

تحلیل دینامیکی (لرزه‌ای) همبسته محیط‌های متخلخل با پلاستیسیته عمومی و فرض برقراری جریان غیرداریسی

فرهود کلاته و فریده حسین‌نژاد*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

(دریافت مقاله: ۱۳۹۶/۱۱/۱۷ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۷/۱۰/۲۲)

چکیده - معادلات بیوت که اندرکنش سیال و خاک را به‌طور همزمان در نظر می‌گیرند از کاربردی‌ترین روابط موجود در تحلیل روان‌گرایی محیط‌های متخلخل هستند. اما به‌دلیل افزایش ناگهانی اضافه فشار در اثر تحریک لرزه‌ای و وقوع گرادیان‌های هیدرولیکی بالا، فرض جریان داریسی به‌کار رفته در این معادلات مورد تردید قرار می‌گیرد. در بررسی حاضر در معادلات $u-p$ جریان از نوع غیرداریسی (داریسی معادل) در نظر گرفته شده، رفتار غیرخطی خاک نیز با مدل پاستور-زینکویچ-چان مدل می‌شود. برای صحت‌سنجی آزمایش شماره یک VELACS مدل‌سازی شده و اثر فرض غیرخطی جریان سیال روی نتایج بررسی شده است. در ضرایب نفوذپذیری کم نتایج حاصل از جریان غیرداریسی و داریسی بر هم منطبق هستند ولی در ضرایب نفوذپذیری بالا، به‌خصوص در زمان‌های ثانویه و اعماق بیشتر، از هم فاصله می‌گیرند.

واژه‌های کلیدی: تحلیل دینامیکی، معادلات همبسته محیط‌های متخلخل، پلاستیسیته عمومی، جریان غیرداریسی.

Dynamic Analysis of Porous Media using Generalized Plasticity Model and Non-Darcy Flow Rule

F. Kalateh and F. Hosseinejad*

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, P.O. Box, 51666-16471 Tabriz, Iran.

Abstract: Biot equations that consider fluid and soil interaction at the same time are the most applicable relationships in the soil dynamic analysis. However, in dynamic analysis, due to the sudden increase in the excess pore pressure caused by seismic excitation and the occurrence of high hydraulic gradients, the assumption of the Darcy flow used in these equations is questionable. In the present study, in the $u-p$ form of Biot equations, non-Darcy flow is considered. Also, the nonlinear behavior of soil is modeled by the Pastor-Zienkiewicz-Chan model. For validation, the VELACS No.1 experiment is modeled and the effect of the nonlinear fluid flow assumption on the results is examined. The results indicate that in the low permeability coefficients, the obtained results of the non-Darcy and Darcy flow are in agreement; however, in high permeability coefficients, these two

*: مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: farideh_hosseinejad@yahoo.com

methods differ by time and depth.

Keywords: Dynamic analysis; Coupled equations; Generalized plasticity; Non-Darcy flow.

فهرست علائم

\bar{t}	تنش سطحی (N/m ²)	a	ضریب داریسی (s/m)
{ \ddot{u} }	شتاب اسکلت جامد (m/s ²)	b	ضریب فورشه‌ایمر (s ² /m ²)
{u}	جابجایی اسکلت جامد (m)	b _i	نیروی حجمی وارد بر واحد جرم (m/s ²)
V _f	سرعت نسبی جریان سیال نسبت به فاز جامد (m/s)	c	تراکم پذیری محیط متخلخل (m ² /N)
α	ضریب تصحیح فشار سیال	d	قطر میانگین ذرات (m)
γ_f	وزن مخصوص آب (N/m ³)	E	مدول الاستیسیته (N/m ²)
Δt	گام زمانی (s)	g	شتاب ثقل (m/s ²)
$\dot{\epsilon}$	نرخ کرنش	G	مدول برشی
ϵ	کرنش	h	هدکل (m)
η	نسبت نامتغیرهای تنش	i	گرادیان هیدرولیکی
θ	نامتغیر سوم تنش	K	نفوذپذیری ویژه (cm ³ s/g)
ν	ضریب پواسون	k	نفوذپذیری دینامیکی (m/s)
ξ	کرنش پلاستیک انحرافی	K _f	مدول حجمی سیال (pa)
ρ	چگالی محیط متخلخل (kg/m ³)	K _s	مدول حجمی دانه‌های جامد (pa)
ρ_v	چگالی حفرات (kg/m ³)	K _{ev}	مدول حجمی (pa)
ρ_s	چگالی دانه‌های خاک (kg/m ³)	n	تخلخل
ρ_f	چگالی آب (kg/m ³)	p _m	تنش میانگین (N/m ²)
σ	تنش کل (N/m ²)	p	فشار آب حفره‌ای (N/m ²)
σ'	تنش موثر (N/m ²)	{q}	تنش انحرافی (N/m ²)
ϕ_g	زاویه اصطکاک باقیمانده	{ \bar{q} }	جریان سطحی (m/s ²)

۱- مقدمه

تحریک دینامیکی می‌تواند منجر به از دست دادن مقاومت برشی خاک شده و در نتیجه موجب ایجاد روان‌گرایی^۱ شود. روان‌گرایی اصلی‌ترین عامل صدمه دیدن سازه‌ها حین زلزله است. این پدیده در خاک‌های ماسه‌ای اشباع به‌وقوع می‌پیوندد و معمولاً همراه با تغییر مکان‌های قائم و جانبی بزرگ است. پیش‌بینی روان‌گرایی بدون در نظر گرفتن اثر همزمان رفتار خاک و سیال و تعامل بین این دو امکان‌پذیر نیست. از این‌رو در اکثر کارهای پژوهشی،

خاک محیطی متخلخل است که این ویژگی باعث بروز رفتاری متفاوت از رفتار جامدات در آن می‌شود. در تحلیل محیط‌های متخلخل خاکی به دلیل چند فازی بودن محیط، نیاز به تحلیل همزمان محیط خاک و سیال و اتخاذ رویکرد تنش مؤثر در تحلیل‌ها است. این موضوع در تحلیل‌های دینامیکی اهمیت بیشتری می‌یابد زیرا افزایش لحظه‌ای فشار حفره‌ای در اثر

برای تحلیل محیط‌های متخلخل خاکی از معادلات بیوت^۲ که اندرکنش جریان سیال و ذرات جامد خاک را به‌طور همزمان در نظر می‌گیرد به‌عنوان معادلات پایه استفاده می‌شود. در این معادلات معادله تعادل و پیوستگی سیال با هم ادغام شده و همراه با معادله تعادل اسکلت جامد خاک، معادلات حاکم بر محیط متخلخل را تشکیل می‌دهند. در صورت صرف‌نظر کردن از سرعت نسبی سیال نسبت به محیط جامد در تشکیل معادلات، معادلات معروف به $u-p$ و در غیر این صورت با $U-p-w$ نمایش داده می‌شوند. که در معادلات اول مجهول‌ها، تغییر مکان‌های اسکلت جامد و فشار حفره‌ای بوده و در دومی تغییر مکان‌های سیال نیز به مجهول‌ها اضافه می‌شود. برای مدل‌کردن رفتار خاک در این معادلات و بازسازی مسیرهای تنش- کرنش، چندین مدل رفتاری مختلف توسط پژوهشگران به‌کار گرفته شده است. طیبات و پاک [۱] و شهیر و همکاران [۲] برای مدل‌کردن رفتار خاک ماسه‌ای در معادلات بیوت، از مدل پلاستیسیته دو سطحی و رحمانی و همکاران [۳] از مدل رفتاری پلاستیسیته سطح مرزی وضعیت بحرانی^۳ استفاده کرده‌اند. خویی و همکاران [۴] نیز رفتار غیرخطی خاک در معادلات همبسته را با استفاده از دو مدل رفتاری کم‌کلی^۴ و پاستور- زینکوویچ^۵ مدل کرده‌اند. انتخاب یک مدل رفتاری مناسب خاک همراه با استفاده از الگوریتم‌های انتگرال‌گیری دقیق و پایدار از معادلات الاستوپلاستیک، یک نکته کلیدی در تحلیل المان محدود مسائل ژئوتکنیکی است. با وجود اینکه مدل‌های ساختاری بسیاری برای شبیه‌سازی رفتار مکانیکی خاک پیشنهاد شده‌اند ولی برای خاک‌های درشت دانه، مدل‌های موجود بسیار کم است و از میان مدل‌های موجود نیز، مدل‌هایی که قادر به بازسازی صحیح رفتار هیدرودینامیکی اندرکنش بین اسکلت جامد و فشار آب حفره‌ای هستند بسیار اندک‌اند. در این میان مدل پاستور- زینکوویچ یکی از کاربردی‌ترین مدل‌های رفتاری برای توصیف رفتار خاک‌های دانه‌ای شل^۶ یا متراکم^۷ در هر دو شرایط زهکشی شده و زهکشی نشده است. این مدل توسط پاستور و همکاران [۵] برای مدل‌کردن رفتار محیط‌های خاکی ارائه شده و به‌طور وسیع در تحلیل‌های دینامیکی به‌کار

برده شده است. این مدل از اصول تئوری پلاستیسیته عمومی تشکیل می‌شود. مزیت این مدل نسبت به دیگر مدل‌های رفتاری، عدم نیاز به تشکیل صریح تابع تسلیم^۸ و تابع پتانسیل^۹ است و صرفاً به‌کمک آزمایشات سه محوری صورت گرفته روی نمونه خاکی و مشخص کردن پارامترهای الاستیک و سخت‌شوندگی خاک می‌توان رفتار خاک را مدل کرد. کارایی این روش به‌واسطه چندین کار پژوهشی صورت گرفته در سال‌های اخیر به اثبات رسیده است. هر چند برای به‌دست آوردن جواب‌هایی نزدیک‌تر به واقعیت برای اهداف مختلف، اصلاحاتی همچون انجام اصلاحاتی برای شبیه‌سازی تنزل سختی ماسه‌های متراکم بر مدل اعمال شده است [۶]. این مدل رفتاری توسط تامایا و همکاران [۷] در تحلیل سه‌بعدی سازه‌های خاکی نیز به‌کار برده شده است. در تمام تحقیقات اشاره شده، از فرم $u-p$ معادلات استفاده شده است. تسلیمیان و همکاران [۸] از فرم $U-p-w$ معادلات بیوت استفاده کرده و در حل معادلات بیوت علاوه بر غیرخطی گرفتن رفتار خاک به‌واسطه استفاده از مدل رفتاری پاستور زینکوویچ، در مدل‌سازی رفتار سیال نیز از جریان غیرخطی سیال استفاده کرده‌اند و پس از تأیید مدل توسعه‌یافته از طریق مقایسه با نتایج تجربی آزمایش سانتریفیوژ^{۱۰} VELACS، نشان دادند در گرادیان‌های هیدرولیکی پایین، صرفاً غیرخطی گرفتن رفتار خاک در مدل بیوت کافی است و می‌توان جریان را داری در نظر گرفت ولی برای گرادیان‌های هیدرولیکی بالا، لازم است جریان نیز به‌صورت غیرخطی در نظر گرفته شود. همان‌طور که اشاره شد در اکثر کارهای پژوهشی، برای صحت‌سنجی مدل‌های توسعه داده شده از آزمایش‌های سانتریفیوژ به‌عنوان یک آزمایش تجربی استفاده شده است. پروژه VELACS در اوایل ۱۹۹۰ به‌منظور مدل‌سازی عددی و فیزیکی پدیده روان‌گرایی ناشی از زلزله انجام شده است و اعتمادپذیری نتایج آزمایش سانتریفیوژ و کارایی کدهای عددی در پیش‌بینی داده‌های تجربی مورد بررسی قرار گرفته‌اند [۳-۱ و ۷-۱۰]. نحوه مدل‌سازی آزمایش‌های سانتریفیوژ به‌طور کامل توسط تاسیلو و همکاران [۱۱] تشریح شده و اصول مدل‌سازی ارائه شده در دو مقیاس مدل و

پروتوتایپ برای مدل‌سازی آزمایش VELACS [۱۲] با معادلات بیوت به کار برده شده است. در بررسی حاضر فرم $u-p$ معادلات بیوت در نظر گرفته شده و علاوه بر غیرخطی گرفتن رفتار خاک، جریان نیز به صورت غیرداری از نوع فورشه‌ایم^{۱۱} در نظر گرفته شده و با تبدیل به فرم معادل داری به صورت عددی با استفاده از روش المان محدود حل می‌شوند. به منظور صحت‌سنجی الگوریتم توسعه داده شده، آزمایش VELACS به کمک مدل پاستور زینکویچ برای بازسازی رفتار خاک، شبیه‌سازی شده و در ادامه حساسیت معادلات بیوت به مقدار ضریب نفوذپذیری خاک به واسطه در نظر گرفتن جریان از نوع غیرداری و به کارگیری آن به صورت داری معادل در معادلات مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد در این روش فرض برقراری جریان غیر داری برای نفوذپذیری‌های کم تأثیری نداشته و فقط با افزایش نفوذپذیری و در گرادیان‌های هیدرولیکی بالاتر، فرض برقراری جریان غیرداری باعث افزایش مقادیر تغییر مکان‌ها و اضافه فشارهای حفره‌ای ایجاد شده می‌شود.

۲- معادلات حاکم

معادلات حاکم بر محیط متخلخل اشباع خاکی که تنها دارای یک سیال حفره‌ای هستند، بر اساس تعادل کلی ترکیب اسکلت جامد خاک- سیال حفره‌ای (معادله ۱a)، معادله تعادل سیال حفره‌ای و معادله تعادل جرم سیال (معادله ۱b) و مفهوم تنش موثر فرمول‌بندی می‌شوند [۱۳].

$$\sigma_{ij,j} + \rho \ddot{u}_i - \rho b_i = 0 \quad (1-f)$$

$$[K_{ij}(p_{,j} + \rho_f \ddot{u}_j - \rho_f b_j)]_{,i} + \alpha \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{C} = 0 \quad (1-b)$$

ρ چگالی کل ترکیب بوده و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\rho = n\rho_v + (1-n)\rho_s \approx n\rho_f + (1-n)\rho_s \quad (2)$$

به طوری که n نسبت تخلخل، ρ_f چگالی آب و ρ_s چگالی دانه های خاک است. در این روابط i و j اعداد صحیح مشخص کننده جهت‌ها در دستگاه مختصات کارتزین هستند ($1 \leq i, j \leq 3$). در روابط (۱a) و (۱b)، b_i نیروی حجمی وارد بر واحد جرم، k_{ij} نفوذپذیری دینامیکی مصالح، α ضریب تصحیح

فشار سیال حفره‌ای است و برای اغلب خاک‌ها $\alpha = 1$ در نظر گرفته می‌شود. C نیز تراکم‌پذیری ترکیبی فازهای سیال و جامد است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C = \frac{n}{K_f} + \frac{\alpha - n}{K_s} \approx \frac{n}{K_f} + \frac{1-n}{K_s} \quad (3)$$

K_s مدول حجمی ذرات جامد و K_f مدول حجمی دانه‌های خاک است. برای حل عددی معادلات، از روش المان محدود استفاده می‌شود و گسسته‌سازی مکانی معادلات به روش گالرکین صورت می‌گیرد. در این بررسی از توابع شکل مرتبه دوم برای جابه‌جایی و مرتبه اول برای فشار استفاده می‌شود. فرضیه مرسوم برای توصیف حرکت سیال در محیط متخلخل در مقیاس میکروسکوپی، وقوع جریان آرام (خزشی) است که در مقیاس ماکروسکوپی معادل رابطه خطی بین سرعت و هد پیزومتریک است:

$$i = h_{,j} = -\frac{1}{k} v_f \quad (4)$$

این رابطه معروف به قانون داری است. $h_{,j}$ گرادیان هیدرولیکی، k ضریب نفوذپذیری و v_f سرعت سیال است. لازم به ذکر است که این قانون تا زمانی اعتبار دارد که نیروهای ویسکوزیته بر نیروهای اینرسی غالب‌اند و برای موقعیت‌های که اثر اینرسی در مقیاس سیال قابل چشم‌پوشی نباشد، آنچه که در عمل برای اعداد رینولدز $10 > Re = v_f d / \nu_k$ اتفاق می‌افتد، d میانگین قطر ذرات محیط متخلخل بوده و ν_k ویسکوزیته سینماتیکی سیال است) رفتار هیدرولیکی ماکروسکوپی با افزودن ترم دو سرعت اینرسی به قانون داری اصلاح شده و به اصطلاح قانون فورشه‌ایم نامیده می‌شود (معادله ۵a). می‌توان این معادله را به فرم داری معادل نیز نوشت (معادله ۵b). برای استخراج معادلات بیوت، معادله پیوستگی سیال شامل ترم $(v_f)_{,i}$ بود که در جریان داری با عبارت $-k \nabla^2 h$ و به عبارتی با $-k/\gamma_f \nabla^2 p$ جایگزین شد. وقتی جریان غیر داری فرض شود، با استفاده از قانون تجزیه کسرها این ترم به شکل رابطه (۷) خواهد بود:

$$-i = a v_f + b v_f^2 \quad (5-f)$$

$$\{\bar{m}\} = \frac{\partial g}{\partial \sigma'}, \quad \{\bar{n}\} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'} \quad (۱۴-ج)$$

E مدول الاستیسیته، ν ضریب پواسون و $H_{l/u}$ مدول پلاستیک در طول بارگذاری یا باربرداری^{۱۵} بوده، $\{\bar{m}\}$ و $\{\bar{n}\}$ به ترتیب بردار جهت جریان پلاستیک^{۱۴} و بردار جهت بارگذاری یا باربرداری^{۱۵} هستند. همچنین f تابع سطح تسلیم^{۱۶} و g تابع سطح پتانسیل پلاستیک^{۱۷} در فضای تنش هستند. علامت $\|\cdot\|$ نشان دهنده نرم^{۱۸} بردار است. به منظور انتگرال گیری زمانی از روش نیومارک عمومی

برای GN22 پارامتر جابه جایی و GN11 برای پارامتر فشار استفاده می شود در این روش فرض می شود متغیرها در گام زمانی t^n

معلم هستند و باید در گام زمانی $t^{n+1} = t^n + \Delta t$ محاسبه شوند:

$$\{\bar{u}_{n+1}\} = \{\bar{u}_n\} + \{\Delta \bar{u}_n\} \quad (۱۵-الف)$$

$$\{\bar{u}_{n+1}\} = \{\bar{u}_n\} + \{\bar{u}_n\} \Delta t + \beta_1 \{\Delta \bar{u}_n\} \Delta t \quad (۱۵-ب)$$

$$\{\bar{u}_{n+1}\} = \{\bar{u}_n\} + \{\bar{u}_n\} \Delta t + \frac{1}{\nu} \{\bar{u}_n\} \Delta t^\nu + \frac{1}{\nu} \beta_2 \{\Delta \bar{u}_n\} \Delta t^\nu \quad (۱۵-ج)$$

$$\{\bar{p}_{n+1}\} = \{\bar{p}_n\} + \{\Delta \bar{p}_n\} \quad (۱۶-الف)$$

$$\{\bar{p}_{n+1}\} = \{\bar{p}_n\} + \{\bar{p}_n\} \Delta t + \bar{\theta} \{\Delta \bar{p}_n\} \Delta t \quad (۱۶-ب)$$

با اعمال روش افزایشی (incremental) تنها مجهولات این معادلات $\{\Delta \bar{u}_n\}$ و $\{\Delta \bar{p}_n\}$ خواهند بود. پارامترهای β_1 و β_2 در محدوده صفر تا یک قرار دارند. برای پایداری بی قید و شرط حل دستگاه لازم است $\bar{\theta}, \beta_1 \geq 0/5$ و $\beta_2 \geq 0/5$ باشند و بهترین مقادیرشان $\bar{\theta}, \beta_1 = 0/6$ و $\beta_2 = 0/605$ است [۱۵]. پس از گسسته سازی زمانی شکل ماتریسی معادلات کوپله غیرخطی به صورت زیر حاصل می شود. این دستگاه معادلات می تواند با استفاده از یک روش مناسب همچون روش تکرار نیوتون حل شود. در بررسی حاضر دستگاه معادلات حاصل به کمک برنامه المان محدود توسعه داده شده در محیط فرترن حل می شود.

$$\begin{bmatrix} [M]_{n+1} + \frac{1}{\nu} \beta_2 \Delta t^\nu [k_m]_{n+1} & -\Delta t \bar{\theta} [Q]_{n+1} \\ \beta_1 \Delta t [Q]_{n+1}^T & S + \Delta t \bar{\theta} [k_c]_{n+1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\Delta \bar{u}_n\} \\ \{\Delta \bar{p}_n\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \end{Bmatrix}$$

$$\{F_1\} = \{f^1\}_{n+1} - \{f^1\}_n + [Q]_{n+1} \{\bar{p}_n\} \Delta t - [k_m]_{n+1} (\{\bar{u}_n\} \Delta t + \frac{1}{\nu} \{\bar{u}_n\} \Delta t^\nu)$$

$$\{F_2\} = \{f^2\}_{n+1} - \{f^2\}_n - [k_c]_n \{\bar{p}_n\} \Delta t - [Q]_{n+1} \{\bar{u}_n\} \Delta t \quad (۱۷)$$

این صورت که در هر تکرار، با استفاده از سرعت های تکرار قبل ماتریس اصلاحی $([k_t])$ تشکیل شده و حاصل ضرب $\{k_t\} \{p\}$ به عنوان نیروی داخلی معلوم ناشی از غیرخطی بودن جریان به سمت راست دستگاه معادلات افزوده می شود و تکرارها تا تثبیت سرعت انجام می شود. معیار همگرایی به صورت زیر تعریف می شود:

$$\frac{|(V_{fn})_i - (V_{fn})_{i-1}|}{|(V_{fn})_i|} \leq e, \quad n = 1, 2, \dots, nn \quad (۱۱)$$

که i شمارنده تکرار، n شماره گره، nn تعداد کل گره ها و e مقدار تلورانس مجاز است که در این بررسی برابر $0/001$ فرض می شود. در نهایت شکل گسسته شده معادلات بیوت به صورت زیر حاصل می شوند:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [c] \{\dot{u}\} + [k_m] \{u\} - [Q] \{\bar{p}\} = \{f^{(1)}\} \quad (۱۲-الف)$$

$$[Q]^T \{\dot{u}\} + ([k_c] - [k_t]) \{\bar{p}\} + [S] \{\bar{p}\} = \{f^{(2)}\} \quad (۱۲-ب)$$

$$[M] = \int (N^u)^T \rho N^u d\Omega \quad (۱۲-ج)$$

$$[k_m] = \int [B]^T [D] [B] d\Omega \quad (۱۲-د)$$

$$[Q] = \int [B]^T [N^p] d\Omega \quad (۱۲-ه)$$

$$[S] = \int N^p \left(\frac{1}{k_f} + \frac{1-n}{k_s} \right) N^p d\Omega \quad (۱۲-و)$$

که $[M]$ ماتریس جرم برابر، $[k_m]$ ماتریس سختی، $[Q]$ ماتریس کوپل (اندرکنش) و $[S]$ ماتریس تراکم پذیری هستند. همچنین $[c]$ ماتریس میرایی است که در صورت استفاده از میرایی رایلی به صورت ترکیب خطی از ماتریس های جرم و سختی است. بردارهای نیرو نیز به صورت زیر محاسبه می شوند:

$$f^{(1)} = \int [N^u]^T \rho b d\Omega + \int_{\Gamma} [N^u]^T \{t\} d\Gamma \quad (۱۳-الف)$$

$$f^{(2)} = - \int [N^p]^T \nabla^T (k \rho_f b) d\Omega + \int_{\Gamma} [N^p]^T \{\bar{q}\} d\Gamma \quad (۱۳-ب)$$

$$[D^e] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu/2 \end{bmatrix} \quad (۱۴-الف)$$

$$[D] = [D^e] - \frac{[D^e] \bar{m} \bar{m} [D^e]}{H_{l/u} + \bar{n} [D^e] \bar{m}} \quad (۱۴-ب)$$

۳- مدل رفتاری خاک

تانسور سختی الاستوپلاستیک مماسی دو حالت وجود دارد و برای برآورده کردن شرط پیوستگی در بارگذاری و باربرداری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_{L/U}^{-1} = (D^e)^{-1} d\varepsilon + \frac{1}{H_{L/U}} [\bar{m}_{L/U} \otimes \bar{n}] \quad (21)$$

\bar{m}_U و \bar{m}_L به ترتیب بردارهای یکه واحد، معرف جهت جریان پلاستیک در بارگذاری و باربرداری هستند. H_U و H_L به ترتیب توابع مدول پلاستیک در دو حالت بارگذاری و باربرداری هستند که کمیت‌هایی اسکالرنند. D^e تانسور سختی الاستیک مماسی است. بنابراین در روش پلاستیسیتیه عمومی، با مشخص کردن سه بردار $(\bar{m}_L, \bar{m}_U, \bar{n})$ دو اسکالر (H_U, H_L) و یک تانسور مرتبه ۴ (D^e) ، رفتار غیرخطی برگشت‌ناپذیر خاک‌ها می‌تواند به طور کامل بیان شود. چون مدول‌های سخت‌شوندگی و جهت‌های جریان پلاستیک بدون ارجاع به تابع تسلیم و پتانسیل پلاستیک قابل تعریف‌اند این دو حالت مختلف می‌تواند با توجه به اینکه تغییر تنش صورت گرفته می‌تواند ناشی از بارگذاری یا باربرداری باشد، با عبارات متفاوتی تعریف شوند. پارامتر پیوستگی نیز به صورت زیر بیان می‌شود:

$$d\lambda = \frac{\bar{n} : D^e : d\varepsilon}{H_{L/U} + \bar{n} : D^e : \bar{m}_{L/U}} \quad (22)$$

باید توجه داشت که توابع تسلیم و پتانسیل در این مدل به طور صریح تعریف نمی‌شوند. مدل پاستور-زینکوویچ به عنوان حالت خاصی از فرمول‌بندی پلاستیسیتیه عمومی است که برای پیش بینی رفتار خاک‌های دانه‌ای تحت بارگذاری‌های یکنواخت و تناوبی توسعه یافته است. در این مدل فرض می‌شود که پاسخ مسئله ایزوتروپیک است و معادلات ساختاری برحسب نامتغیرهای تنش p_m, q, θ نوشته می‌شوند:

$$p_m = \frac{1}{3} I : \sigma = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma) = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \quad (23-الف)$$

$$q = \sqrt{3 J_2} \quad (23-ب)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right) \quad (23-ج)$$

J_2 و J_3 به ترتیب نامتغیرهای دوم و سوم تانسور تنش انحرافی^{۱۹} هستند. برای مدل‌سازی رفتار ماسه ابتدا باید طبیعت رفتار ماسه در

ایده اولیه پلاستیسیتیه عمومی توسط زینکوویچ و مورز [۱۶] و بعدها توسط همکاران پاستور [۵] مطرح شده است. در این روش هیچ کدام از سطوح تسلیم و پتانسیل پلاستیک به طور صریح تعریف نمی‌شوند و تنها از مشتقات مربوطه استفاده می‌شود همچنین در پلاستیسیتیه عمومی صرف‌نظر از جهت افزایش تنش، یعنی در هر دو حالت بارگذاری و باربرداری، امکان تغییر شکل‌های پلاستیک در هر سطحی از کرنش وجود دارد. در پلاستیسیتیه عمومی، رفتار الاستوپلاستیک مصالح با رابطه افزایشی زیر برای جزء تنش و جزء کرنش تعریف می‌شود (منظور از σ در کلیه روابط این بخش تنش مؤثر σ' است).

$$\sigma = D : d\varepsilon \quad (18)$$

که در آن D ، تانسور سختی مماسی الاستوپلاستیک بوده و وابسته به وضعیت کنونی تنش، مسیر افزایش تنش و تعدادی متغیر داخلی است. $d\varepsilon$ ، نمو کرنش، خود شامل دو بخش الاستیک (e) و پلاستیک (p) است. لازم به ذکر است که جزء تنش ($d\sigma$) هر کدام از بخش‌های الاستیک و پلاستیک باید یکسان باشد [۱۷]:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (19-الف)$$

$$d\sigma^e = D^e : d\varepsilon^e \quad (19-ب)$$

$$d\sigma^p = D^p : d\varepsilon^p \quad (19-ج)$$

به دلیل وابستگی D به مسیر تنش باید حالت بارگذاری، یعنی بارگذاری یا باربرداری مشخص شود. اگر n بردار جهت نرمال در فضای تنش داده شده باشد شرایط بارگذاری یا باربرداری به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$\bar{n} : d\sigma^e > 0 \quad \text{بارگذاری} \quad (20-الف)$$

$$\bar{n} : d\sigma^e < 0 \quad \text{باربرداری} \quad (20-ب)$$

$$\bar{n} : d\sigma^e = 0 \quad \text{خنثی} \quad (20-ج)$$

که $\bar{n} : d\sigma^e = 0$ افزایش تنش الاستیک بوده و در صورتی که رفتار مصالح کاملاً الاستیک باشد مشاهده می‌شود. حالت خنثی، حالت حدی بوده و مربوط به افزایش تنشی است که رفتار برگشت‌پذیر است. بسته به مسیر بارگذاری یا باربرداری، برای

آزمایشگاه مشخص شود و اولین گام یافتن اتساع^{۲۰} خاک است:

$$d_g = \frac{d\varepsilon_p}{d\varepsilon_q} \quad (24)$$

که $d\varepsilon_p$ کرنشی حجمی پلاستیک و $d\varepsilon_q$ کرنش برشی پلاستیک^{۲۱} است. بر اساس آزمایش‌های صورت گرفته روی ماسه‌ها، برای یک نقطه تنش ثابت در فضای نامتغیر تنش^{۲۲}، مقدار اتساع (d_g) مستقل از مقدار و جهت جزء تنش بوده و می‌تواند^{۲۳} به وسیله یک تابع خطی از نسبت نامتغیرهای تنش η تخمین زده شود. لذا اتساع خاک به صورت تابعی از نسبت تنش میانگین به تنش انحرافی^{۲۴} به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$d_g = (1 + \alpha_g) \cdot (M_g - \eta) \quad (25)$$

که α_g پارامتر مصالح بوده و M_g شیب خط وضعیت بحرانی در صفحه $q-p$ است. اگر ϕ'_g زاویه اصطکاک باقی مانده در آزمایش سه محوری باشد، با تعمیم M_g به شرایط تنش سه بعدی به صورت تغییراتی از نوع موهر کولمب داریم:

$$M_g = \frac{6 \sin \phi'_g}{3 - \sin \phi'_g \cdot \sin 3\theta} \quad (26)$$

در نتیجه مولفه‌های بردار جریان پلاستیک در صفحه تنش‌های اصلی برای حالت بارگذاری به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$m_{L,v} = \frac{d_g}{\sqrt{1 + d_g^2}} \quad (27\text{-الف})$$

$$m_{L,s} = \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} \quad (27\text{-ب})$$

$$m_{L,\theta} = -\frac{qM_g \cos 3\theta}{2\sqrt{1 + d_g^2}} \quad (27\text{-ج})$$

برای انتقال به صفحه کارترین لازم است مؤلفه‌های m_L در بردارهای پایه که مشتق نامتغیرهای تنش نسبت به تنش σ هستند ضرب شوند:

$$m = m_v \cdot \frac{dp_m}{d\sigma} + m_s \cdot \frac{dq}{d\sigma} + m_\theta \cdot \frac{d\theta}{d\sigma} \quad (28)$$

برای حالت باربرداری، کرنش‌های برگشت‌ناپذیر انقباضی هستند. بنابراین مؤلفه‌های m_u به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$m_{U,v} = -\text{abs}(m_{L,v}) \quad (29\text{-الف})$$

$$m_{U,s} = m_{L,s} \quad (29\text{-ب})$$

$$m_{U,\theta} = m_{L,\theta} \quad (29\text{-ج})$$

چون در این مدل رفتاری فرض می‌شود قانون جریان غیرهمراه^{۲۵} است، جهت بارگذاری n متفاوت از جهت جریان پتانسیل m است. اما با عبارات مشابهی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$n_v = \frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}} \quad (30\text{-الف})$$

$$n_s = \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \quad (30\text{-ب})$$

$$n_\theta = -\frac{qM_f \cos 3\theta}{2\sqrt{1 + d_f^2}} \quad (30\text{-ج})$$

$$d_f = (1 + \alpha_f) \cdot (M_f - \eta) \quad (30\text{-د})$$

که α_f, M_f پارامترهای مدل هستند. از مشخصه‌های رفتاری ماسه‌ها این است که با افزایش تغییر شکل پلاستیک برشی، سختی کاهش یافته و وضعیت مصالح به وضعیت بحرانی نزدیک‌تر می‌شود. اگر H_L را مدول پلاستیک در بارگذاری در نظر بگیریم، پاستور و همکاران [۵] این مسئله را به صورت زیر فرمول‌بندی کردند:

$$H_L = H_0 \cdot p_m \cdot H_f \cdot \{H_v + H_s\} H_{DM} \quad (31\text{-الف})$$

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{M_f} \cdot \frac{\alpha_f}{1 + \alpha_f}\right)^4 \quad (31\text{-ب})$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (31\text{-ج})$$

$$H_s = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot \exp(-\beta_2 \cdot \xi) \quad (31\text{-د})$$

$$H_{DM} = \left(\frac{\zeta_{\max}}{\zeta}\right)^\gamma \quad (31\text{-ه})$$

$$\xi = \int |d\varepsilon_s^p| = \int d\xi \quad (31\text{-و})$$

$$\zeta = p \left\{1 - \left(\frac{\alpha_f}{1 + \alpha_f}\right) \cdot \frac{\eta}{M_f}\right\}^{-1/\alpha_f} \quad (31\text{-ز})$$

که γ, β_1, β_2 و H_0 جزء پارامترهای مدل هستند. ζ کرنش پلاستیک انحرافی تجمعی^{۲۶} است. ζ_{\max} حداکثر مقدار تابع تنش متغیر^{۲۷}، ζ بوده که برای احتساب تاریخچه تنش خاک است. مدول پلاستیک به دست آمده از رابطه (۳۱) می‌تواند برخی ویژگی‌های مشخصه رفتار خاک‌های دانه‌ای همچون گسیختگی در وضعیت بحرانی، نرم‌شدگی ماسه‌ها و عدم تورم

(اتساع) ماسه‌های شل را مدل کند. در حالت باربرداری نیز مدول پلاستیک H_U به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$H_U = H_{U_0} \left(\frac{M_g}{\eta_u} \right)^{\gamma_u} \quad \text{for } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \quad (32-f)$$

$$H_U = H_{U_0} \quad \text{for } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \quad (32-b)$$

H_{U_0} پارامتر مدول بوده و η_u نسبت تنش‌ی است که در آن باربرداری اتفاق افتاده است. در مدل پاستور-زینکوویچ فرض می‌شود خاک دارای واکنش الاستیک غیرخطی است و رفتار غیرخطی برگشت پذیر با رویکرد هیپوالاستیک^{۲۸} بیان می‌شود که در آن مدول حجمی و مدول برشی تنها به بخش هیدرواستاتیک تانسور تنش مؤثر بستگی دارد و با روابط زیر بیان می‌شود:

$$K_{ev} = K_{ev_0} \frac{p_m}{p_0} \quad (33-f)$$

$$G = G_0 \frac{p_m}{p_0} \quad (33-b)$$

که p_0 فشار هیدرواستاتیکی‌ای است که پارامترهای مدول در آن اندازه گیری شده‌اند G_0 و K_{ev_0} مقادیر اولیه مدول برشی و مدول حجمی^{۲۹} هستند.

۵- ارزیابی و صحت‌سنجی

ابتدا الگوریتم توسعه داده شده برای جریان غیرداری از طریق مقایسه با نتایج تحلیلی یک جریان ساده، تحت عنوان جریان محدود افقی با سطح مقطع متغیر [۱۸]، ارزیابی شده و سپس این الگوریتم روی برنامه اصلی پیاده شده و برای صحت‌سنجی برنامه اصلی، آزمایش VELACS به صورت عددی شبیه‌سازی شده و با نتایج تجربی مقایسه می‌شود. برنامه مورد استفاده در محیط فرترن برنامه‌نویسی شده است و برای مدل کردن رفتار خاک با مدل پاستور و زینکوویچ از زیربرنامه dep08g توسعه داده شده توسط چان و مورد استفاده در برنامه SWANDYNE-II [۱۹-۲۰] استفاده شده است و اصلاحات لازم در این برنامه اعمال شده است.

۵-۱- جریان محدود افقی با سطح مقطع متغیر

شکل (۱) جریان محدود فرضی از داخل یک فضای متخلخل درشت‌دانه با سطح مقطع غیریکنواخت را نشان می‌دهد که شرایط در صفحه عمود بر جهت جریان یکسان است. در این مثال، قسمت بالایی قرار گرفته روی مصالح درشت‌دانه کاملاً غیرقابل نفوذ در نظر گرفته می‌شود. ابعاد هندسی مقطع در شکل نشان داده شده‌اند. جنس مصالح محیط، مصالح درشت‌دانه با اندازه متوسط حدود ۲/۷ سانتی متر و تخلخل ۰/۴۵۹ است. a و b ضرایب معادله فورشه‌ایمر برای محیط مورد نظر هستند که با استفاده از دستگاه اندازه‌گیری نفوذپذیری برای مواد درشت‌دانه در آزمایشگاه به دست آمده‌اند و به ترتیب ۰/۸۷۳/m و $42/4s^2/m^2$ هستند [۱۸]. سطوح آب در پایین دست جریان یک متر و در بالادست چهار متر در نظر گرفته شده است که منجر به گرادیان هیدرولیکی کلی و ثابت ۰/۳ برای جریان می‌شود. با فرض برقراری جریان یک بعدی، مشخصات جریان به صورت تحلیلی محاسبه می‌شوند. با توجه به شکل (۱)، تابع تغییرات مقطع در واحد عرض جریان می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$A(x) = -0.1x + 2 \quad (34)$$

بنابراین سرعت جریان در مقطعی به فاصله x از مبدا برابر:

$$V = \frac{Q}{A(x)} = \frac{q}{-0.1x + 2} \quad (35)$$

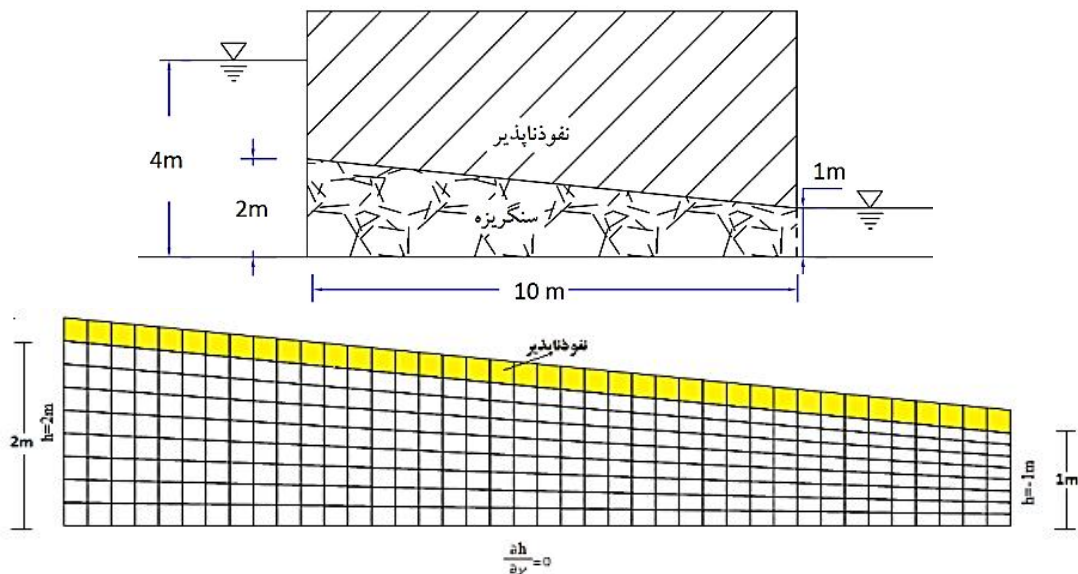
است. با جایگذاری این رابطه در معادله ساختاری جریان غیرداری خواهیم داشت:

$$-\frac{dh}{dx} = a \left(\frac{q}{-0.1x + 2} \right) + b \left(\frac{q}{-0.1x + 2} \right)^2 \quad (36)$$

با انتگرال‌گیری از رابطه حاصل، روی مرزهای معین، ارتفاع هیدرولیکی که تابعی از دبی در واحد عرض است، حاصل می‌شود:

$$h = 10aq \left(\ln \frac{-0.1x + 2}{2} \right) - 10bq^2 \left(\frac{1}{-0.1x + 2} - \frac{1}{2} \right) + 2 \quad (37)$$

با اعمال شرایط اولیه $h = -1m$ در $x = 10m$ دبی در واحد عرض مقطع به ازای a و b داده شده برابر ۰/۱۰۵۶ به دست می‌آید. با جایگذاری مقادیر مربوطه در رابطه (۳۷) معادله تغییرات فشار



شکل ۱- جریان محدود افقی با سطح مقطع متغیر و شبکه المان محدود به کار رفته به همراه شرایط مرزی حاکم

اعمال شده به مدل $g = 50$ است. شتاب حرکت ورودی که در کف شبکه اعمال می شود در شکل (۴) در مقیاس واقعی (مقیاس مدل) نشان داده شده است. برای مدل سازی در مقیاس مدل، با در نظر گرفتن محل ابزار سنجش به کار رفته در آزمایش تجربی و تلاش برای دستیابی به نزدیک ترین نقاط به محل این ابزار و حداقل سازی زمان محاسبات از شبکه ای با 64 المان 4 گرهی برای سیال و 8 گرهی برای اسکلت جامد استفاده می شود. مرزهای کناری و کف شبکه نفوذناپذیر گرفته شده و در سطح مدل شرایط زهکشی و در نتیجه فشار صفر برقرار است. در مدل المان محدود، برای مدل کردن رفتار لامینار باکس 3 ، گره های واقع بر مرزهای قائم کناری، به هم بسته شده اند. برای تعیین وضعیت اولیه تنش قبل از تحلیل دینامیکی، تحلیل استاتیکی با مدل الاستوپلاستیک موهرکولمب و زاویه اصطکاک کاهش یافته $\phi' = 25^\circ$ صورت گرفته است.

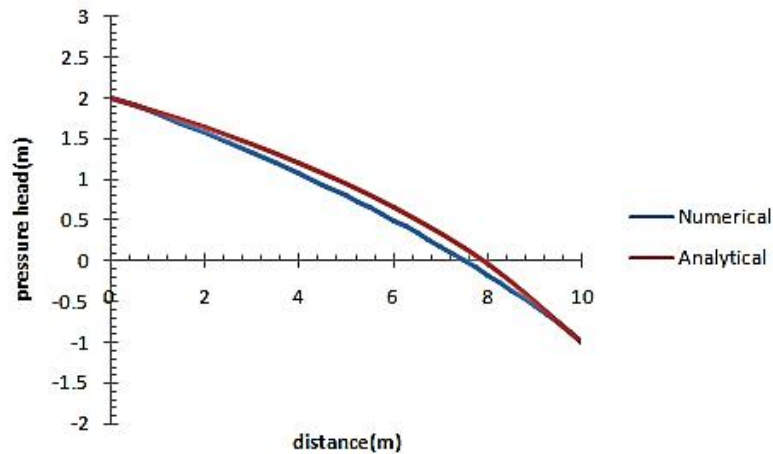
۶- نتایج و بحث

تمام مقادیر مشخص شده روی نمودارها در مقیاس نمونه ای هستند (تغییر مکان های حاصل از مدل و زمان های مربوطه شان 50 برابر شده اند) اما مکان گزارش شده برای ابزار دقیق در مقیاس مدل است. نتایج مربوط به فشار آب حفره ای ایجاد شده و تغییر

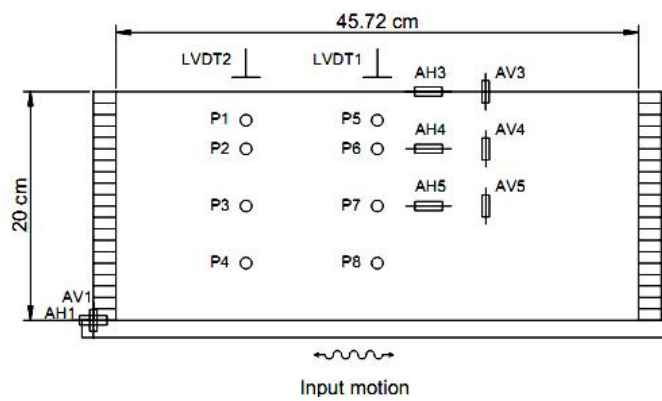
در کف مسیر حاصل می شود. برای حل عددی مسئله به روش المان محدود، از تعداد 360 المان 4 گرهی استفاده می شود. که لایه بالایی شبکه، نفوذناپذیر بوده و برای این منظور a و b مربوطه در این لایه به ترتیب 1×10^6 و 1×10^{15} در نظر گرفته شده اند. شبکه مربوطه در شکل (۱) و نتایج حاصل از تحلیل عددی به همراه نتایج تحلیلی در نمودار شکل (۲) نشان داده شده اند. در ابتدا و انتهای مسیر نتایج حاصل از تحلیل عددی منطبق بر نتایج تحلیلی اند ولی در بخش میانی اندک اختلاف موجود ناشی از فرض یک بعدی بودن جریان در حل تحلیلی است ولی در حالت کلی حل عددی انطباق خوبی با حل تحلیلی دارد.

۵-۲- مشخصات آزمایش VELACS

برای صحت سنجی مدل، نتایج آزمایشات سانتریفیوژ شماره یک، ارائه شده توسط تابادا و دابری [۲۱] از پروژه VELACS به کار رفته اند. شکل نمادین مدل شماره یک در شکل (۳) نشان داده شده است. خاک متشکل از یک لایه یکنواخت از ماسه نوادا 30° با تراکم نسبی $Dr = 40\%$ و کاملاً اشباع است. مشخصات خاک به کار رفته در آزمایش در جدول های (۱) و (۲) ارائه شده است [۲۲]. ضخامت لایه در مقیاس مدل، 20 سانتی متر بوده و میدان ثقل



شکل ۲- جریان محدود افقی با سطح مقطع متغیر



شکل ۳- مقطع عرضی آزمایش سانتریفیوژ شماره یک

جدول ۱- مشخصات مصالح

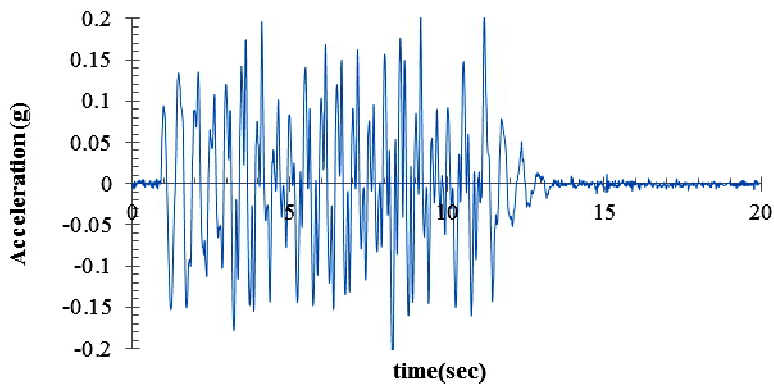
واحد	مقدار	پارامتر
بدون واحد	۰/۴۲۴	تخلخل (n)
KN/m ³	۲۰/۰۵	وزن مخصوص اشباع
m/s	6.6e-5	ضریب نفوذپذیری در مقیاس مدل
m/s	3.3e-3	ضریب نفوذپذیری در مقیاس نمونه‌ای
KPa	۲/۴۹	تنش تسلیم تک محوری یا چسبندگی
درجه	۰/۶۶	زاویه اتساع
mm	۰/۱	قطر میانگین ذرات

مکان‌های قائم و افقی حاصل از تحلیل مدل در نقاط مشخص شده در شکل (۵) به همراه نتایج تجربی، به ترتیب در شکل‌های (۶)، (۷) و (۸) نمایش داده شده‌اند. الگوی فشار آب حفره‌ای و تغییر

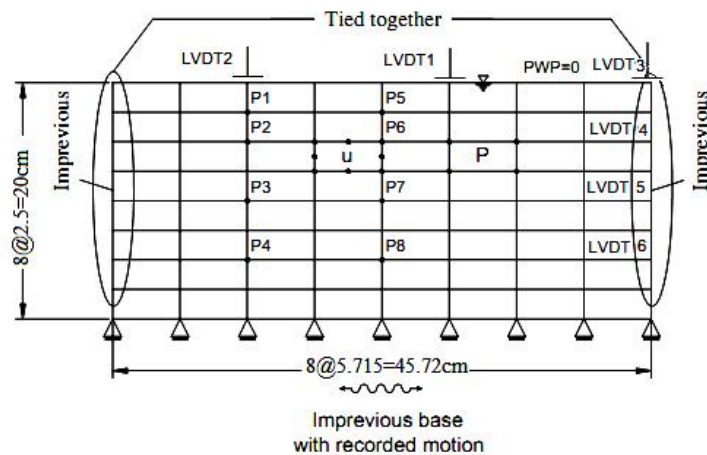
مکان‌های قائم و افقی حاصل از تحلیل مدل در نقاط مشخص شده در شکل (۵) به همراه نتایج تجربی، به ترتیب در شکل‌های (۶)، (۷) و (۸) نمایش داده شده‌اند. الگوی فشار آب حفره‌ای و تغییر

جدول ۲- پارامترهای مدل PZ-III

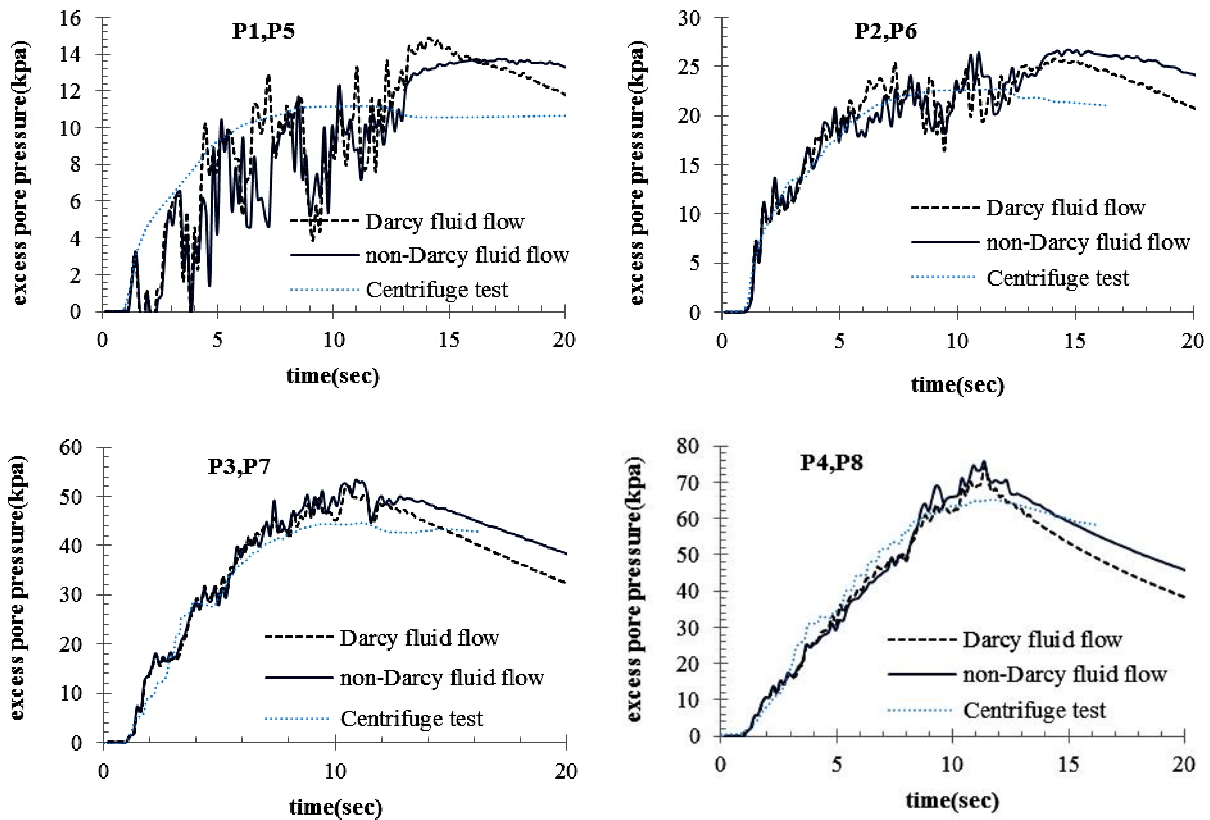
پارامتر	نماد	مقدار	واحد
مدول تراکم‌پذیری در p'_0	K_{ev}	۷۷۰	KPa
مدول برشی در p'_0	K_{es}	۱۱۵۵	KPa
فشار مرجع p'_0	p'_0	۴	KPa
خط وضعیت بحرانی	M_g	۱/۱۵	
خط وضعیت بارگذاری	M_f	۱/۰۳۵	
پارامتر اتساع	α_g	۰/۴۵	
پارامتر اتساع	α_f	۰/۴۵	
پارامتر سخت‌شوندگی برشی	β_0	۴/۲	
پارامتر سخت‌شوندگی برشی	β_1	۰/۲	
مدول پلاستیک بارگذاری	H_0	۶۰۰	KPa
مدول پلاستیک باربرداری	H_u	۴۰۰۰	KPa
پارامتر پلاستیک باربرداری	γ_u	۲	



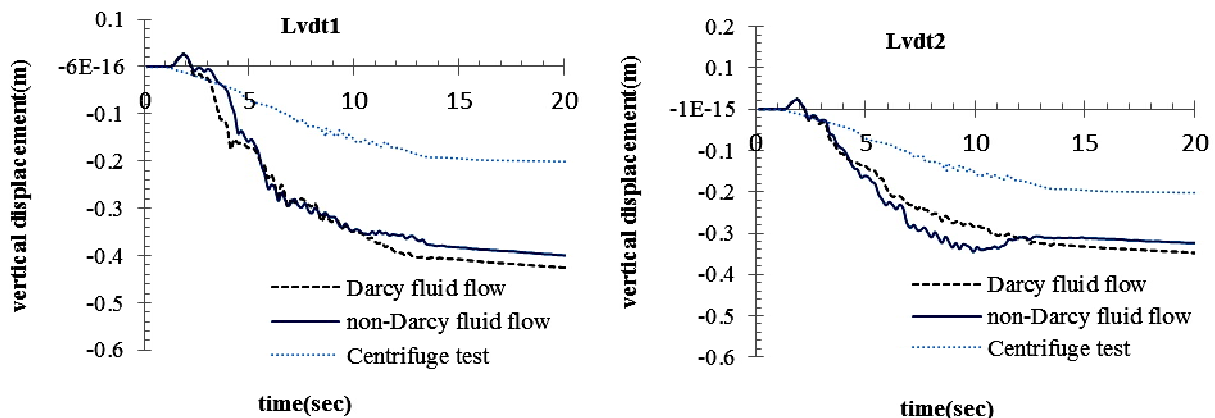
شکل ۴- حرکت ورودی افقی در کف شبکه



شکل ۵- شبکه المان محدود مورد استفاده برای مدل کردن آزمایش سائتریفیوز شماره یک



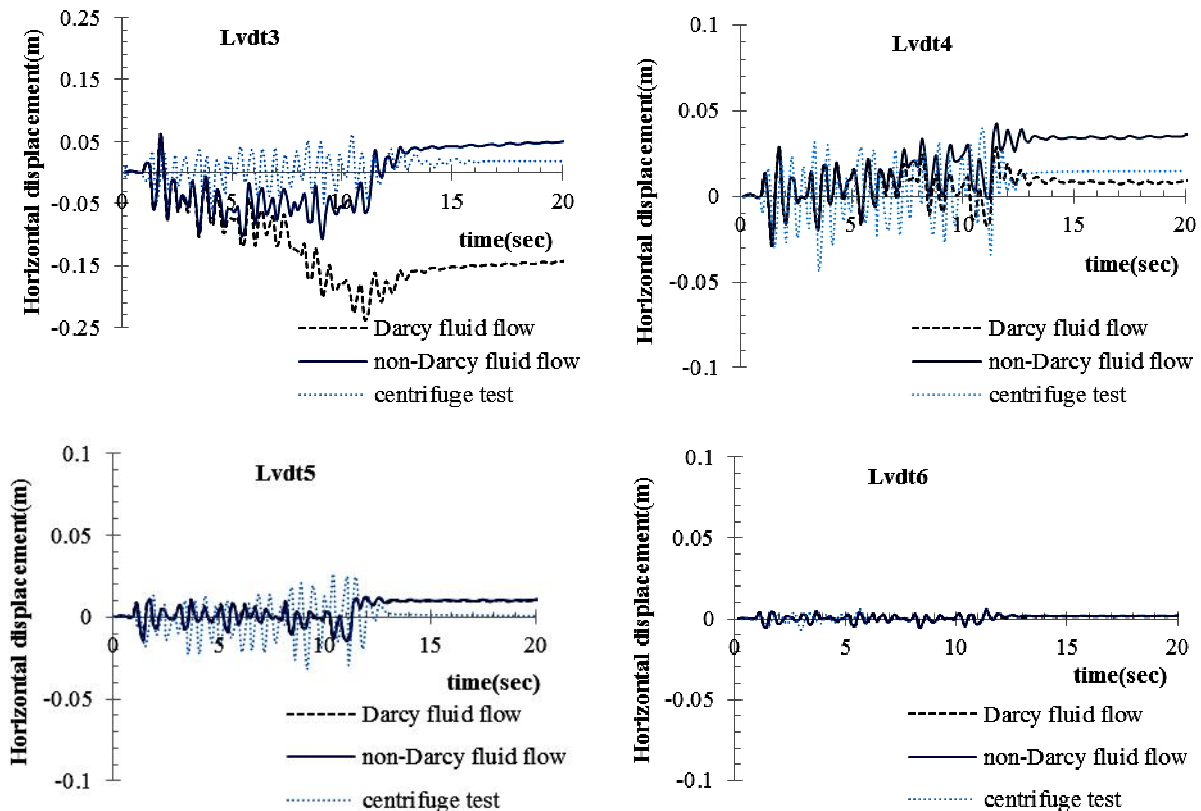
شکل ۶- تاریخچه زمانی اضافه فشار حفره‌ای اندازه‌گیری و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری در اعماق مختلف ($k=6.6e-5m/s$)



شکل ۷- تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم اندازه‌گیری شده و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری در دو نقطه مختلف ($k=6.6e-5m/s$)

حاصل از تحلیل مدل از نتایج تجربی فاصله می‌گیرند. در مورد تغییر مکان‌های افقی نیز نتایج با نتایج سانتیفیوژ گزارش شده رحمانی و همکاران [۳] مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در حالت کلی، الگوی تغییر مکان‌های ناشی از تحلیل مشابه نتایج تجربی بوده ولی

و از آن جمله تغییر تخلخل، ایجاد راه‌های فرار آب و... اضافه فشار با سرعت بیشتری زایل شده و در نتیجه نتایج تجربی تغییر مکان‌های قائم خیلی زود تثبیت شده‌اند ولی به دلیل عدم لحاظ این عوامل در حل تحلیلی و ثابت گرفتن خصوصیات محیط، به مرور زمان نتایج

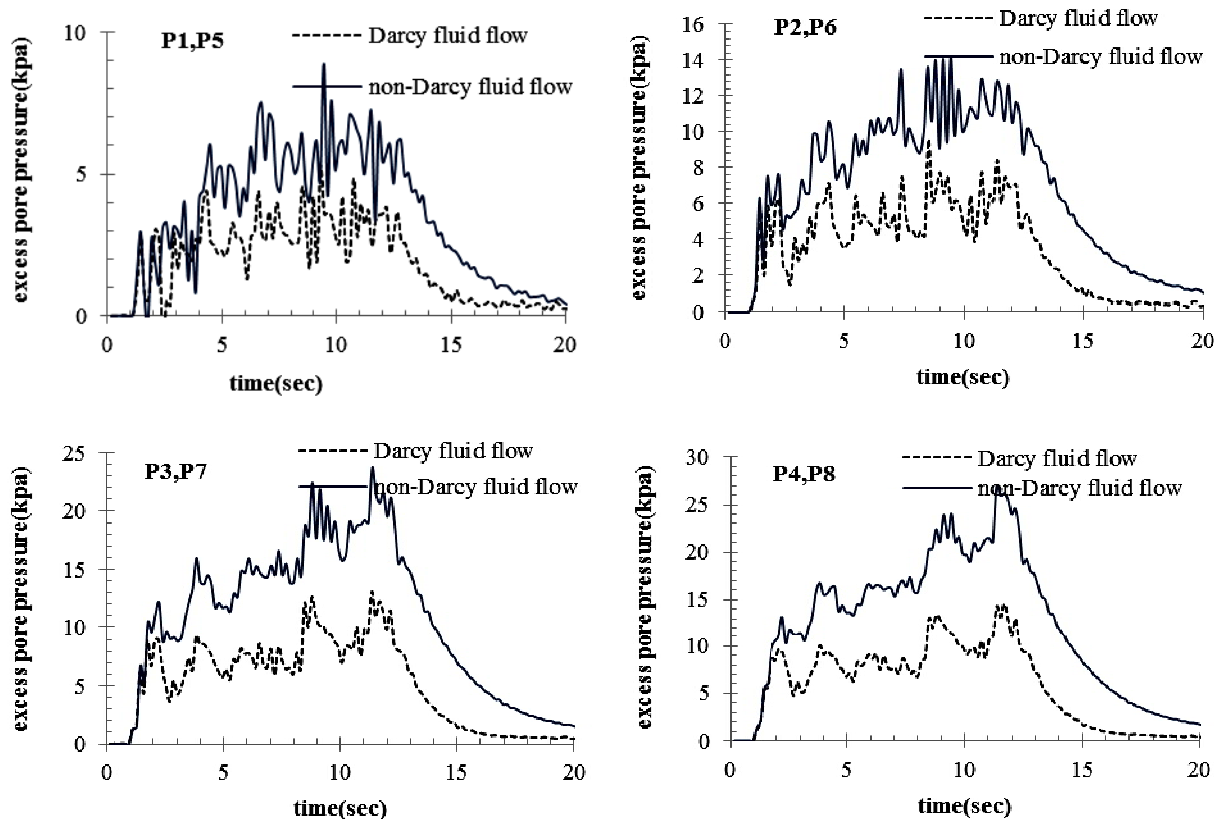


شکل ۸- تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های افقی اندازه‌گیری و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری در اعماق مختلف ($k=6.6e-5m/s$)

۶-۱- اضافه فشار حفره‌ای

از شروع تحلیل دینامیکی تا زمان وقوع مقدار حداکثر اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده، که این زمان در هر دو فرض جریان داری و غیرداری تقریباً یکی است، با نفوذپذیری $k=6/6 \times 10^{-5} m/s$ نتایج حاصل از هر دو نوع تحلیل با فرض برقراری جریان داری و غیرداری تقریباً بر هم منطبق هستند. ولی مقدار نهایی اضافه فشار حفره‌ای ایجاد شده، که نسبت آن به تنش قائم معیاری برای وقوع روان‌گرایی است، برای جریان غیرداری اندکی بیشتر از جریان داری است. همان‌طور که انتظار می‌رفت با افزایش عمق و در نتیجه افزایش گرادیان هیدرولیکی مقدار اختلاف موجود بین نتایج بیشتر می‌شود و در ادامه تحلیل با گذشت زمان کافی، نتایج دوباره بر هم منطبق می‌شوند. (شکل ۶). با ده برابر کردن نفوذپذیری مصالح، اختلاف نتایج دو نوع فرض برقراری جریان داری و غیرداری در حل معادلات مشهود شد (شکل ۹). به‌طوری که نتایج جریان

از نظر کمی متفاوتند. در زمان‌های اولیه نتایج پیش‌بینی شده به نتایج تجربی نزدیک‌ترند و بعد از زمان محتمل روان‌گرایی که مقادیر پس از یک جهش تثبیت می‌شوند، از هم فاصله می‌گیرند. اختلاف نتایج تجربی و نتایج حاصل از تحلیل مدل با افزایش عمق کاهش می‌یابد. به‌طوری که این اختلاف در سطح شبکه حداکثر بوده و در عمق ۱۵ متری نتایج تقریباً بر هم منطبق می‌شوند. به‌دلیل ایجاد گرادیان‌های هیدرولیکی بالا در اثر تحریک لرزه‌ای، اعتبار فرض برقراری جریان داری که بر مبنای جریان خزشی است مورد تردید قرار می‌گیرد. که در این بررسی این امر بدون احتساب شتاب سیال و فقط تصحیح ضریب نفوذپذیری با تغییرات سرعت سیال لحاظ شده است. به‌عبارتی نفوذپذیری معادل به‌صورت تابعی از سرعت سیال در نظر گرفته می‌شود. در ادامه نتایج حاصل از این روش تحت عنوان جریان غیرداری در سه بخش و برای دو مقدار ضریب نفوذپذیری گزارش می‌شود.



شکل ۹- تاریخچه زمانی اضافه فشار حفره‌ای اندازه‌گیری و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری در اعماق مختلف ($k=6.6e-4m/s$)

حفره‌ای) نتایج کم‌کم از هم فاصله می‌گیرند. در سطح شبکه مقادیر تغییر مکان‌های قائم حاصل از جریان داری اندکی بیشتر است ولی با ده برابر کردن نفوذپذیری اختلاف موجود بین نتایج بیشتر شده (شکل ۱۰) و نتایج جریان غیرداری غالب‌تر می‌شوند. با گذشت زمان نسبتاً طولانی و زایل شدن اضافه فشار حفره‌ای، اختلاف موجود بین نتایج دو نوع تحلیل تثبیت می‌شود.

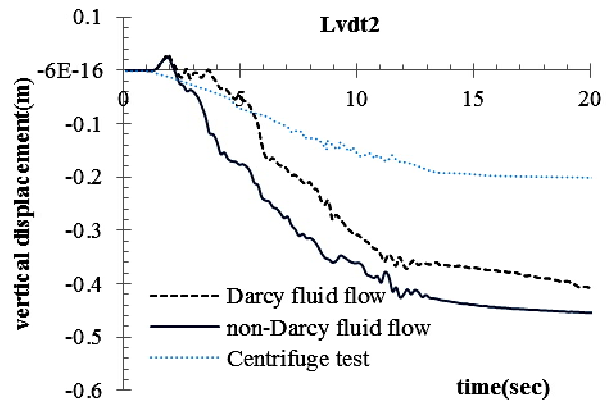
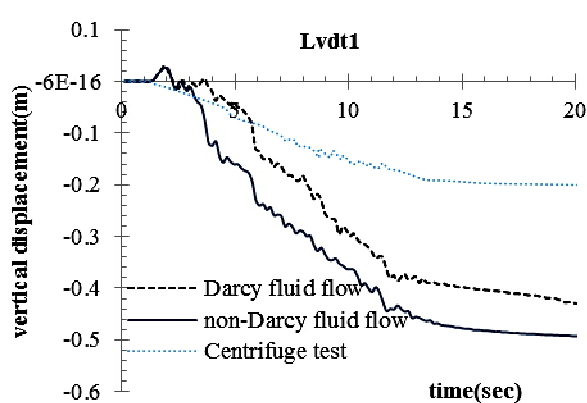
۳-۶- تغییر مکان‌های افقی

در مورد تغییر مکان‌های افقی صرف‌نظر از سطح شبکه ($Lvd3$)، الگوی تغییر مکان‌های ناشی از فرض وقوع جریان داری و غیرداری کاملاً بر هم منطبق هستند. از نظر مقدار هر چند در زمان‌های اولیه تحلیل دینامیکی، نتایج حاصل از تحلیل با جریان داری و غیرداری با هم انطباق دارند ولی بعد از زمان مشخصی نتایج کم‌کم از هم فاصله می‌گیرند. به‌طوری‌که تغییر مکان‌های ناشی از

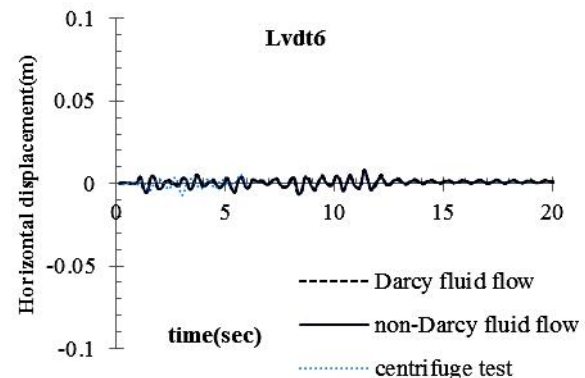
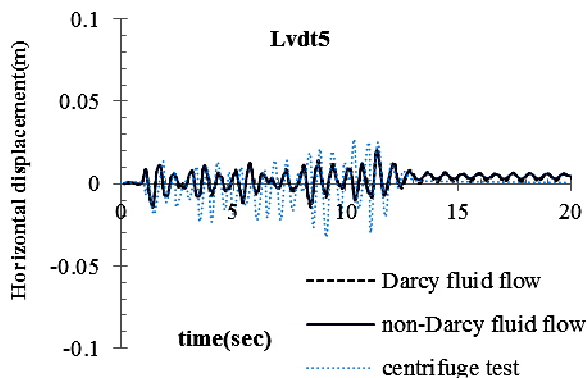
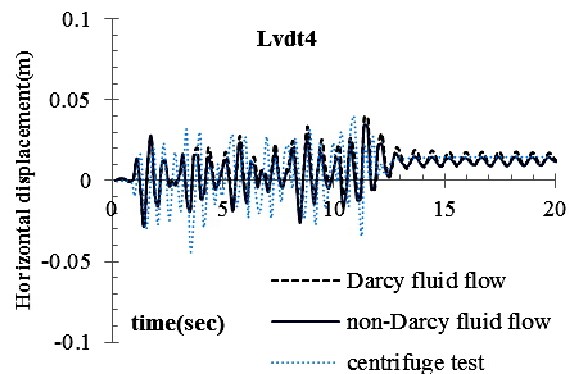
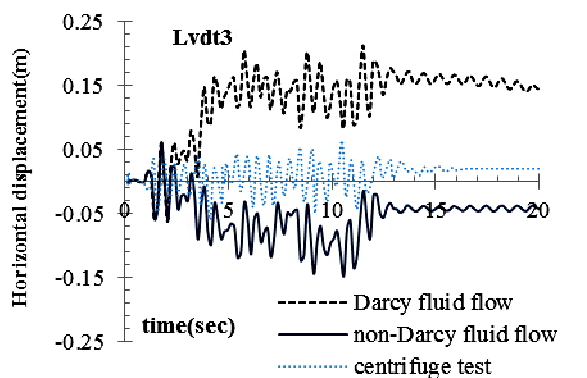
غیرداری غالب‌تر و با افزایش عمق اختلاف موجود بین دو تحلیل به‌نسبت بیشتر شدند. چون اضافه فشار ایجاد شده تحت تأثیر دو عامل مسافت زهکشی و سرعت سیال است و خود سرعت نیز تابع گرادیان هیدرولیکی بوده و در جریان غیرداری بیش از فرض برقراری جریان داری است، وقتی نفوذپذیری به حد کافی زیاد باشد، که امکان برقراری جریان غیرداری فراهم شود، در مسافت‌های زهکشی بالاتر انتظار می‌رود اضافه فشار ایجاد شده در جریان غیرداری بیشتر باشد. در حالت کلی نتایج تحلیل غیر داری از نظر زمان شروع افت فشار به واقعیت نزدیک تر هستند.

۲-۶- تغییر مکان‌های قائم

در زمان‌های اولیه تحلیل دینامیکی، نتایج حاصل از تحلیل با جریان داری و غیرداری کاملاً بر هم منطبق‌اند ولی بعد از زمان محتمل وقوع روان‌گرایی (زمان حداکثر شدن اضافه فشار



شکل ۱۰- تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های قائم اندازه‌گیری و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری دز دو نقطه مختلف از سطح مش ($k=6.6e-4m/s$)



شکل ۱۱- تاریخچه زمانی تغییر مکان‌های افقی اندازه‌گیری و محاسبه شده با فرض برقراری جریان داری و غیرداری اعماق مختلف ($k=6.6e-4m/s$)

بیشترین اختلاف موجود بین دو تحلیل، با عمق افزایش می‌یابد به گونه‌ای که در اعماق کم این اتفاق زودتر به وقوع می‌پیوندد ولی با افزایش عمق، به دلیل زیاد بودن مسافت زهکشی این امر زمان‌بر است. همچنین با افزایش عمق، ضمن کاهش نوسانات جواب‌ها،

تحلیل با جریان غیرداری بیشتر می‌شوند. در سطح شبکه، این اختلاف زیاد و مقدار تغییر مکان‌های ناشی از تحلیل با جریان داری مقدارشان بیشتر می‌شود. ولی مقادیر حاصل از تحلیل با جریان غیرداری به نتایج تجربی نزدیک‌تر هستند. زمان وقوع

وقوع گرادیان‌های هیدرولیکی بالا، فرض جریان داریسی چندان معتبر نبوده و بهتر است در تحلیل‌های دینامیکی، جریان غیرداریسی از نوع داریسی معادل در نظر گرفته شود. با استفاده از قانون جریان غیرداریسی نتایج واقعی‌تر خواهند بود زیرا هنگام وقوع روان‌گرایی جریان خزشی سیال از قانون داریسی تبعیت نخواهد کرد و استفاده از روش‌های اصلاحی یک ضرورت است.

نتایج حاصل از تحلیل داریسی و غیرداریسی بر هم منطبق هستند (شکل ۱۱).

۷- نتیجه‌گیری

در ضرایب نفوذپذیری پایین فرض جریان داریسی کاملاً معتبر بوده و تنها در ضرایب نفوذپذیری بالا، که سرعت سیال بالاست به دلیل افزایش ناگهانی اضافه فشار در اثر تحریک لرزه‌ای و

واژه‌نامه

1. liquefaction	13. plastic modulus during loading/unloading	22. stress invariant
2. Biot	14. plastic flow direction	23. mean stress
3. availability	15. loading or unloading direction	24. deviatoric stress
4. cam clay	16. yield surface function	25. non-associated flow rule
5. Pastor- Zienkiewicz	17. plastic potential surface function	26. accumulated plastic deviatoric strain
6. loose	18. norm	27. mobilized stress function
7. dense	19. second and third invariants of the deviatoric stress tensor	28. hypoelastic
8. yield surface	20. dilatancy	29. shear modulus and bulk modulus
9. plastic potential surface	21. plastic volumetric and plastic deviatoric strains	30. Nevada sand
10. VELACS centrifuge test		31. laminar box
11. Forchheimer		32. tied nodes
12. Ergun		

مراجع

1. Taiebat, M., and Pak, A., "A Fully Coupled Dynamic Analysis of Velacs Experiment No. 1, Using A Critical State Two-Surface Plasticity Model For Sands", *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver*, B.C., Canada. August 1-6, Paper No. 2239, 2004.
2. Shahir, H., Pak, A., Taiebat, M., and Jeremic, B., "Evaluation of Variation of Permeability in Liquefiable Soil under Earthquake Loading", *Computers and Geotechnics*, Vol. 40, pp. 74-88, 2012.
3. Rahmani, A., Ghasemi Fare, O., and Pak, A., "Investigation of the Influence of Permeability Coefficient on the Numerical Modeling of the Liquefaction Phenomenon", *Scientia Iranica A*, Vol. 19, No. 2, pp. 179-187, 2012.
4. Khoei, A. R., Azami, A. R., and Haeri, S. M., "Implementation of Plasticity Based Models in Dynamic Analysis of Earth and Rockfill Dams: A Comparison of Pastor-Zienkiewicz and Cap Models", *Computers and Geotechnics*, Vol. 31, pp. 385-410, 2004.
5. Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., and Chan, A. H. C., "Generalized Plasticity and the Modeling of Soil Behavior", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, pp. 151-190, 1990.
6. Iraj, A., Farzaneh, O., and Seyed Hosseininia, E., "A Modification to Dense Sand Dynamic Simulation Capability of Pastor-Zienkiewicz-Chan Model", *Acta Geotechnica*, Vol. 9, pp. 343-353, 2014.
7. Tamayo, L., Palomino, J., and Awruch, A. M., "On the Validation of a Numerical Model for the Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", *Latin American Journal of Solids and Structures*, Vol. 13, pp. 1545-1575, 2016.
8. Taslimian, R., Noorzad, A., Maleki Javan, M. R., "Numerical Simulation of Liquefaction in Porous Media using Nonlinear Fluid Flow Law", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 39, pp. 229-250, 2014, DOI: 10.1002/nag.2297.
9. Andrianopoulos, K., Papadimitriou, A., and Bouckovalas, G., "Use of a New Bounding Surface Model for the Analysis of Earthquake-Induced Liquefaction Phenomena", *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, No. 1443, 2007.
10. Sadeghian, S., and Latifi, N. M., "Using State Parameter to Improve Numerical Prediction of a

- Generalized Plasticity Constitutive Model”, *Computers & Geosciences*, Vol. 51, pp. 255-268, 2013.
11. Tasiopoulou, P., Taiebat, M., and Tafazzoli, N. “On Validation of Fully Coupled Behavior of Porous Media using Centrifuge Test Results”, *Coupled Systems Mechanics*, Vol. 4, pp. 37-65, 2015a.
 12. Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M., and Fruth, L. S., *VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies Laboratory Testing Program, Soil Data Report*, Earth Technology Corporation, 1992.
 13. Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor, M., Paul, D. K., and Shiomi, T., “Static and Dynamic Behavior of Soils; a Rational Approach to Quantitative Solution. I. Fully Saturated Problems”, *Proceedings of the Royal Society of London A*, Vol. 429, pp. 285-309, 1990.
 14. Ergun S., “Fluid Flow Through Packed Columns”, *Journal of Chemical Engineering and Science*, Vol. 48, pp. 89-94, 1952.
 15. Zienkiewicz, O. C., and Taylor, R. L., *The Finite Element Method*, Vol. 2, London: McGrawHill, 1991.
 16. Mroz, Z., and Zienkiewicz, O. C., *Uniform Formulation of Constitutive Equations for Clays and Sand* In: Desai, C. S., and Gallagher, R. H., (Eds.), Chapter 22, *Mechanics of engineering materials*, John Wiley & Sons, pp. 415-459, 1984.
 17. Taslimian, R., “Numerical Simulation of Liquefaction using Nonlinear Flow with Irregular Embedded Topographic Porous Layers”, A Thesis Submitted to the Graduate Studies Office in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of M.Sc. in Civil Engineering- Earthquake Engineering, Tehran University, Iran, 2012.
 18. Hosseini, S. M., and Sonei, E., “Seepage Analysis Through Rockfill Dams by Finite Element Method in a Fixed Gird”, *Journal of Computational Methods In Engineering*, Vol. 22, pp. 91-108, 2003.
 19. Chan, A. H. C., “A Unified Finite Element Solution to Static and Dynamic Geomechanics Problems”, Ph.D. Thesis, University College Swansea, 1988.
 20. Chan, A. H. C., *User Manual for DIANA SWANDYNE-II School of Civil Engineering*, University of Birmingham, 1995.
 21. Taboada, V. M., and Dobry, R., “Experimental Results and Numerical Predictions of Model No 1”, In: Arulanandan, K., and Scott, R. F., (Eds.), *Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, California, United States, 1993.
 22. Arulanandan, K., and Scott, R. F., (Eds.), *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Volume 1, Experimental Results and Numerical Predictions (Class A & B)*, Published by Taylor & Francis, A.A. Balkema, 1993.