

# پیش‌بینی میزان بهسازی خاک در عملیات تراکم دینامیکی با تطبیق مقادیر نفوذ کوبه

رضا هوشمندان<sup>۱</sup>، سید شهاب‌الدین یثربی<sup>۲\*</sup>، علی پاک<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد خاک و پی، بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

۲- دانشیار بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

۳- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

\* تهران، صندوق پستی، ۱۴۱۱۵-۱۵۹

Yasrobis@modares.ac.ir

(دریافت مقاله: اردیبهشت ۱۳۸۳، پذیرش مقاله: فروردین ۱۳۸۵)

**چکیده** - امروز تراکم دینامیکی به‌عنوان روشی مناسب در بهسازی عمیق خاکهای سست مطرح است. در این روش، ضربات متوالی کوبه‌ای به وزن ۵ تا ۴۰ تن که از ارتفاع ۱۰ تا ۳۰ متری رها شده باعث تراکم عمیق توده خاک می‌شود. از ابتدای پیدایش این روش تاکنون طراحی عملیات تراکم دینامیکی با انجام آزمایشی صورت می‌گیرد که باعث افزایش هزینه و زمان اجرای طرح می‌شود. تهیه مدلی عددی که بتوان از آن در طراحی یا تحلیل نتایج عملیات تراکم دینامیکی سود جست در کاهش این هزینه‌ها بسیار مؤثر است. در این مقاله با توجه به مقادیر ثبت شده نفوذ کوبه در هنگام عملیات کوبش و با استفاده از مدل رفتاری آزمایشگاهی گینسبرگ برای ستون خاک زیر کوبه و رفتار الاستیک برای توده خاک مجاور، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS مدلی برای پیش‌بینی میزان بهسازی خاک ارائه می‌شود. به‌منظور بررسی و ارزیابی نتایج مدلی، مطالعه‌ای موردی درباره پروژه تراکم دینامیکی در عسلویه انجام شده است.

**کلید واژگان:** تراکم دینامیکی، خاکهای دانه‌ای، روش اجزای محدود.

## ۱- مقدمه

امروز روش تراکم دینامیکی به‌طور وسیعی در نقاط مختلف جهان برای بهسازی زمینهای خشک، غیراشباع و خاکهای دانه‌ای سست زیر سطح آب زیرزمینی به‌کار می‌رود [۴، ۵]. در این روش ضربات متوالی کوبه‌ای به وزن ۵ تا ۴۰ تن که از ارتفاع ۱۰ تا ۳۰ متری بر روی نقاط یک شبکه رها می‌شوند، باعث تراکم خاک می‌گردند. اولین مطالعه عددی در این رابطه به‌وسیله اسکات و پیرس [۱] انجام شد که مدلی الاستیک و

یک‌بُعدی را برای تحلیل رفتار خاک پیشنهاد کردند؛ اما این مدل کاربرد عملی چندانی نداشت. مینی و جونز [۲] و هولیمن [۳] مدل‌هایی یک‌بُعدی را ارائه کردند که برای پیش‌بینی تنش بین خاک و کوبه استفاده شد. کوین با استفاده از مدلی تجربی برای توصیف رفتار خاک و روش تفاضل محدود و المانهای مرزی، توانست میزان نشست کوبه در خاک را پیش‌بینی کند. چاو [۴] با استفاده از معادله انتشار موج در محیط یک‌بُعدی نخست روشی را برای پیش‌بینی شتاب کاهشی کوبه

میرایی در صحت و سقم نتایج تحلیل عددی به روش اجزای محدود بسیار تأثیرگذار است. همچنین در تحلیل عددی انتشار موج لازم است که ابعاد مدل و قيود به‌کار رفته در مرزها، به‌طور صحیحی انتخاب شوند. در این مدل از تأثیر فشار آب حفره‌ای صرف‌نظر شده است و نتایج آن برای خاکهای خشک یا خاکهای اشباع با نفوذپذیری بالا معتبر است.

## ۲-۱- تعیین ابعاد المانها، گام زمانی و ضرایب میرایی

در تحلیل مسأله انتشار امواج، اندازه المان با توجه به بیشترین فرکانس ( $f_{max}$ ) برای کمترین سرعت انتشار موج ( $V_R$ ) (سرعت موج ریلی) تعیین می‌شود. المانهای با ابعاد بسیار بزرگ باعث فیلتر شدن امواج با فرکانس بالا شده و المانهای کوچک نیز باعث صرف وقت و هزینه بالا می‌شود. میزان تقریبی اندازه المانها ( $g$ ) را می‌توان از رابطه زیر تعیین کرد [۱۲].

$$g \leq \chi \cdot \lambda_{min} \quad (1)$$

$$\lambda_{min} = \frac{V_R}{f_{max}}$$

که  $\lambda_{min}$  کوچکترین طول موج،  $f_{max}$  بیشینه فرکانس انتشار و  $V_R$  سرعت موج ریلی است. ثابت  $\chi$  باید کمتر از ۰/۵ انتخاب شود. گامهای زمانی بزرگ باعث ناپایداری عددی و عدم همگرایی در محاسبات شده و گامهای زمانی بسیار کوچک باعث ایجاد ارتعاشات اضافی در مدل می‌شود. گام زمانی به اندازه المانها بستگی دارد و از رابطه زیر تعیین می‌شود [۱۲].

$$\frac{1}{10} \cdot \frac{g}{V_p} \leq \tau \leq \frac{g}{V_p} \quad (2)$$

در این رابطه  $\tau$  گام زمانی و  $V_p$  سرعت موج فشاری است.

میرایی ناشی از انتشار امواج به دو صورت میرایی هندسی و میرایی مصالح به حل مسأله وارد می‌شود. روابط مختلفی برای بیان این نوع میرایی ارائه شده است.

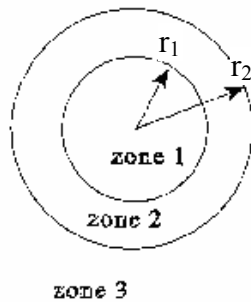
ارائه کرد و سپس با بهبود مدل توانست عمق بهسازی و میزان نفوذ کوبه در خاک را پیش‌بینی کند [۵]. همین محقق [۶] با افزودن رابطه‌ای تجربی به مدل یک‌بُعدی خود، روشی را برای تعیین میزان بهسازی جانبی در اطراف کوبه ارائه کرد. پوران و رودریگز [۷، ۸]، جو و لی [۹] با استفاده از روش اجزای محدود مدل‌هایی دو‌بُعدی را برای تحلیل تراکم دینامیکی ارائه داده و میزان کرنش حجمی پلاستیک و تغییرات چگالی نسبی را در زیر کوبه و اطراف آن پیش‌بینی کردند. در ایران جعفرزاده و جلیل‌زاده [۱۰] در زمینه مدلسازی فیزیکی و پاک و شهیر [۱۱] در زمینه مدلسازی عددی تراکم دینامیکی تحقیقات گسترده‌ای را انجام داده‌اند.

در این مقاله، ابتدا با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS و با فرض رفتار الاستیک خطی و غیرخطی، مدلی دو‌بُعدی برای تحلیل تراکم دینامیکی ارائه شده و سپس با تطبیق مقادیر نشست کوبه محاسبه شده از مدل با مقادیر اندازه‌گیری شده در عملیات تراکم، روشی برای تعیین مقادیر بهبود یافته پارامترهایی مانند مدول الاستیک، زاویه اصطکاک و چگالی نسبی ارائه می‌شود.

## ۲- ملاحظات مدلسازی

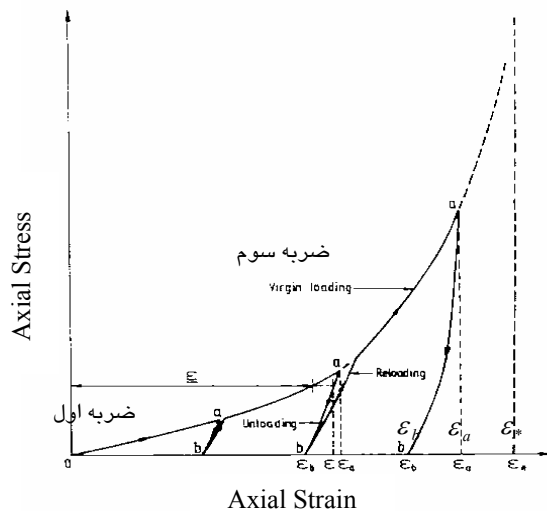
سقوط کوبه بر روی خاک در عملیات تراکم دینامیکی باعث ایجاد موج تنش و انتشار آن در توده خاک می‌شود. پس از برخورد کوبه با خاک چاله‌ای با دیوارهای تقریباً قائم در زیر کوبه ایجاد می‌شود. این نوع گسیختگی پانچینگ<sup>۱</sup> نام دارد و مکانیزم آن با گسیختگی معمولی که زیر پی‌ها در اثر بار استاتیکی اتفاق می‌افتد تفاوت دارد. با توجه به اینکه در تحلیل عددی تراکم دینامیکی، تحلیل انتشار موج ضروری است، اندازه المانها، گام زمانی و

1. Punching



شکل ۱ نواحی سه‌گانه فرض شده در مدل

به منظور مدل‌سازی رفتار توده خاک در ناحیه ۱ از مدل گینسبرگ که به وسیله چاو [۵] برای تحلیل تراکم دینامیکی با استفاده از معادله انتشار موج، در محیط یک‌بُعدی به کار رفته، استفاده می‌کنیم. این مدل آزمایشگاهی با آزمایش تحکیم دینامیکی در دستگاه ادومتر دینامیکی به دست می‌آید.



شکل ۲ منحنی تنش - کرنش آزمایشگاهی ستون خاک زیر کوبه [۵]

منحنی آزمایشگاهی تنش-کرنش فوق شکل ۲ در حالت بارگذاری با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\sigma = M_0 \frac{\varepsilon \varepsilon^*}{(\varepsilon^* - \varepsilon)} \quad (5)$$

در این رابطه  $\sigma$  تنش قائم،  $\varepsilon$  کرنش محوری،  $M_0$  مدول مماسی محصور شده اولیه و  $\varepsilon^*$  مقدار کرنش در

در نرم‌افزار *ANSYS* از مدل میرایی ریلی با رابطه زیر استفاده شده است.

$$[C] = \eta_1 [M] + \eta_2 [K] \quad (3)$$

در این رابطه  $\eta_1$  و  $\eta_2$  ضرایب میرایی متناظر با ماتریس جرم و سختی است. این ضرایب وابسته به فرکانس ارتعاش سیستم بوده و با توجه به نسبت میرایی  $D$  که برای سیستم فرض می‌کنیم با رابطه زیر تعریف می‌شود [۱۲].

$$\eta_1 = \frac{2D(\omega)\omega_1\omega_n}{\omega_1 + \omega_n} \quad \eta_2 = \frac{2D(\omega)}{\omega_1 + \omega_n} \quad (4)$$

در این رابطه  $\omega_1$  اولین فرکانس طبیعی سیستم و  $\omega_n$  فرکانسی است که متناظر با ۹۰ تا ۹۵ درصد جرم مدی سیستم باشد.  $\omega_n$  را می‌توان با تحلیل مدل و تعیین مقادیر ویژه سیستم مشخص کرد. تابع میرایی وابسته به فرکانس است.

## ۲-۲- مدل رفتاری

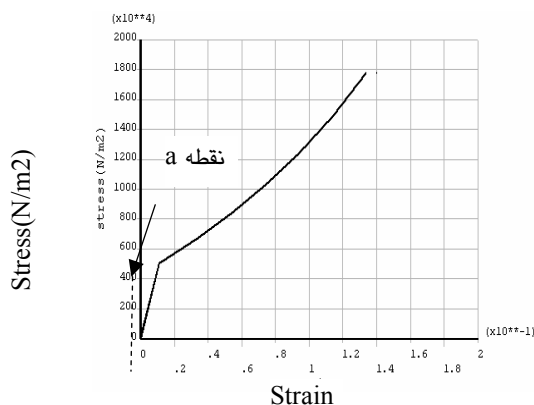
با توجه به نحوه تغییر شکل مشاهده شده در مجاورت محل ضربه و مطالعات گذشته، توده خاک را به سه ناحیه می‌توان تقسیم کرد (شکل ۱) [۱۳].

**ناحیه ۱:** قسمتی از توده خاک که دقیقاً در زیر کوبه قرار دارد و تحت تأثیر تغییر شکل‌های قائم قابل ملاحظه‌ای قرار می‌گیرد.

**ناحیه ۲:** قسمتی از خاک که در مجاورت محل سقوط چکش قرار دارد و تحت تأثیر تغییر شکل‌های برشی قابل ملاحظه‌ای قرار دارد.

**ناحیه ۳:** قسمتی از توده خاک که خارج از ناحیه ۲ و شعاع تأثیر قرار می‌گیرد و تغییر شکل‌های کوچکی به آن وارد می‌شود. در نتیجه می‌توان رفتار این قسمت را به صورت الاستیک خطی مدل کرد.

تعیین و به این صورت تأثیر کرنشهای پلاستیک ایجاد شده در المان پس از هر ضربه را در تحلیل ضربات بعدی منظور کرد شکل ۳. در این مطالعه رفتار ناحیه دوم مانند ناحیه سوم به صورت الاستیک خطی فرض می‌شود، با این تفاوت که پس از هر ضربه مدول الاستیک ناحیه ۲ که در شعاع تأثیر قرار دارد - به روشی که در ادامه بیان می‌شود - افزایش می‌یابد.



شکل ۳ نمونه‌ای از منحنیهای تنش-کرنش اصلاح شده پس از سقوط کوبه

تعیین محدوده ناحیه ۲ (شعاع  $I_2$ ) برای هر قطر کوبه با تحلیل حساسیت مشخص می‌شود. در این روش تغییر میزان نشست کوبه براساس تغییرات شعاع  $I_2$  بررسی می‌شود. ناحیه ۲ تا فاصله‌ای ادامه می‌یابد که افزایش شعاع  $I_2$  در میزان نشست کوبه تأثیر قابل ملاحظه‌ای نداشته باشد. نتایج تحلیل حساسیت برای کوبه‌هایی به قطر ۲/۸، ۲/۲ و ۲ متر در شکل ۴ الف-ج مشاهده می‌شود. در این نمودارها محور افقی بیان‌کننده مقادیر نرمالیزه شده شعاع تأثیر  $I_2$  نسبت به قطر کوبه (D) است. همانطور که در شکل ۴ مشاهده می‌شود. شعاع بهسازی ۳ تا ۳/۵ برابر قطر کوبه به دست می‌آید که با نتایج مطالعات چاو [۶] مطابقت دارد.

مجاناب قائم منحنی است. شیب خط باربرداری در نقطه  $a$  به صورت زیر تعریف می‌شود:

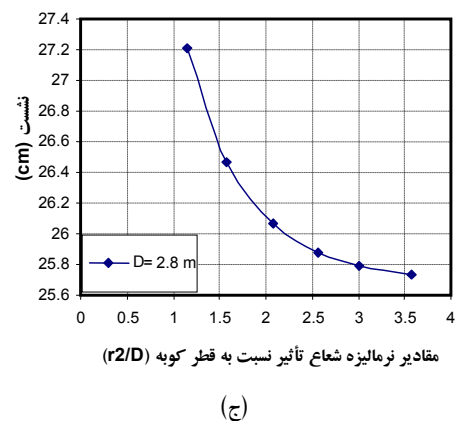
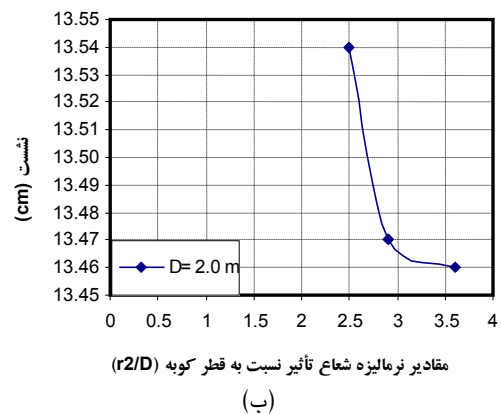
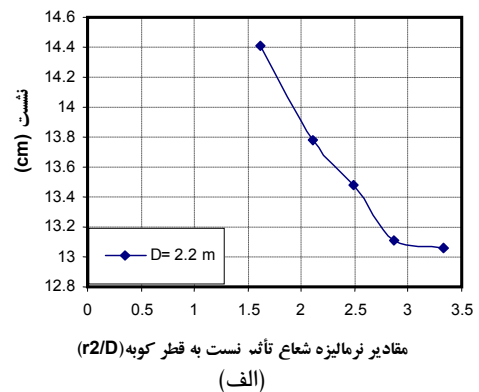
$$M = \frac{M_0}{(1-\eta)} \frac{(\varepsilon_*)^2}{(\varepsilon_* - \varepsilon_a)^2} \quad (6)$$

نسبت کرنش در نقطه  $b$  به کرنش در نقطه  $a$   $\eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_a}$  شکل ۲ است. در بارگذاری‌های بعدی (از ضربه دوم به بعد) در ابتدای بارگذاری، رابطه تنش-کرنش خطی فرض می‌شود و از منحنی باربرداری تبعیت می‌کند. در تمام طول منحنی باربرداری رابطه تنش-کرنش به وسیله مدول مماسی در نقطه ( $a$ ) رابطه (۶) تعیین می‌شود. پس از آنکه سطح تنش به منحنی بارگذاری رسید، رابطه تنش-کرنش از منحنی بارگذاری تبعیت می‌کند رابطه (۵). این مدل رفتاری با سه پارامتر  $M_0$ ،  $\varepsilon_*$  و  $\eta$  تعریف می‌شود. براساس نتایج تعداد زیادی آزمایشهای تحکیم دینامیکی که بر روی خاکهای دانه‌ای سست انجام شد، محدوده تغییرات  $\varepsilon_*$  و  $\eta$  به ترتیب برابر ۰/۵-۰/۴ و ۰/۹-۰/۸ به دست آمده است. مقدار مدول تغییر شکل محوری اولیه ( $M_0$ ) نیز با توجه به آزمایشهای انجام شده در میدان یا آزمایشگاه به دست می‌آید.

با توجه به امکانات نرم‌افزار ANSYS، برای بیان روابط تنش-کرنش فوق از مدل الاستیک چندخطی<sup>۱</sup> استفاده شد. البته در این مدل باربرداری بر روی منحنی بارگذاری انجام می‌شود و کرنشهای پلاستیک در مدل ایجاد نمی‌شود. اما پس از انجام تحلیل هر ضربه با توجه به مقدار ضریب  $\eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_a}$  و تعیین بیشینه کرنش ایجاد شده در هر المان نقطه  $a$  در شکل ۲، به راحتی می‌توان مقدار کرنش پلاستیک ( $\varepsilon_b$ ) را محاسبه کرد و با تعیین شیب خط بارگذاری - باربرداری از رابطه (۶)، منحنی تنش - کرنش جدید المان را برای تحلیل ضربه بعدی

1. Multilinear Elasticity

گزارش شده، تحلیل و شتاب‌نگاشت کوبه، به‌دست آمده از مدل با مقدار اندازه‌گیری شده در میدان مقایسه می‌شود. با توجه به داده‌های ارائه شده به‌وسیله این دو محقق [۲]، پارامترهای مدل برابر  $\nu = 0.37$ ,  $\rho = 1760 \text{ Kg/m}^3$ ,  $M_0 = 50.6 \text{ MPa}$  (ضریب پواسون) و  $\epsilon^*$  و  $\eta$  به ترتیب برابر  $0.45$  و  $0.8$  فرض می‌شود. در شکل ۵ شتاب‌نگاشت ثبت شده در میدان و مقادیر به‌دست آمده از مدل مشاهده می‌شود. همانطور که این شکل نشان می‌دهد، بیشینه شتاب، زمان رسیدن به بیشینه و مدت زمان پالس شتاب به‌دست آمده از مدل، با مقادیر ثبت شده تطابق مناسبی دارد. با توجه به اینکه شتاب‌سنج در بالای کوبه نصب شده، انتشار و انعکاس امواج در جسم کوبه به‌صورت بیشینه‌های موضعی در منحنی شتاب‌نگاشت اندازه‌گیری شده وارد می‌شوند درحالی‌که شتاب‌نگاشت محاسباتی با توجه به گره‌های زیرین کوبه تعیین شده و در نتیجه انتشار و انعکاس امواج در جسم کوبه به شتاب‌نگاشت وارد نمی‌شود. به‌علت عدم ارائه اطلاعات کافی به‌وسیله دو محقق فوق، محاسبه و مقایسه شتاب‌نگاشت برای ضربات بعدی امکان‌پذیر نیست. تطابق دو منحنی فوق نشان می‌دهد که تغییرات شتاب کوبه از لحظه برخورد تا زمان سکون بیشتر تابع رابطه تنش- کرنش و مدول تغییر شکل خاک بوده و پارامترهای گسیختگی بر تغییرات شتاب کوبه تأثیر قابل ملاحظه‌ای ندارند.



شکل ۴ نحوه تعیین شعاع تأثیر

برای بررسی صحت مدل در بیان رفتار توده خاک در برابر بار ضربه‌ای ناشی از سقوط کوبه، در این قسمت ضربه کوبه به‌کار رفته در پروژه تراکم دینامیکی که به‌وسیله مینی و جونز [۲]

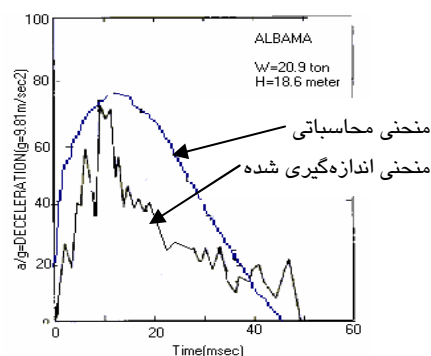
کرنشهای پسماند ایجاد شده و باعث تغییر در منحنی تنش - کرنش می‌شوند. بنابراین پس از ضربه اول منحنی رفتاری جدیدی مشابه شکل ۳ برای بیان رفتار مصالح در ناحیه ۱ به کار می‌رود. اثر بهسازی در ناحیه ۲ باعث افزایش پارامتر مدول الاستیک ( $E$ ) و مدول برشی ( $G$ ) می‌شود. در این مدل فرض می‌شود که میزان افزایش مدول الاستیک در ناحیه ۲ با دور شدن از محل سقوط کوبه تا شعاع بهسازی  $R_2$  به صورت خطی کاهش یابد و خارج از این شعاع (ناحیه ۳) افزایشی در مدول الاستیک ایجاد نمی‌شود. به منظور تعیین میزان افزایش مدول الاستیک در ناحیه ۲، ابتدا مدول الاستیک در مجاورت ستون خاک ناحیه ۱ را با بهبود روشی که چاو [۵] برای تعیین مقادیر ضریب سختی فتر و میرایی میراگرها در مدل خود بیان کرده، به دست آورده و سپس با فرض کاهش خطی تا رسیدن به مقدار اولیه مدول الاستیک در فاصله‌ای برابر با شعاع  $R_2 = 3/5D$  مقادیر جدید مدول الاستیک پس از هر ضربه در ناحیه ۲ تعیین می‌شود. به منظور تعیین مدول الاستیک در مجاورت ستون خاک ناحیه ۱، در ابتدا با توجه به آنچه در قسمت ۲-۲ بیان شد، کرنش پسماند ( $\varepsilon_r$ ) در المانهای ناحیه ۱ با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_b = \eta \cdot \varepsilon_a \quad (7)$$

سپس با استفاده از این مقادیر و رابطه (۸) [۶] چگالی

نسبی بهبود یافته توده خاک تعیین می‌شود:

$$\frac{D_r - D_{r0}}{D_r^* - D_{r0}} = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_0}{\varepsilon_r^* - \varepsilon_0} \quad (8)$$

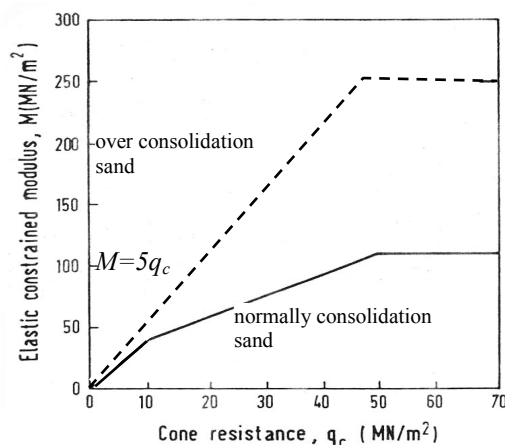


شکل ۵ شتاب‌نگاشت اندازه‌گیری شده در میدان

### ۳- تعیین میزان بهسازی توده خاک پس از هر ضربه با تطبیق نشست کوبه در مدل با مقدار اندازه‌گیری شده

انتشار امواج تنش ناشی از سقوط کوبه باعث تراکم در ستون خاک زیر کوبه (ناحیه ۱) و خاک مجاور (ناحیه ۲) می‌شود. پس از هر بار سقوط کوبه، پارامترهای خاک بهبود یافته و برای تحلیل ضربه بعدی باید این مقادیر جدید به نرم‌افزار معرفی شوند. در این قسمت با تطبیق مقادیر نشست محاسبه شده از مدل با مقادیر اندازه‌گیری شده در حین اجرای عملیات تراکم دینامیکی، روشی برای تعیین مقادیر بهبود یافته پارامترهای توده خاک - پس از هر ضربه - ارائه می‌شود. سپس با انجام دو مطالعه موردی، این روش با روش چاو [۵] مقایسه می‌شود. روش ارائه شده در این مقاله در حقیقت همان روش چاو است که با انجام اصلاحاتی برای خاکهای درشت‌دانه شنی مناسب‌تر شده. با توجه به مدل‌های رفتاری به کار رفته برای توصیف رفتار خاک در نواحی سه‌گانه شکل ۱ پس از هر ضربه فقط در ناحیه ۱،

برای کنترل عملیات تراکم دینامیکی به کار می‌رود. بنابراین مقاومت نوک مخروط پارامتر مناسبی برای تعیین مدول تغییر شکل محوری  $M$  و مدول الاستیک  $E$  پس از تراکم است. در روش چاو به منظور تعیین مدول تغییر شکل محوری از شکل ۶ که رابطه‌ای تجربی است استفاده می‌شود.



شکل ۶ رابطه تجربی بین مقاومت نفوذ مخروط و مدول تغییر شکل محصور شده که در روش چاو استفاده می‌شود

در روش ارائه شده در این مقاله از نتایج تحقیقات و آزمایشهای متعددی که در این زمینه انجام شده و نتیجه آنها رابطه عمومی زیر است، در عمل استفاده می‌شود [۱۵].

$$M = \alpha q_c \quad (11)$$

$\alpha$  ضریب ثابتی است که در شکل‌های ۷ و ۸ محدوده تغییرات آن برای خاکهای عادی تحکیم یافته و پیش تحکیم یافته مشاهده می‌شود. نتایج تحقیقات محققان مختلف نشان می‌دهد که میزان پیش تحکیمی بر ضریب  $\alpha$  تأثیر زیادی دارد [۱۵]. با توجه به این اطلاعات محدوده ۳ تا ۸ در خاکهای

در این رابطه،  $D_{r0}$  چگالی نسبی اولیه خاک؛  $D_{r0}$  چگالی نسبی بیشینه (۱۰۰٪ - ۹۰٪)؛  $\epsilon_0$  کرنش اولیه؛  $\epsilon_r$  کرنش پسماند و  $\epsilon_*$  مقدار کرنش در مجانب قائم منحنی تنش - کرنش شکل ۲ است.

پس از تعیین چگالی نسبی، برای تعیین زاویه اصطکاک داخلی خاک، به جای استفاده از رابطه‌ای که چاو [۵] در روش خود به کار برده از روابط (۹) الف و ب) که باولز<sup>۱</sup> [۱۴] (۱۹۸۲) ارائه کرده، مقدار زاویه اصطکاک براساس چگالی نسبی، تعیین شده و سپس مقاومت نفوذ مخروط در آزمایش  $CPT$  از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود. با توجه به این که در روابط باولز اثر درصد ریزدانه در نظر گرفته شده، استفاده از این روابط برای خاکهای درشت‌دانه با مقادیر متفاوت ریزدانه مناسب‌تر است:

$$\phi = 25^\circ + 25D_r \quad \text{الف) درصد ریزدانه بیش از } 5\%$$

$$\phi = 30^\circ + 25D_r \quad \text{ب) درصد ریزدانه کمتر از } 5\%$$

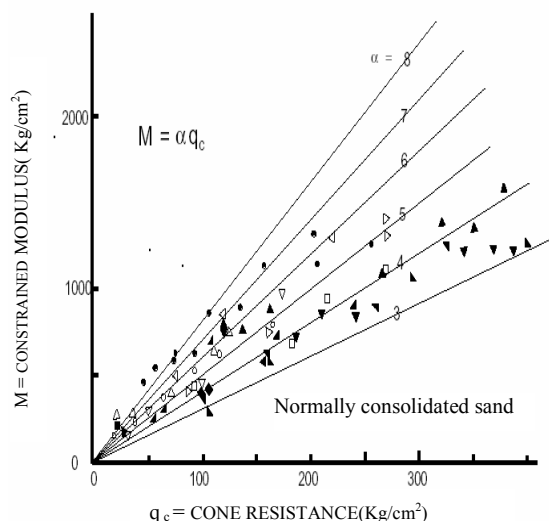
$$\phi = 29^\circ + 2/5\sqrt{q_c} \quad \text{مقاومت نوک مخروط } (MN/m^2) \quad \text{۱۰)$$

رابطه (۱۰) برای خاکهای ریزدانه و ماسه‌ای ارائه شده و در نتیجه روش بیان شده در این مقاله برای محدوده فوق توصیه می‌شود. استفاده از این روش در خاکهای درشت‌دانه باید با در نظر گرفتن خطای ناشی از رابطه (۱۰) انجام شود. البته برای کاستن خطای فوق می‌توان از روابطی مانند  $\phi = 34^\circ + (q_c)^{1/5}$  [۱۴] که به صورت عمومی برای خاکهای درشت دانه ارائه شده استفاده کرد.

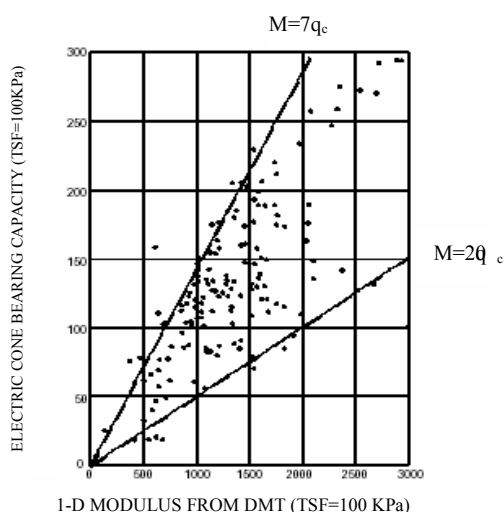
آزمایش نفوذ مخروط به‌عنوان یکی از متداولترین آزمایشهای صحرائی در موارد متعددی

1. Bowles

می‌شود. روند نمای روش تعیین میزان بهسازی خاک پس از هر ضربه در نمودار شکل ۹ مشاهده می‌شود.



شکل ۷ محدوده تغییرات ضریب  $\alpha$  برای خاکهای عادی تحکیم یافته



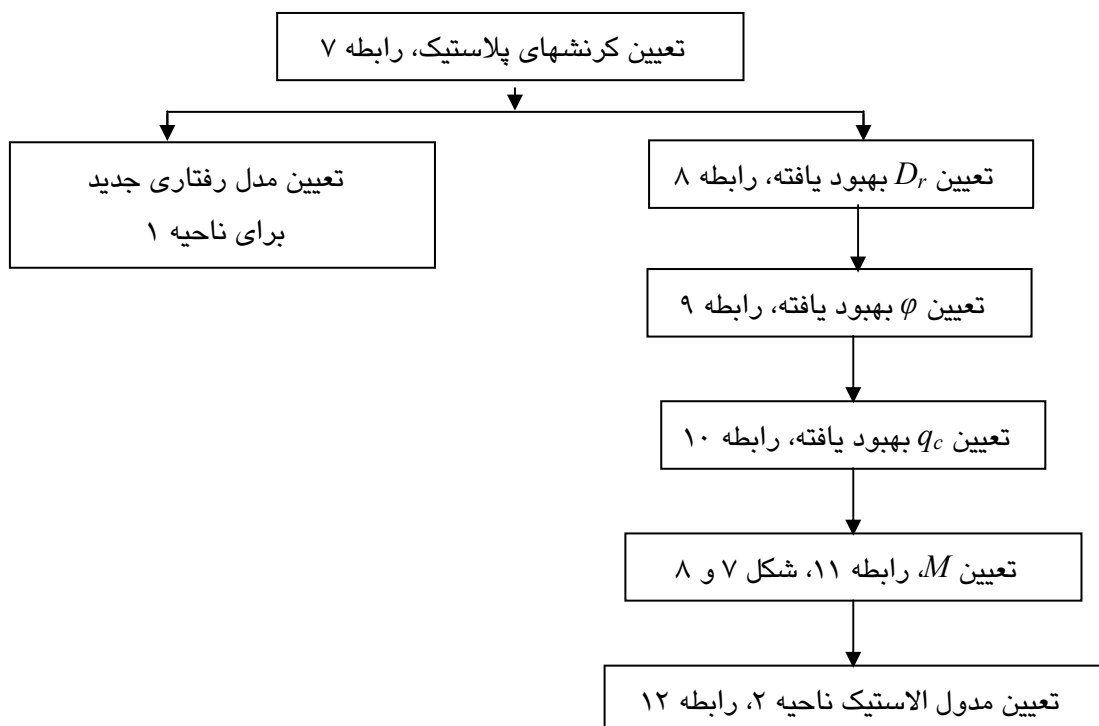
شکل ۸ محدوده تغییرات ضریب  $\alpha$  برای خاکهای پیش‌تحکیم یافته

عادی تحکیم‌یافته و ۷ تا ۳۶ در خاکهای پیش‌تحکیم‌یافته برای ضریب  $\alpha$  پیشنهاد می‌شود [۱۵]. با توجه به محدوده وسیع تغییرات  $\alpha$  در خاکهای پیش‌تحکیم یافته، به‌منظور تعیین پارامتر  $\alpha$  برای هر ضربه، انجام تحلیل سعی و خطا ضروری است، بدین‌صورت که برای تعیین میزان بهسازی پس از هر ضربه، با انتخاب مقدار دلخواه  $\alpha$ ، روابط (۱۱)، (۱۲) و فرض کاهش خطی میزان بهسازی در ناحیه ۲، مقادیر بهبود یافته مدول الاستیک در ناحیه ۲ تعیین شده و تحلیل ضربه بعدی انجام می‌شود. این روند برای چندین مقدار  $\alpha$  انجام شده و مقدار نشست ضربه بعدی برای هر یک از مقادیر  $\alpha$  مشخص می‌شود. سپس با مقایسه میزان نشست کوبه محاسبه شده در ضربه بعدی، با مقادیر اندازه‌گیری شده در حین انجام عملیات تراکم در سایت، مقدار ضریب  $\alpha$  که در آن نشست حاصل از مدل با مقادیر اندازه‌گیری شده مطابقت می‌کند، مشخص می‌شود. با توجه به ضریب  $\alpha$  مشخص شده، میزان افزایش مدول الاستیک در مجاورت ناحیه ۱ پس از هر ضربه به‌وسیله رابطه (۱۲) تعیین می‌شود.

$$E = \frac{M(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \quad (12)$$

سپس همانطور که بیان شد با فرض کاهش خطی بهسازی در ناحیه ۲، میزان افزایش مدول الاستیک در ناحیه ۲ تعیین می‌شود. به این ترتیب اثر ضربات متوالی کوبه در بهسازی زمین مشخص





شکل ۹ نمودار نحوه تعیین میزان بهسازی در ناحیه‌های ۱ و ۲

#### ۴- مطالعه موردی

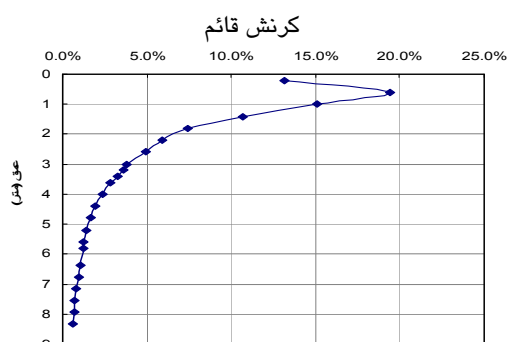
در این قسمت دو پروژه تراکم دینامیکی بررسی می‌شود: یکی پروژه تراکم دینامیکی عسلویه که خاک تحت تراکم از نوع شن ماسه‌دار همراه با قلوه‌سنگ است و دیگری پروژه تراکم دینامیکی سایتی در بندرعباس که خاک تحت تراکم از نوع ماسه‌سیلتی سست است. در هر دو سایت تراکم بر روی خاک دستی انجام شده است.

#### ۴-۱- مدلسازی تراکم دینامیکی پروژه عسلویه

در این قسمت به منظور آشنایی با روش ارائه شده برای تعیین بهسازی پس از هر ضربه، مدلسازی تراکم دینامیکی پروژه عسلویه ارائه و نتایج آن بررسی می‌شود. در این پروژه استحصال زمین از

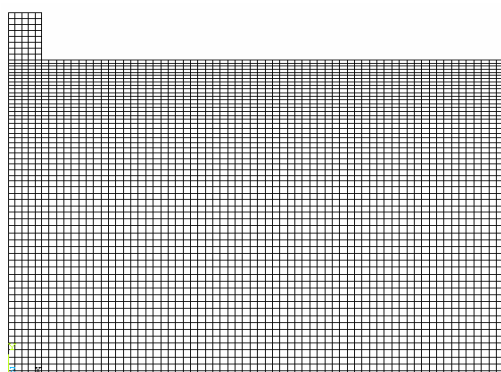
دریا با استفاده از مصالح شن ماسه‌دار همراه با قلوه‌سنگ انجام و برای بهسازی این زمینها از روش تراکم دینامیکی استفاده شد. با توجه به اینکه با دور شدن از ساحل، عمق خاکریزی نیز به تدریج افزایش می‌یابد، با توجه به عمق خاکریزی چهار الگوی تراکم با انرژیهای متفاوتی به کار رفت. همانطور که در قسمت قبل ذکر شد، به علت نفوذپذیری بالای توده خاک در این پروژه، از فشار آب اضافی ناشی از ضربه کوبه - در مدل - صرف نظر شده است. با توجه به اینکه نحوه مدلسازی برای هر چهار منطقه یکسان است، در این قسمت نتایج مدلسازی عملیات تراکم دینامیکی در نواحی ۱ (عمق خاکریزی ۰ تا ۵ متر) و نواحی ۳ (عمق خاکریزی ۸ تا ۱۱ متر) ارائه می‌شود. پس از مطالعه الگوهای آزمایشی تراکم، در الگوی نهایی از وزنه ۱۵ تنی با ارتفاع سقوط ۱۱ متر در نواحی ۱ و از وزنه ۱۸

پس از هر ضربه مطابق آنچه در قسمت ۲-۱ بیان شد، کرنشهای نرمال پلاستیک در المانهای ستون خاک زیر کوبه ایجاد شده و براساس آن منحنیهای تنش-کرنش جدیدی برای المان تعریف می‌شود شکل ۳. اما با توجه به تعداد زیاد المانها، تعریف مدل رفتاری جداگانه‌ای برای هر المان در نرم‌افزار امکان‌پذیر نیست. به همین دلیل با توجه به نحوه تغییرات کرنشهای پلاستیک در عمق، ستون خاک زیر کوبه را به چند ناحیه تقسیم و برای تمام المانهای هر ناحیه، مدل رفتاری جدیدی برای تحلیل ضربه بعدی در نرم‌افزار تعریف می‌کنیم. به‌عنوان مثال در شکل ۱۲ تغییرات مقادیر این کرنشها در عمق برای ضربه اول در نواحی ۱ (ضخامت خاکریزی ۰ تا ۵ متر) مشاهده می‌شود. با توجه به نحوه تغییرات این منحنی، خاکریز به ضخامت ۵ متر را به سه قسمت ۰ تا ۰/۸، ۰/۸ تا ۲/۶ و ۲/۶ تا ۵ متر تقسیم کرده و با در نظر گرفتن مقدار میانگین  $\epsilon_a$  برای هر قسمت، با استفاده از رابطه (۶) شیب خط باربرداری- بارگذاری ( $M$ ) به‌دست آمده و منحنی تنش-کرنش جدید تعریف می‌شود.



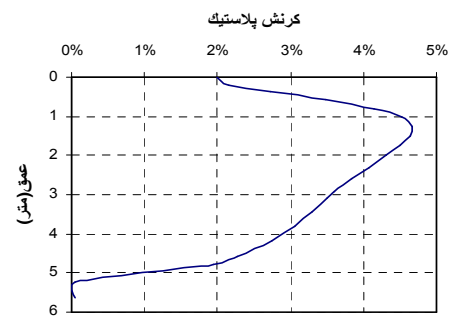
شکل ۱۱ تغییرات کرنش قائم در عمق زیر کوبه

تنی با ارتفاع سقوط ۱۵ متر در نواحی ۳ استفاده شد. مقادیر پارامترهای به‌کار رفته در مدل با توجه به آزمایشهای انجام شده در میدان، برابر  $M_o = 40 \text{ MPa}$ ،  $\rho = 1700 \text{ Kg/m}^3$ ،  $\nu = 0.30$  (ضریب پواسون) و  $\epsilon_*$  و  $\eta$  به ترتیب برابر ۰/۴۵ و ۰/۸ فرض می‌شود. مدل ساخته شده در نرم‌افزار ANSYS در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. برای مدلسازی ضربه کوبه از سرعت اولیه  $v_o = \sqrt{2gh}$  برای گرههای تشکیل‌دهنده کوبه، در مدل استفاده می‌شود. برای جلوگیری از تأثیر برگشت امواج در اثر برخورد با مرزهای مدل، چندین مدل با ابعاد مختلف اجرا و با بررسی نتایج، مدل با ابعاد  $15 \times 10$  متر انتخاب شد. به‌عنوان مثال برای تعیین فاصله تا مرز پایینی مدل با توجه به شکل ۱۱ که بیشینه کرنش قائم در ستون خاک زیر کوبه را نشان می‌دهد، مشاهده می‌شود که امواج تنش در عمق ۸ تا ۹ متری تقریباً به‌طور کامل میرا شده‌اند و در نتیجه با انتخاب مرز پایین در عمق ۱۰ متر، انعکاس و انتشار دوباره امواج در نتایج مدل تأثیری ندارد. مرز سمت راست مدل در راستای افق و مرز پایین در راستای عمود مقید شده و بر مرز سمت چپ، شرایط محور تقارن اعمال می‌شود.



شکل ۱۰ مدل اجزا محدود دو بُعدی متقارن محوری

ضربه الگوی کوبش، می‌توان مقادیر زاویه اصطکاک، چگالی نسبی و مدول الاستیک را - که با استفاده از روش فلوجارت شکل ۹ به دست آمده - به عنوان مقادیر بهبود یافته این پارامترها برای ستون خاک زیر کوبه پس از اتمام الگوی کوبش پیشنهاد کرد.

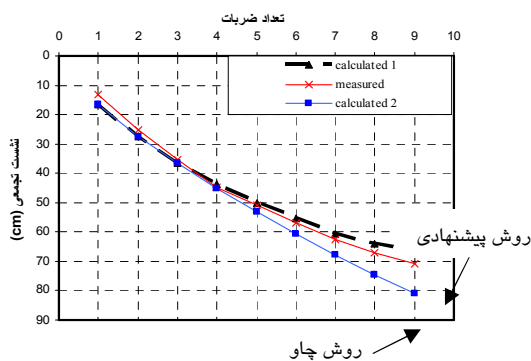


شکل ۱۲ تغییرات کرنش پلاستیک در عمق زیر کوبه (ضربه

اول)

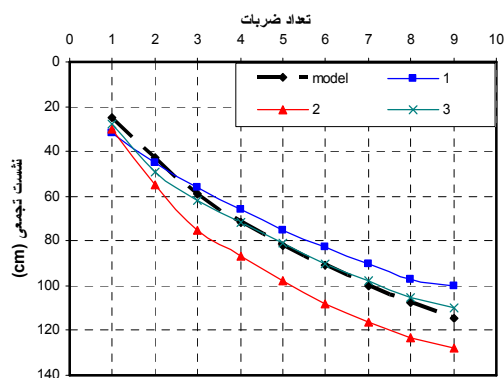
برای مثال با توجه به شکل ۱۲، عمق ۰ تا ۰/۸ متر که کرنش از مقدار ۰.۲٪ به ۰.۴٪ می‌رسد، به عنوان یک قسمت در نظر گرفته شده و  $E_a$  در رابطه (۶) برابر ۰.۳٪ فرض می‌شود. در منحنی جدید تا رسیدن به کرنش  $E_a$  رابطه تنش-کرنش به صورت خطی با شیب  $M$  رابطه (۶) بوده و پس از آن از رابطه غیرخطی (۵) تبعیت می‌کند.

در شکل ۱۳ نتایج تجمعی نشست کوبه پس از اتمام الگوی کوبش در ناحیه ۱- که با استفاده از روش پیشنهادی و روش چاو محاسبه شده - با مقادیر ثبت شده در میدان مقایسه شده است. این منحنیها نشان می‌دهند که برای خاک شن ماسه‌دار به کار رفته در پروژه عسلویه، روش پیشنهادی جوابهای بهتری را نسبت به روش چاو [۵] ارائه می‌دهند. پس از اتمام الگوی کوبش (شامل ۹ ضربه) بیشینه خطای نشست تجمعی ثبت شده در میدان و مقادیر محاسباتی به روش پیشنهادی حدود ۱۳ درصد است. همچنین در شکل ۱۴ مقادیر محاسباتی نشست با مقادیر اندازه‌گیری شده در سه نقطه کوبش در ناحیه ۳ مشاهده می‌شود که بیانگر تطابق خوب مقادیر محاسباتی با مقادیر اندازه‌گیری شده است. بنابراین با در نظر گرفتن تطابق مقادیر نشست کوبه با این میزان خطا در انتهای تحلیل آخرین



شکل ۱۳ مقایسه مقادیر تجمعی نشست کوبه به دست آمده از

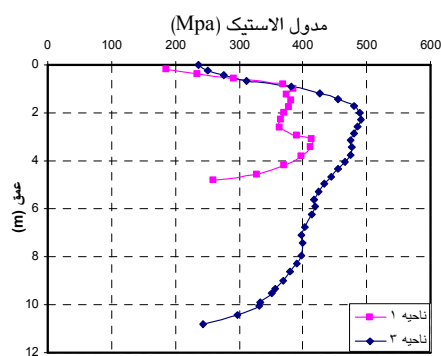
مدل و سه نقطه کوبش در ناحیه ۱،  $H=۱۱m$ ,  $W=۱۵Ton$



شکل ۱۴ مقایسه مقادیر تجمعی نشست کوبه به دست آمده از

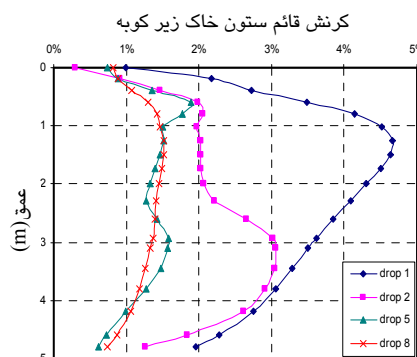
مدل و سه نقطه کوبش در ناحیه ۳،  $H=۲۰m$ ,  $W=۲۵Ton$

در شکل ۱۵ مقادیر بهبود یافته چگالی نسبی که پس از تحلیل آخرین ضربه به وسیله مدل به دست آمده، ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر به دست آمده از مدل نشان می‌دهند که الگوی تراکم به کار رفته در ناحیه ۳ تا عمق ۸ متر، بیش از ۲۰ درصد چگالی نسبی خاک را افزایش داده که بیانگر تأثیر تراکم دینامیکی در متراکم کردن لایه‌های زیرین خاکریز است.



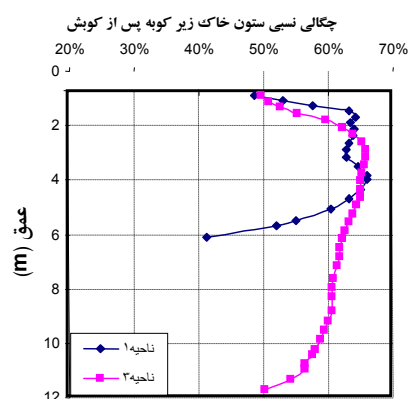
شکل ۱۷ مقادیر پیش‌بینی شده مدول الاستیک ستون خاک زیر کوبه پس از کوبش

به منظور بررسی ترتیب بهسازی لایه‌های خاک سست بر اثر ضربات متوالی، از شکل ۱۸ می‌توان استفاده کرد. در این شکل منحنیهای کرنش قائم ستون خاک زیر کوبه در ضربات اول، دوم، پنجم و هشتم ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در ضربه اول بیشینه بهسازی در عمقی برابر ۱/۳ متر (۰/۶۵ قطر کوبه) اتفاق می‌افتد. ضربه دوم باعث بهسازی لایه‌های سست زیرین می‌شود. پس از آنکه بر اثر ضربات سوم و چهارم، لایه‌های میانی و تحتانی متراکم شد، ضربه پنجم باعث تراکم لایه‌های سطحی می‌شود و در نهایت ضربه هشتم بهسازی تقریباً یکسانی را در تمام ضخامت خاک سست ایجاد می‌کند. این ضربه می‌تواند آخرین ضربه الگوی کوبش باشد.

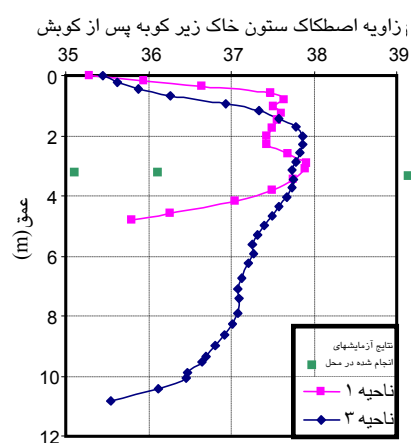


شکل ۱۸ بررسی ترتیب بهسازی خاک سست با توجه به کرنشهای قائم ستون خاک زیر کوبه

مقادیر زاویه اصطکاک خاک که پس از تحلیل آخرین ضربه به وسیله مدل به دست آمده، همچنین نتایج حاصل از ۳ آزمایش برش مستقیم بزرگ مقیاس که در عمق ۳ متری در محل انجام شده، در شکل ۱۶ آورده شده است. مقادیر به دست آمده از مدل در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ با فرض چگالی نسبی اولیه ۴۰ درصد برای خاکریز، به دست آمده است. منحنیهای فوق با توجه با کرنشهای پلاستیک ستون خاک زیر کوبه در مدل و روندنهای شکل ۹ تعیین می‌شوند. در شکل ۱۷ مقادیر مدول الاستیک در ستون خاک زیر کوبه در انتهای الگوی کوبش که از روش فوق به دست آمده مشاهده می‌شود.



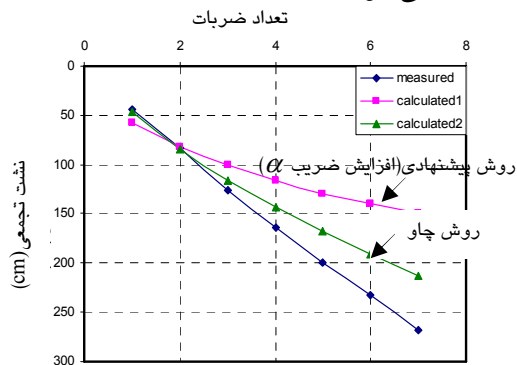
شکل ۱۵ مقادیر پیش‌بینی شده چگالی نسبی نواحی ۱ و ۳ پس از تراکم به وسیله مدل



شکل ۱۶ مقادیر پیش‌بینی شده زاویه اصطکاک ستون خاک زیر کوبه پس از تراکم

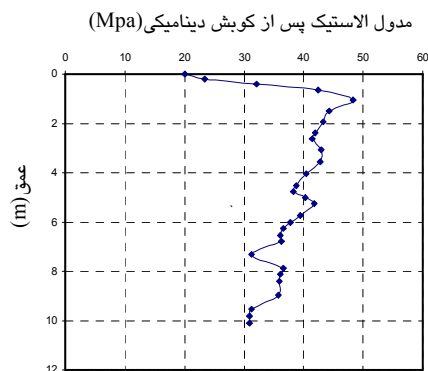
#### ۴-۲- مطالعه موردی تراکم دینامیکی سایت کارخانه کشتی سازی در بندرعباس

مکرر کوبه در خاکهای شنی و درشت‌دانه باید افزایش یابد. در شکل ۲۰ مدول الاستیک ستون خاک زیر کوبه پس از اتمام الگوی کوبش شامل ۷ ضربه در بندرعباس که به وسیله مدل با ثابت نگاه داشتن  $\alpha$  (روش چاو) پیش‌بینی شده است مشاهده می‌شود.



شکل ۱۹ مقایسه مقادیر تجمعی نشست کوبه به دست آمده از مدل و مقادیر اندازه‌گیری شده در بندرعباس،

$$H=16m, W=19Ton$$



شکل ۲۰ مدول الاستیک پیش‌بینی شده به وسیله مدل برای الگوی کوبش شامل ۷ ضربه در بندرعباس،

$$H=16m, W=19Ton$$

#### ۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله با استفاده از مدل رفتاری آزمایشگاهی گینسبرگ برای ستون خاک زیر کوبه و مدل

خاک تحت تراکم در این پروژه تا عمق ۳ متری از نوع خاکریز ماسه‌سیلتی و از عمق ۳ تا ۸ متری ماسه‌سیلتی همراه با ریز دانه با SPT برابر ۶ است. برای تراکم این توده خاک سست از تراکم دینامیکی استفاده شد. پارامترهای به کار رفته در مدل با توجه به آزمایشهای انجام شده در میدان برابر  $\rho=1900 \text{ Kg/m}^3$ ،  $M_0=5/4 \text{ MPa}$ ،  $\nu=0/30$  (ضریب پواسون) و  $\epsilon_*$  و  $\eta$  به ترتیب برابر ۰/۴۵ و ۰/۸ فرض می‌شود. نحوه مدلسازی کاملاً مشابه روشی است که در قسمت ۲-۴ به‌طور کامل بیان شد. در شکل ۱۹ مقادیر نشست کوبه که به وسیله روش پیشنهادی (افزایش  $\alpha$  برای ضربات متوالی) و روش چاو به دست آمده با مقادیر اندازه‌گیری شده در میدان مقایسه شده است. همانطور که در شکل مشخص است در این سایت به خلاف سایت عسلویه، نیازی به افزایش ضریب  $\alpha$  در ضربات متوالی نیست و روش چاو جوابهای مناسبی را ارائه می‌دهد. با توجه به نتایج تحلیل عددی این دو مکان و مطالعات موردی که چاو برای خاکهای ماسه‌ای و سیلتی انجام داده [۵]، نتیجه می‌شود که روش چاو برای خاکهای ماسه‌ای سیلتی و روش پیشنهادی در این مقاله برای خاکهای درشت‌دانه مناسب‌تر است. به نظر می‌رسد که تأثیر پیش‌تحکیمی ضربات مکرر کوبه در خاکهای درشت‌دانه شنی بسیار بیشتر از تأثیر آن در خاکهای سست ماسه‌سیلتی می‌باشد و مقدار ضریب  $\alpha$  در رابطه (۱۱) برای ضربات

و سپس تأثیر تراکم تا عمق بهسازی موردنظر پیش می‌رود. ضربات نهایی نیز باعث افزایش تراکم لایه‌های سطحی ستون خاک زیر کوبه می‌شوند.

## ۸- منابع

- [1] Scott, R. A., Pearce, R. W.; "Soil Compaction by Impact"; *Geotechnique*; Vol. 25, No. 1; Mar. 1975; pp. 19-30.
- [2] Mayne, P. W.; Jones, J. S.; "Impact Stresses During Dynamic Compaction;" *J. of Geot En., ASCE*; 109(10); 1983; pp. 1232-1247.
- [3] Holeyman, A.E.; "Unidimensional Modelling of Dynamic Footing Behavior"; *Proceedings of Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 12-16 August 1985.; San Francisco, CA; A.A. Balkema; Rotterdam, Netherlands, Volume2, pp. 761-764.
- [4] Chow, Y.K.; Yong, D.M.; Yong, K.Y.; Lee, S.L.; "Monitoring of Dynamic Compaction by Deceleration Measurements"; *Computers and Geotechnics*; Vol. 10, No 3; 1990; pp. 189-209.
- [5] Chow, Y.K.; Yong, D.M.; Yong, K.Y.; Lee, S.L.; "Dynamic Compaction of Loose Sand Deposits"; *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*; Vol. 32, No 4; 1992; pp. 93-106.
- [6] Chow, Y.K.; Yong, D.M.; Yong, K.Y.; Lee, S.L.; "Dynamic Compaction of Loose Granular Soils: Effect of Print Spacing;" *J.of Geot Eng.; ASCE*, 120(7); 1994; pp. 1115-1133.
- [7] Poran, C. J.; Rodriguez J. A.; "Finite Element Analysis of Impact Behavior of Sand"; *Soils and Foundations*; Vol. 32, No. 4; 1992; pp. 68-80.
- [8] Poran, C. J.; Rodriguez J. A. "Impact Behavior of Sand", *Soils and Foundations*; Vol. 32, No. 4; 1992; pp. 81-92.

رفتاری الاستیک برای توده خاک مجاور و با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS مدلی دو بُعدی برای تحلیل عددی تراکم دینامیکی ارائه شد. در این مدل از تأثیر فشار آب منفذی اضافی ناشی از سقوط کوبه صرف‌نظر شده است. تطابق مقادیر نشست کوبه و شتاب‌نگاشت منتج از مدل با مقادیر اندازه‌گیری شده، بیانگر آن است که مدول الاستیک ستون خاک زیر کوبه، بر نشست و تغییرات شتاب کوبه بسیار تأثیرگذار بوده و مدل آزمایشگاهی گینسبرگ به‌خوبی رفتار ستون خاک زیر کوبه را تحت بار ضربه‌ای سقوط کوبه بیان می‌کند. همچنین با توجه به نتایج مدلسازی عملیات تراکم دینامیکی میدان در عسلویه و بندرعباس مشخص شد که پدیده پیش‌تحکیمی که پس از هر بار سقوط کوبه در توده خاک مجاور محل کوبش ایجاد می‌شود، در بهسازی خاک بسیار مؤثر بوده و این تأثیر باید به‌صورت کمی در محاسبه مقادیر بهبود یافته پارامترهای مدل رفتاری به‌کار رود. همچنین مشخص شد که میزان پیش‌تحکیمی ایجاد شده پس از هر ضربه در خاکهای درشت‌دانه شنی، بیش از خاکهای ماسه‌سیلتی بوده و روش ارائه شده در این مقاله (افزایش ضریب  $\alpha$ ) برای خاکهای درشت‌دانه شنی مناسب‌تر و روش چاو [۵] برای خاکهای ماسه‌سیلتی مناسب‌تر است. در روش ارائه شده با افزایش ضریب  $\alpha$  در رابطه (۱۱) پس از هر ضربه، تأثیر افزایش پیش‌تحکیمی ضربات متوالی وارد شده، محاسبات می‌شود. منحنیهای شکل ۱۸ نشان می‌دهند که ضربات متوالی کوبه در کوبش دینامیکی در ابتدا لایه‌های میانی را متراکم می‌کنند

- [13] Thilakasiri, H. S.; Gunarante, M.; Mullins, G.; Stinnette, P.; Jory, B.; "Investigation of Impact Stresses Induced in Laboratory Dynamic Compaction of Soft Soils"; International Journal for numerical and Analytical Methods in Geomechanics; Vol. 20; 1996; pp. 753-767.
- [14] Bowles, Joseph E.; Foundation Analysis and Design; McGraw-Hill Inc.; 1982; pp. 100-189.
- [15] Schmertmann, J.; "CPT/DMT Quality Control of Ground Modification.; Proceeding, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering"; ASCE, Special Publication; No.6; 1986; pp. 985-1135.
- [9] GU., Q.; LEE. F.-H.; "Ground Response to Dynamic Compaction of Dry Sand"; Geotechnique; 52(7); 2002; pp. 481-493.
- [۱۰] پاک، علی؛ شهیر، هادی؛ "مدلسازی عددی تراکم دینامیکی خاکهای اشباع"؛ نخستین کنفرانس بهسازی زمین؛ ۱۴، ۱۵ اسفند ۱۳۸۰.
- [۱۱] جعفرزاده، فردین؛ جلیلزاده آزر، مهدی؛ "مدلسازی تراکم دینامیکی به روش فیزیکی و بررسی پارامترهای مؤثر بر آن"؛ اولین کنگره ملی مهندسی عمران؛ ۲۲-۲۴ اردیبهشت ۱۳۸۳.
- [12] Zerwer. A.; Cascante. G.; Hutchinson. J.; "Parameter Estimation in Finite Element Simulations of Rayleigh Waves" J. of Geot. Eng.; ASCE, 120(7); 2002; pp. 1115-1133.