل با معیار شکست دروکر-پراگر پیروی میکند. پارامترهای مشخص کننده رفتار خاک در این حال بشرح زیر می باشند.

$$E = 8000 \text{ kPa} \quad \& \quad \nu = 0.2 \quad \& \quad \kappa = 2.45 \text{ kPa} \quad \& \quad \alpha = 0.15 \quad \& \quad \beta = 0.15$$



شکل (۲) مقایسه تغییر مکانهای نهایی به دوروش "Ghaboussi" و "Borja" برای حفاری در توده خاک الاستیک [۱].



شکل (۳) مقایسه تغییر مکانهای نهایی به دو روش "Borja" و "Ghaboussi" برای حفاری در توده خاک الاستوپلاستیک، کامل با معیار شکست Drucker-Prager [۱].

بار دیگر حفاری توده خاک نواحی ۲ الی ۷ به دو روش "قابوسی" و "بورجا" و برای هر دو روش در دو حالت حفاری در یک مرحله و نیز حفاری در ۶ مرحله پی در پی انجام می گیرد. شکل (۳) نتایج نهایی تغییر مکان خاک در ۳ مقطع AB و BC و CD را نشان می دهد. خاطر نشان میشود که حفاری به ارتفاع ۱/۵ متر بدون دیوار حائل در خاکی با پارامترهای فوق غیر واقعی است و یقیناً شکست قبل از حفاری تا این عمق حادث شده است، معذک این انتخاب آزادی بوده و مقصود دستیابی به یک ناحیه پلاستیک بزرگ در توده خاک باقیمانده و تحقیق قابلیت عددی روش پیشنهادی در محیط پلاستیک است.

از مقایسه این منحنی ها نتیجه میگیریم که :

الف - در روش "بورجا" تغییر مکانهای حفاری یک مرحله ای و در ۶ مرحله پی در پی همواره برابر و نشانگر صحت و قابلیت روش در شبیه سازی حفاری در محیطهای الاستوپلاستیک است.

ب - مقایسه تغییر مکانهای بدست آمده در هر چهار مورد دلالت بر آن دارد که در حفاری در یک محیط الاستوپلاستیک، با افزایش تعداد مراحل حفاری، نتایج روش "قابوسی" به نتایج روش "بورجا" نزدیک می شود. این مطلب را میتوان اینطور تفسیر کرد که تنش اولیه در مراحل پی در پی حفاری به روش "قابوسی" نقش مشابه فعال شدن مجدد تنش در تکرارهای پیایی در روش "بورجا" را دارد.

همچنین سرعت همگرایی در حل عددی روش "بورجا" بسیار بالا و در مراحل مختلف این مثال همواره کمتر از ۱۰ تکرار بوده است.

نتیجه گیری :

در این مقاله ابتدا تاریخچه روشهای شبیه سازی حفاری به روش اجزای محدود بررسی و اشکالاتی که در بعضی از آنها وجود داشته عنوان گردید. سپس روشی برای شبیه سازی حفاری در محیطهای الاستیک خطی، الاستوپلاستیک یکنواخت منقبض شونده و نیز الاستوپلاستیک کامل با معیار شکست فون میزس و یا معیار شکست دروکر-پراگر توصیه و صحت آن امتحان گردید. روش توصیه شده به نتایج صحیح تنش و تغییر مکان نهایی، که به تعداد مراحل حفاری نیز غیر وابسته است منتهی میگردد.

مراجع :

1- Arafati N. "Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol", Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 231 pages, 1996.

2- Borja R.I., Lee S.R., Seed R.B. "Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils", International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 13, 231-249, 1989.

3- Brown P.T., Booker J.R. "Finite element analysis of excavation", Computers and geotechnics, Vol. 1, 207-220, 1985.

4- Chandrasekaran V.S., King G.J.W. "Simulation of excavation using finite elements", Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 100, No. GT9, 1086-1089, 1974.

5- Christian J.T., Wong I.H. "Errors in simulating excavation in elastic media by finite elements", Soils and foundations, Vol. 13, No. 1, 1-10, 1973.

6- Clough G.W., Duncan J.M. "Finite element analysis of retaining wall behavior", Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM12, 1657-1673, 1971.

- 7- Desai C.S., Sargand S. "Hybrid finite element procedure for soil-structure interaction", *Journal of geotechnical engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 4, 473-486, 1984.
- 8- Duncan J.M., Clough G.W. "Finite element analyses of Port Allen lock", *Journal of soil mechanics and foundation division*, ASCE, Vol. 97, No. SM8, 1053-1066, 1971.
- 9- Duncan J.M., Dunlop P. "Slopes in fissured clays", *Journal of soil mechanics and foundation division*, ASCE, Vol. 95, No. SM2, 467-492, 1969.
- 10- Ghaboussi J., Pecknold D.A. "Incremental finite element analysis of geometrically altered structures", *International journal for numerical methods in engineering*, Vol. 20, 2051-2064, 1984.
- 11- Humbert P., Piau J.-M., Dubouchet A. "CESAR-LCPC. Bibliothèque d'exemples. Modélisation des phases de construction d'un tunnel", *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 1992.
- 12- Ishihara k. "Relations between process of cutting and uniqueness of solutions", *Soils and foundations*, Vol. 10, No. 3, 50-65, 1970.
- 13- Mana A.I. "Finite element analysis of deep excavation behavior in soft clay", Ph.D. thesis, *University of Stanford*, 309 pages, 1978.
- 14- Wong I.H. "Analysis of braced excavations", Ph.D. thesis, *Massachusetts Institute of Technology*, 1971.

Abstract :

The finite element method has often been used to simulate excavation. When the soil is linearly elastic, the results of excavation should be independent of the stages in the excavation process and the lack of such independence indicates an incorrect procedure. Different methods reported in the literature for simulation of excavation of elastic media are discussed then a finite element method proposed by Ghaboussi and Pecknold, and Brown and Booker and completed by Borja et al. for simulating excavation is presented and examined. This method which satisfies the uniqueness principle for elastic media, also produces a unique solution for a monotonically shrinking elastoplastic domain and the von Mises and Drucker-Prager yield models, independent of the number of excavation stages.