مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۶۱-۷۳

Original Article

ارزیابی اثر پارامترهای ژئوتکنیکی در رفتار هیدرومکانیکی توده‌ی سنگ ساخت‌گاه سدهای بتنی با مدل‌سازی سه بعدی غیرخطی کاملاً هم‌بسته

علی رزاقی‌نائینی (دانشجوی دکتری)
محمدتقی احمدی * (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

در این نوشتار، یک مدل سه بعدی کاملاً هم‌بسته‌ی تنش و تراوش پیوسته برای شبیه‌سازی رفتار توده‌ی سنگ توسعه و در پی سدها استفاده شده است. پس از معرفی معادلات حاکم بر پدیده، فرمول‌بندی اجزاء محدود با روش کالرگین استخراج شده است. ابتدا، جایگاه مدل با توجه به سطوح مختلف تحلیل هیدرومکانیکی در توده‌ی سنگ شامل ماده‌ی سنگ، درزه‌های تصادفی، دسته درزه‌ها و ناپیوستگی‌های عمده تبیین شده است. برای توصیف رفتار غیرخطی درزه‌ها، از مدل بارتون ـ بندیس با اعمال ناهمواری بسیج‌شده‌ی سطح درزه و اثرات مقیاس استفاده شده است. تأثیرات ناهمسانی و وابستگی تغییرات تراوایی ناشی از بازشدگی ناپیوستگی‌های توده‌ی سنگ درزه‌دار با مدل رفتاری چندلایه و الگوریتم حل مبتنی بر تحلیل الاستو ـ ویسکوپلاستیک با قانون جریان غیرهمراه و انتگرال‌گیری زمانی صریح به منظور تسریع همگرایی در نظر گرفته شده است. هدایت هیدرولیکی در مدل با قانون مکعب پیش‌بینی و روند محاسبه‌ی بازشدگی هیدرولیکی از بازشدگی مکانیکی تشریح شده است. کاربرد مدل و تحلیل حساسیت رفتار پی با تغییر پارامترهای هندسی مانند: تعداد دسته درزه‌ها، شیب و جهت آن، اثر مقیاس و... نشان می‌دهد که بسته به مورد در حالات مختلف، عدم توجه به تأثیرات هیدرومکانیکی و نتایج آن به دلیل افزایش تنش‌های برشی در پی به وضوح در خلاف جهت اطمینان است.

واژگان کلیدی: تراوایی، اجزاء محدود، اندرکنش هیدرومکانیکی، مدل بارتون و بندیس، اتساع، اثر مقیاس.

ali.razzaghi@modares.ac.ir
mahmadi@modares.ac.ir

۱. مقدمه

امکان‌پذیری احداث سد مستلزم تأمین شرایط مناسب ژئوتکنیکی و هیدروژئولوژی ساختگاه است. با این حال دستیابی به شرایط آرمانی عملاً غیرممکن است. تنوع و تغییرات زمانی و مکانی پارامترها، اندازگیری ناکافی ناشی از محدودبودن گمانه‌های اکتشافی، برآورد نه چندان دقیق پارامترها به دلیل عدم توانایی شبیه‌سازی شرایط آزمایش با اتفاقات دوران بهره‌برداری، اتخاذ فرض‌های ساده‌کننده در تفسیر آزمایش‌ها، خطاهای ابزاری و انسانی، تأثیرات مقیاس و بسیاری عدم قطعیت‌های دیگر موجب شده است که پی سدها ناشناخته‌ترین و چالش‌برانگیزترین بخش ساختگاه باقی بماند. احداث سازه‌های مهم مانند سدها بر روی این ساختارهای سنگی و انباشت حجم عظیم آب در منطقه، مدل‌سازی عددی مجموعه‌ی سد و توده‌ی سنگ ساختگاه به منظور فراهم‌آوردن درک صحیحی از رفتار توأمان آب‌گذری ـ مکانیکی ضروری به‌نظر می‌رسد. هر چند بررسی تحلیل هم‌زمان تنش و تراوش در مباحث سدسازی به دهه‌ی ۶۰ میلادی و پس از شکست سد مالپاسه برمی‌گردد، با این حال تاکنون مطالعات معدودی انجام شده است. در پژوهشی در سال ۱۹۸۷، با روش اجزاء مجزا به تحلیل پی، سد و مخزن سدهای بتنی وزنی پرداخته شده است، که در آن، بدنه‌ی سد و تکیه‌گاه به‌صورت کشسان خطی و درزه‌ها با مدل موهر ـ کولمب و تسلیم پیوسته شبیه‌سازی شده‌اند. و همچنین از نرم‌افزار UDEC برای آنالیز استفاده و نتایج در ۴ مرحله شامل: شرایط قبل از ساخت، زمان ساخت، آبگیری مخزن و زلزله ارائه شده است. مدل هیدرولیکی به‌کاررفته نیز از قانون مکعب تبعیت می‌کرد.[۱] در پژوهش دیگری نیز در همان سال با روش اجزاء مجزا به بررسی اثرات تحلیل تراوش و تنش در سدها پرداخته شده است، که در آن برای بازشدگی درزه‌ها با ملحوظ‌داشتن شرایط سطوح تماس مانند گوشه به لبه و تغییرات سختی کششی و فشاری درزه، معیاری تدوین و براساس آن بازشدگی معادل تعریف شد و همچنین اتساع در نظر گرفته نشد، هر چند که امکان آن وجود داشت. و نیز میزان تأثیر وجود

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۱۰/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۲/۴/۲، پذیرش ۱۳۹۲/۹/۱۱.

پرده‌ی آب‌بند و راستای آن بر تغییرمکان سد و اثرات قابل توجه آن بر پارامترهای طراحی نشان داده شد.[۲] با این حال روش مذکور به دلیل درنظرنگرفتن پارامترهای ژئوتکنیکی توده‌ی سنگ مانند JRC و JCS فاقد کاربرد عملی است. در پژوهش دیگری (۱۹۸۸) نیز با درنظرگرفتن دو دسته درزه و روش اجزاء محدود، تحلیل هم‌زمان تراوش و تنش برای یک سد وزنی انجام داده شد؛ و در رابطه‌ی تنش مذکور، تغییرمکان از داده‌های آزمایشگاهی به‌دست آمد. و از دیگر نتایج آن می‌توان به تغییرات نفوذپذیری در جهات مختلف و تأثیرات زیاد تحلیل هم‌زمان تنش و تراوش بر پارامترهای طراحی اشاره کرد.[۳] در سال ۱۹۹۸، مطالعه‌ی دیگری بر روی سد وزنی دو بعدی تورلو انجام شده است، که در آن از مفهوم محیط معادل چند لایه‌ی الاستوویسکوپلاستیک برای مدل مذکور استفاده شده است.[۴] همچنین در پژوهش دیگری در همان سال با توسعه‌ی مدل سه بعدی اجزاء محدود با نام BRG۳D به مطالعه‌ی الگوی تنش و تراوش در دو تحلیل با و بدون درنظرگرفتن اثرات توأم تنش و تراوش پرداخته شد، که در آنها دو دسته درزه‌ی پیوسته و ناپیوسته به فاصله‌ی ۱ متر در پی در نظر گرفته شده بودند.[۵] پژوهشگرانی نیز در سال ۲۰۰۸، در روندی مشابه و با دو دسته درزه‌ی پیوسته به بررسی این پدیده پرداختند.[۶] در مطالعه‌ی دیگری (۲۰۰۵) هم با استفاده از مدل چند لایه به بررسی اثرات هیدرومکانیکال در توده‌ی سنگ پی سد وزنی و تکیه‌گاه سد قوسی و همچنین به رفتار خطی و بازشدگی قائم درزه‌ها پرداخته شده است. در ادامه‌ی آن نیز به بررسی پارامترهای مربوط به درزه‌ها و پرده‌ی آب‌بند بر پایداری تکیه‌گاه پرداخته و این‌گونه نتیجه‌گیری شد که تعداد دسته درزه‌ها، زاویه‌ی شیب و زاویه‌ی امتداد، اثر قابل ملاحظه‌یی در چگونگی اثر اندرکنش هیدرومکانیکال بر روی توده‌ی سنگ و رفتار آن دارد و عدم مطالعه‌ی این پدیده، باعث تخمین ناصحیح و خلاف جهت اطمینان تنش‌ها می‌شود.[۷]

در تمامی موارد یادشده، مدل درزه‌ی موهر ـ کولمب یا مدل‌های پیشنهادی پژوهشگر برای دسته درزه‌ها به‌کار برده شده و مدل رفتاری بارتون ـ بندیس، که رویکرد متداول در مطالعات سدسازی است و تمام برداشت‌ها در کاوش‌های ساختگاهی و اطلاعات طراحی براساس پارامترهای این مدل گردآوری می‌شود، از نظر دور مانده است. این نوشتار با هدف توسعه‌ی مدل جامع سه بعدی از این مدل با تأکید بر اثر مقیاس به منظور شناسایی و بررسی پارامترهای تأثیرگذار رفتار هیدرومکانیکی در پی سدهای بتنی وزنی تدوین شده است. بر این اساس، بخش‌های اصلی نوشتار به این صورت تنظیم شده است:

در بخش اول، معادلات حاکم و فرضیات در نظرگرفته‌شده تشریح شده است. شیوه‌ی تحلیل به روش ویسکوپلاستیک و مدل رفتاری ناپیوستگی‌ها موضوع بخش دوم است. در ادامه، به جزئیات تحلیل تراوش پرداخته و در بخش بعد، کاربرد مدل به همراه ارزیابی پارامترها ارائه شده است.

۲. معادلات حاکم

رفتار توده‌ی سنگ پیرامون ساخت‌گاه سدهای بتنی پس از احداث سد و آبگیری آن، علاوه بر نیروهای منتقل‌شده از طرف سد به آن از حضور آب در فضاهای خالی تا حدودی پیوسته و فشارهای هیدرولیکی ایجادشده در ناپیوستگی‌ها متأثر است. در این قسمت، معادلات دیفرانسیلی حاکم بر رفتار این‌گونه محیط‌ها ارائه شده است. این معادلات شامل: معادله‌ی تعادل ممنتوم کل محیط، معادله‌ی تعادل ممنتوم فاز سیال و معادله‌ی تعادل جرم است. با تلفیق دو رابطه‌ی آخر، دو معادله‌ی مستقل تعادل المان و جریان فاز سیال منتج می‌شود. رابطه‌ی دیفرانسیلی تعادل مومنتم برای مجموعه‌ی فاز جامد و سیال در یک المان حجم معرف به‌صورت روابط ۱ الی ۳ است:[۸]

$$div\sigma + b = \rho\ddot{u} = (1-n)\rho_s\ddot{u}_s + n\rho_w\ddot{u}_w \qquad (1)$$

$$\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_w \qquad (2)$$

$$\Delta\sigma'_{ij} = H(\sigma_{ij}, \Delta\varepsilon_{ij}, k) \qquad (3)$$

در این روابط، زیرنویس s و w به ترتیب معرف پارامترهای فاز جامد و سیال هستند. بر این اساس، ρ_s و ρ_w به ترتیب جرم حجمی فاز جامد و سیال، b بردار نیروهای حجمی در واحد جرم، ρ جرم حجمی کل المان و n نسبت تخلخل هستند. u تغییرمکان متوسط المان، σ تنش کل، p_w فشار فاز سیال، $\sigma' = \sigma - p_w$ تنش مؤثر و $H(\sigma_{ij}, \Delta\varepsilon_{ij}, k)$ مدل رفتاری مکانیکی فاز جامد است، که علاوه بر تنش و کرنش به k تاریخچه‌ی بارگذاری نیز وابسته است.

معادله‌ی تعادل مومنتم فاز سیال براساس روابط ناویر ـ استوکس نیز به شکل رابطه‌ی ۴ است:[۹]

$$\frac{\partial}{\partial t}\dot{u}_{rw_i} + \dot{u}_{rw_j}\frac{\partial}{\partial x_j}\dot{u}_{rw_i} = -\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial}{\partial x_i}p_w + \nu_w\frac{\partial^2}{\partial x_j\partial x_j}\dot{u}_{rw_i}$$
$$i = 1,2,3 \quad j = 1,2,3 \qquad (4)$$

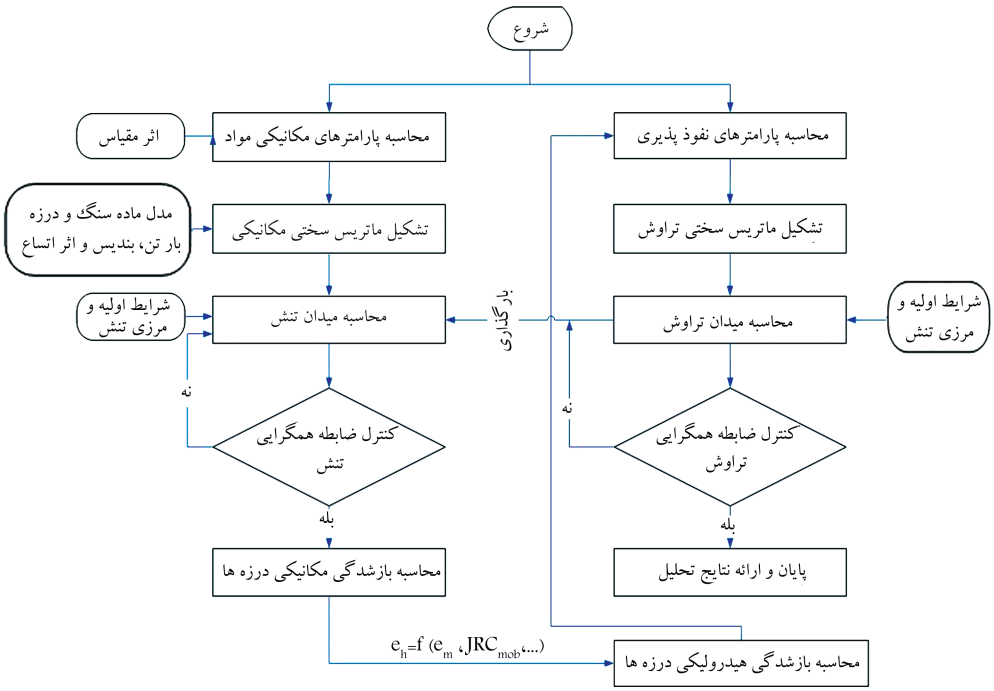
که در آن، $u_{rw} = (u_w - u_s)$ تغییرمکان نسبی فاز سیال نسبت به فاز جامد، ν_w چسبندگی سینماتیک سیال (برای آب $1\times10^{-6}\frac{m^2}{s}$)، ρ_w جرم حجمی سیال و p_w فشار سیال است. حل معادله‌ی مذکور در حالت کلی بسیار پیچیده است،[۹] با این حال با اعمال ساده‌سازی در معادله و حذف بعضی اجزاء در مقایسه با سایر بخش‌ها، امکان حل عددی آن وجود دارد. یکی از حالاتی که دارای حل تحلیلی است، حالت جریان از میان ناپیوستگی هموار است، که معادله‌ی آن با فرض جریان تراکم ناپذیر، مانا و آرام، به‌صورت رابطه‌ی ۵ تبدیل می‌شود:[۹]

$$q_w = -\frac{\rho_w g e^3}{12\mu_w}(\nabla h) \qquad h = \frac{p_w}{\rho_w g} + z \quad \mu_w = \nu_w\rho_w \qquad (5)$$

رابطه‌ی آب‌گذری ۵، همان فرمول دارسی برای جریان در محیط‌های متخلخل است، که ضریب نفوذپذیری آن به‌صورت تحلیلی به‌دست آمده است. در این رابطه، μ_w و ν_w به ترتیب لزجت دینامیکی و سینماتیکی و q_w گذر حجمی است. ضریب ماقبل پرانتز در این رابطه، که با T نمایش داده شده است، قابلیت گذردهی ناپیوستگی نام دارد، که متناسب با توان سوم بازشدگی درزه‌هاست. با جای‌گذاری این رابطه در رابطه‌ی پیوستگی فاز سیال و با فرض برقراری شرایط مانا و نیز دما و مستقل‌بودن جرم حجمی سیال از فشار، رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید:

$$\frac{\partial}{\partial x}(T_x\frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(T_y\frac{\partial h}{\partial y}) = 0 \qquad (6)$$

که مجهولات این معادلات u و p_w است. این مجهولات به طور هم‌زمان در هر دو معادله ظاهر می‌شوند، بنابراین، مدل‌سازی دقیق رفتار، مستلزم حل هم‌زمان این معادلات هم‌بسته است. چنانچه توابع مجهول تغییرمکان و فشار براساس توابع شکل و مقادیر تابع در نقاط گره‌یی بسط و گزاره‌ی انتگرالی باقیمانده‌ی وزنی با روش وزن‌دهی گالرگین بازنویسی شود، آرایش گسسته‌ی معادلات حاکم بر سیستم به‌صورت روابط



شکل ۱. تحلیل هم‌زمان تراوش و تنش با تکنیک حل به روش جداسازی.

۷ الی ۱۶ به‌دست می‌آید:[۸]

$$M\ddot{u} + K_T u = f_u + Qp_w \quad (۷)$$

$$S\dot{p}_w + Hp_w = f_p - Q^T\dot{u} \quad (۸)$$

$$M = \int_\Omega (N_u)^T \rho (N_u)\, d\Omega \quad (۹)$$

$$P(u) = \int_\Omega B^T \sigma' d\Omega \quad \sigma = \sigma' - \mathrm{m}p_w \quad d\sigma' = D_T d\varepsilon$$

$$m^T = [۱, ۱, ۱, ۰, ۰, ۰]^T \quad (۱۰)$$

$$K_T = \frac{\partial P(u)}{\partial u} = \int_\Omega B^T D_T B d\Omega \quad (۱۱)$$

$$Q = \int_\Omega B^T m N_p d\Omega \quad (۱۲)$$

$$H = \int_\Omega (\nabla N_p)^T \frac{k}{\mu_w} \nabla N_p d\Omega \quad (۱۳)$$

$$S = \int_\Omega N_p^T \left(\frac{۱-n}{K_s} + \frac{n}{K_w}\right) N_p d\Omega \quad (۱۴)$$

$$f_u = \int_\Omega N_u^T [\rho_s(n-۱) + \rho_w n]\, g d\Omega + \int_{\Gamma_u^q} N_u^T \bar{t} d\Gamma \quad (۱۵)$$

$$f_p = \int_\Omega (\nabla N_p)^T \frac{k}{\mu_w} \rho_w g d\Omega - \int_{\Gamma_w^q} N_p^T \frac{q_w}{\rho_w} d\Gamma \quad (۱۶)$$

که در این روابط، K_s و K_w به ترتیب مدول حجمی ذرات جامد و سیال و D_T ماتریس رفتاری مماسی است، که به پارامترهای حالت و تاریخچه‌ی بارگذاری مربوط است. N_u و N_p توابع شکل تغییرمکان و فشار منفذی هستند.[۸] با اعمال شرایط اولیه و مرزی مناسب می‌توان مسئله را حل کرد. شرایط اولیه عبارت‌اند از :

$$u = u_\circ \quad p = p_\circ \quad in\ \Omega\ and\ on\ \partial\Omega \quad (۱۷)$$

که در آن، Ω قلمرو فیزیکی مسئله و $\partial\Omega$ مرز پیرامونی آن است.

برای تعادل ممنتوم کل در بخشی از مرز $\partial_t\Omega \subset \partial\Omega$، یک نیروی سطحی $t = \bar{t} = \sigma_{ij} n_j$ و در مرز $\partial_u\Omega \subset \partial\Omega$، تغییرمکان $u = \bar{u}$ در نظرگرفته می‌شود. در تحلیل جریان سیال نیز مرز به ۲ بخش: الف) $\partial_p\Omega \subset \partial\Omega$ که در آن مقدار $p = \bar{p}$ معین، ب) $\partial_q\Omega \subset \partial\Omega$ که در آن جریان نرمال خروجی داده شده است، تقسیم می‌شود.

در این نوشتار، برای حل معادلات هم‌بسته، معادلات هر یک از فازهای محیط به‌طور جداگانه حل و اطلاعات موردنیاز به‌صورت متوالی بین بخش‌های مختلف مبادله می‌شود. امکان استفاده از تکنیک‌های مختلف عددی در هر یک از معادلات، کاهش عرض باند و حافظه‌ی فعال موردنیاز رایانه از مزایای حل به روش جداسازی است. روند نمای تکنیک در شکل ۱ نشان داده شده است.

۳. جایگاه مدل محاسباتی

توده‌ی سنگ، ترکیبی از ماده‌ی سنگ و درزه‌هاست. وجود ناپیوستگی‌ها تأثیر فراوانی در رفتار توده‌ی سنگ در برابر بارهای اعمال‌شده دارد، که میزان آن بستگی به پارامترهای سنگ سالم و این صفحات ضعیف خواهد داشت. انواع گوناگونی از این صفحات سُست در توده‌ی سنگ وجود دارد، که فاصله‌ی بینابینی و جهت‌یافتگی آنها مقیاس‌های گوناگونی را شامل می‌شود، که براساس آن سطوح مختلفی از تحلیل تنش و تراوش قابل تعریف است.[۱۰] سطح ۱، ماده‌ی سنگ و سطح ۲، دسته درزه‌های تصادفی هستند، که مدل‌سازی آنها دقیقاً مشابه محیط‌های متخلخل متداول مانند خاک است. در سطح ۲، به دلیل ماهیت تصادفی پارامترها، انتخاب قطعی آنها بسیار مشکل است؛ لذا استفاده از روش‌های احتمالی مانند شبیه‌سازی

مونت‌کارلو در برآورد مقادیر پارامترهای ناپیوستگی‌ها اجتناب‌ناپذیر است. در سطح ۳، چیدمان درزه‌ها به گونه‌یی است که نتایج مطالعات درزه‌نگاری به شناسایی دسته درزه‌های منظم در توده سنگ منجر می‌شود. لحاظ‌کردن راستا و امتداد درزه‌ها با توجه به نقش اساسی هندسه‌ی آن‌ها در رفتار مکانیکی و هیدرولیکی توده‌ی سنگ از برتری‌های این سطح از تحلیل است، که در این نوشتار نیز مد نظر است.

سطح ۴، شامل ناپیوستگی‌های عمده مانند گسل‌هاست، که در آن موقعیت و پارامترهای مؤثر در تحلیل به طور دقیق تعیین می‌شود. در این سطح، از المان‌های درزه با یک بُعد کمتر از بُعد کلی مدل استفاده می‌شود.[۱۰] در این نوشتار، از ناپیوستگی‌های عمده مانند گسل‌ها صرف‌نظر شده است و توده‌ی سنگ تکیه‌گاه به‌صورت یک محیط با دسته درزه‌های تصادفی و منظم (سطوح ۱ الی ۳) شبیه‌سازی شده است. بر این اساس از مدل‌سازی در محیط پیوسته و در قالب مدل چندلایه جهت شبیه‌سازی رفتار توده سنگ استفاده شده است. در این رویکرد المان درزه در نظر گرفته نمی‌شود و پارامترهای معادل در معادلات رفتاری وارد و پاسخ کل مدل از برآیند رفتار سنگ بکر و صفحه‌های معرف دسته درزه‌ها محاسبه می‌شود. امکان مدل سازی رفتار ناهمسان توده‌ی سنگ با تعریف مشخصات هندسی، شکل‌پذیری و مقاومتی هر یک از دسته درزه‌ها با صفحات متناظر بدون نیاز به تولید المان درزه در شبکه‌ی اجزاء محدود از توانمندی‌های این راهکار است.

۴. تکنیک حل

در این نوشتار، از تئوری ویسکوپلاستیسیته برای شبیه‌سازی عددی مدل استفاده شده است. از آنجا که هیچ تغییر شکلی در واقع آنی نیست، زمان باید در تمام روابط منظور شود. نظریه‌ی ویسکوپلاستیک دخالت زمان را در روند تغییرشکل‌های خمیری با مدل‌های رفتاری وابسته به زمان (رئولوژی) معرفی می‌کند.[۱۱] بنابراین، بعد از تسلیم اولیه‌ی ماده، جریان خمیری و کرنش‌ها وابسته به زمان هستند. ایده‌ی اصلی به کارگیری این الگوریتم، علاوه بر امکان تحلیل پدیده‌های وابسته به زمان مانند خزش، یکسان‌بودن حالت پایا در مسائل ویسکوپلاستیک با حل‌های مرسوم در مسائل استاتیکی الاستوپلاستیک است. به عبارت دیگر، در این مدل تغییرشکل‌های تأخیری ویسکوپلاستیک با آهنگ خاصی دنبال و سرانجام با تغییرشکل‌های ناگهانی در تئوری حالت خمیری مجانب می‌شود. دیدگاه‌های ریاضی این موضوع را می‌توان در تحقیق پژوهشگران پیدا کرد.[۱۲] در اینجا نیز همانند روابط متداول در حالت خمیری، کرنش کل شامل یک قسمت کشسان و یک بخش ویسکوپلاستیک در صورت تسلیم‌شدن است (رابطه‌ی ۱۸).

$$\varepsilon = \varepsilon^{e} + \varepsilon^{vp} \qquad (۱۸)$$

رابطه‌ی بین بردار تنش و بردار کرنش کشسان نیز مشابه تئوری‌های مرسوم الاستوپلاستیک با تانسور کشسانی D و از رابطه‌ی ۱۹ به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon^{e} = D^{-1}\sigma \qquad (۱۹)$$

صرف‌نظر از تأثیرات زمان در تغییرشکل‌های خمیری به دلیل شباهت بنیادی مدل ویسکوپلاستیک با مدل الاستوپلاستیک کلاسیک تابع تسلیم F و تابع پتانسیل خمیری Q برای تعریف قانون جریان ویسکوپلاستیک مطابق رابطه‌ی ۲۰ در نظر گرفته می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\partial \varepsilon^{vp}}{\partial t} = \beta\left(\sigma, \varepsilon^{vp}\right) = \mu \left\langle \Phi\left(F\right)\right\rangle \frac{\partial Q\left(\sigma\right)}{\partial \sigma} \qquad (۲۰)$$

در این رابطه، وابستگی زمانی تغییرشکل‌های ویسکوپلاستیک با پارامتر سیالیت μ با واحد عکس زمان در نظر گرفته می‌شود. این پارامتر، که از مشخصه‌های هر ماده است، از آزمون‌های آزمایشگاهی مشخص می‌شود. برای محیط‌های گرانرو، که تاریخچه‌یی از تغییرمکان و تنش در یک بازه‌ی زمانی مشخص مد نظر است، تعیین دقیق این پارامتر ضروری است؛ ولی چنانچه همانند این طرح، هدف دستیابی به یک تکنیک حل عددی برای مسائل الاستوپلاستیک باشد، به دلیل نادیده‌گرفتن تأثیر زمان در تحلیل می‌توان مقدار این پارامتر را برابر واحد در نظر گرفت.[۱۳] براکت نیز معرف تابع هویساید است، که در صورت منفی یا صفر بودن، عدد صفر و در غیر این‌صورت مقدار تابع را بر می‌گرداند. عملکرد این تابع وقوع کرنش ویسکوپلاستیک را در صورت فراتررفتن از سطح تسلیم تضمین می‌کند. انتخاب‌های متفاوتی برای تابع $\Phi(F)$ وجود دارد.[۱۳] در این نوشتار، مقدار این تابع برابر تابع تسلیم فرض شده است، بنابراین نرخ کرنش ویسکوپلاستیک از رابطه‌ی ۲۱ محاسبه می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = F\frac{\partial Q\left(\sigma\right)}{\partial \sigma} \quad if\ \ F > 0$$
$$\dot{\varepsilon}^{vp} = 0 \qquad if\ \ F \leq 0 \qquad (۲۱)$$

به دلیل گذرابودن فرمولاسیون یک طرح گام‌بندی زمانی مشخص برای پیشرفت حل از زمان t_n به $t_{n+1} = t_n + \Delta t_n$ نیاز است، که در آن Δt_n بیان‌گر فاصله‌ی زمانی بین دو گام متوالی است. با بازنویسی جملات و مشابه با تئوری‌های حالت‌خمیری تنش در انتهای گام زمانی از رابطه‌ی ۲۲ به‌دست می‌آید:

$$\sigma_{n+1} = D\left(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon^{vp}_{n+1}\right) \qquad (۲۲)$$

با فرض تغییرات خطی نرخ کرنش ویسکوپلاستیک در هر گام زمانی، مقدار نرخ کرنش در زمان $t_{n+\theta}$ با میان‌یابی خطی بین دو زمان t_n و t_{n+1} از رابطه‌ی ۲۳ به‌دست می‌آید:

$$\beta_{n+\theta} = (1-\theta)\beta_n + \theta\beta_{n+1} \qquad (۲۳)$$

مقدار کرنش ویسکوپلاستیک در انتهای گام زمانی نیز از رابطه‌ی ۲۴ به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon^{vp}_{n+1} = \varepsilon^{vp}_{n} + \Delta t\beta_{n+\theta} \qquad (۲۴)$$

با جای‌گذاری رابطه‌ی ۲۴ در رابطه‌ی ۲۳، رابطه‌ی ۲۵ به‌دست می‌آید:

$$\sigma_{n+1} = D\left[\varepsilon_{n+1} - \varepsilon^{vp}_{n} - \Delta t\beta_n\right] \qquad (۲۵)$$

با اعمال اندکی تغییر در چیدمان رابطه‌ی ۲۵ و انتقال متغیرها به یک سمت معادله، می‌توان بردار مانده را به فرم رابطه‌ی ۲۶ ارائه کرد:

$$R_{n+1} = \varepsilon_{n+1} - D^{-1}\sigma_{n+1} - \varepsilon^{vp}_{n} - \Delta t\beta_{n+\theta} = 0 \qquad (۲۶)$$

در فرآیند تحلیل عددی، وضعیت تنش‌ها و ماتریس در هر تکرار با استفاده از توابع تسلیم و پتانسیل خمیری به هنگام می‌شود (رابطه‌ی ۲۷). بالانویس i، مربوط به مقادیر تکرار iاُم درگام زمانی مفروض است.

$$R^{i+1} = 0 = R^{i} - \left(D^{-1} + \Delta t C_{n+1}\right) d\sigma^{i}_{n+1} \qquad (۲۷)$$

که در آن، مقادیر C_{n+1} و D^{*}_{n+1} از روابط ۲۸ و ۲۹ به‌دست می‌آید:

$$C_{n+1} = \left.\frac{\partial \beta}{\partial \sigma}\right|_{n+\theta} = \theta \left.\frac{\partial \beta}{\partial \sigma}\right|_{n+1} \qquad (۲۸)$$

$$D^{*}_{n+1} = \left[D^{-1} + \Delta t C_{n+1}\right]^{-1} \qquad (۲۹)$$

طرح‌های متفاوتی را می‌توان با استفاده از مقادیر متفاوت θ به‌دست آورد. اگر θ مساوی صفر نباشد، باید ماتریس C_{n+1} در هر مرحله، طبق رابطه‌ی ۲۸ و با توجه به توابع تسلیم و پتانسیل خمیری تعریف‌شده برای رفتار ماده محاسبه شود. ماتریس D^*، فقط در صورتی که از قانون جریان همراه استفاده شود، به دلیل تقارن ماتریس C متقارن خواهد بود. اگر θ برابر صفر فرض شود، در این صورت طرح حاصل صریح است و محاسبات به صورت رابطه‌ی ۳۰ ساده می‌شود:[۱۲]

$$C_{n+1} = 0 \quad D^*_{n+1} = D \tag{۳۰}$$

در این راهبرد نیاز به محاسبه‌ی ماتریس سختی کل در هر تکرار یا گام زمانی نیست و فقط یک بار ماتریس سختی کل در حالت خطی محاسبه و در روند تحلیل به کار گرفته می‌شود. در این رویکرد برخلاف طرح‌های ضمنی و مدل الاستوپلاستیک مرسوم نیازی به کار با ماتریس سختی نامتقارن در صورت استفاده از قانون جریان غیرهمراه نیست و مدل‌سازی نرم‌شوندگی کرنش و... همراه به سادگی امکان‌پذیر است، ضمن اینکه به دلیل حل تدریجی در گام‌های زمانی متوالی باز هم جواب‌های مناسبی برای تغییرشکل‌های خمیری به‌دست می‌آید.

مطابق رهیافت مدل چندلایه‌یی و تکنیک عددی ویسکوپلاستیک، ابتدا ماتریس سختی کل سیستم از رویهم‌گذاری ماتریس سختی کشسان المان‌ها تشکیل و پس از اعمال بار، معادلات تعادل حل و تغییرمکان‌ها، تنش‌ها و کرنش‌ها در سطح هر نقطه‌ی گوسی و در هر المان محاسبه و با معیارهای تسلیم کنترل می‌شود. چنانچه حالت تنش بالای سطح تسلیم قرارگرفته باشد، نرخ کرنش ویسکوپلاستیک جهت اصلاح تنش‌ها محاسبه و به‌صورت بار اضافی به سیستم اعمال می‌شود. بر این اساس لازم است ماتریس سختی کشسان توده‌ی سنگ و نرخ کرنش ویسکوپلاستیک محاسبه شود. ماتریس کشسانی توده‌ی سنگ از جمع ماتریس متناظر سنگ بکر و دسته درزه‌ها با توجه به تعداد و جهت‌یافتگی آنها به این شرح به‌دست می‌آید (رابطه‌ی ۳۱):[۱۳]

$$[D_{RM}] = \left[[D_I]^{-1} + \sum_{j=1}^{n} f_j T_c^T C_j T_c \right]^{-1} \tag{۳۱}$$

که در آن، D_{RM} ماتریس سختی توده‌ی سنگ، D_I ماتریس سختی ماده‌ی سنگ، n تعداد دسته درزه‌ها، f_j فاصله‌ی درزه‌ها، S_j و $T_c = T_\sigma$ به ترتیب ماتریس نرمی و ماتریس انتقال دسته درزه است. D_I با فرض معادل‌بودن رفتار کشسان با رابطه‌ی خطی و براساس پارامترهای مدول کشسانی و ضریب پواسون سنگ سالم از رابطه‌ی ۳۲ به‌دست می‌آید:

$$[D_I]^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E} \end{bmatrix} \tag{۳۲}$$

رابطه‌ی بین تنش‌ها و تغییرمکان‌های نسبی در حالت کشسان در درزه‌ها براساس صلابت قائم و برشی سطح درزه‌ها به‌صورت روابط ۳۳ و ۳۴ است:

$$\sigma = D_J \delta \tag{۳۳}$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_s \\ \tau_t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_s & 0 \\ 0 & 0 & k_t \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \nu \\ u_s \\ u_t \end{Bmatrix} \tag{۳۴}$$

در این روابط، σ_n، τ_s و τ_t به ترتیب تنش‌های نرمال و مماسی در دو جهت متعامد s و t و ν، u_s، u_t جابجایی‌های نسبی متناظر، D_J نیز ماتریس سختی درزه در حالت تغییرشکل‌های کشسان در سیستم مختصات محلی است، که با فرض وجوه درزه‌ی چسبیده بدون لغزش در حالت کشسان مؤلفه‌های غیرقطری آن برابر صفر است. ماتریس نرمی S_J از معکوس درایه‌های متناظر ماتریس D_J به‌دست می‌آید.

با توجه به موقعیت قرارگیری هر یک از درزه‌ها، ماتریس‌های سختی با ماتریس انتقال T_j از مختصات محلی (t^j، s^j مماس و n^j عمود بر درزه) هر یک به مختصات کلی تبدیل می‌شود (رابطه‌ی ۳۵):[۱۳]

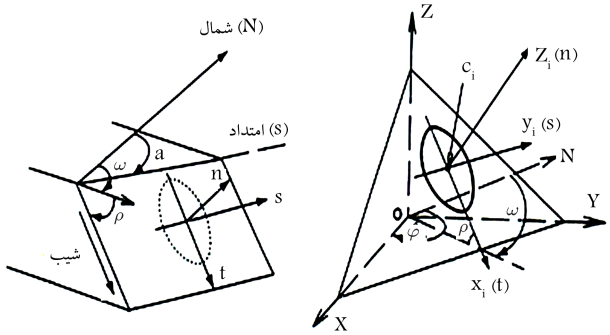
$$\begin{Bmatrix} t^j \\ s^j \\ n^j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_i \\ y_i \\ z_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} \tag{۳۵}$$

در این رابطه، l_1، m_1 و n_1 به ترتیب کسینوس‌های هادی محور x_i، l_2، m_2 و n_2 و l_3، m_3 و n_3 کسینوس‌های هادی محور y_i و z_i به‌صورت روابط ۳۶ هستند:

$$\begin{aligned} & l_1 = \cos\left(\rho^j\right)\cos(\varphi - w^j) \qquad l_2 = \cos\left(\rho^j\right)\sin(\varphi - w^j) \\ & l_3 = -\sin\left(\rho^j\right) \\ & m_1 = -\sin(\varphi - w^j) \qquad m_2 = \cos(\varphi - w^j) \qquad m_3 = 0 \\ & n_1 = \sin\left(\rho^j\right)\cos(\varphi - w^j) \qquad n_2 = \sin\left(\rho^j\right)\sin(\varphi - w^j) \\ & n_3 = \cos\left(\rho^j\right) \end{aligned} \tag{۳۶}$$

رابطه‌ی بین دو مختصات محلی و کلی فقط با یک متغیر مستقل φ، زاویه‌ی بین شمال جغرافیایی و محور اصلی X تعیین می‌شود. دو زاویه‌ی دیگر در ماتریس تبدیل مربوط به w^j زاویه‌ی جهت شیب و ρ^j زاویه‌ی شیب دسته درزه‌ی زاُم است.[۹] سایر متغیرها در شکل ۲ نشان داده شده است.

نرخ کرنش ویسکوپلاستیک طبق رابطه‌ی ۲۱ براساس تابع تسلیم و تابع پتانسیل خمیری در سنگ بکر و هر یک از صفحات محاسبه می‌شود. نرخ کرنش ویسکوپلاستیک



شکل ۲. رابطه‌ی بین مختصات محلی در صفحه‌ی درزه و مختصات کلی.

$$T_\sigma = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2l_1m_1 & 2m_1n_1 & 2l_1n_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2l_2m_2 & 2m_2n_2 & 2l_2n_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & 2l_3m_3 & 2m_3n_3 & 2l_3n_3 \\ l_1l_2 & m_1m_2 & n_1n_2 & l_1m_2+l_2m_1 & m_1n_2+m_2n_1 & l_1n_2+l_2n_1 \\ l_2l_3 & m_2m_3 & n_2n_3 & l_2m_3+l_3m_2 & m_2n_3+m_3n_2 & l_2n_3+l_3n_2 \\ l_1l_3 & m_1m_3 & n_1n_3 & l_1m_3+l_3m_1 & m_1n_3+m_3n_1 & l_1n_3+l_3n_1 \end{bmatrix} \quad (۳۹)$$

در سنگ سالم از رابطه‌ی ۳۷ به‌دست می‌آید:[۱۳]

$$\{\dot{\varepsilon}^{vp}\}_I = \mu_I \langle F_I \rangle \frac{\partial Q_I}{\partial \sigma} \quad (۳۷)$$

سطح تسلیم برای کنترل وقوع تغییرشکل‌های خمیری در صفحه‌ی j به‌صورت رابطه‌ی ۳۸ بیان می‌شود:

$$F(\hat{\sigma}_j, k_j) = 0 \quad (۳۸)$$

که درآن، $\vec{\sigma}_j = [\sigma_n, \sigma_s]_j^T$، بردار تنش قائم σ_n و برش σ_s در هر صفحه‌ی j است، و k_j پارامتر سخت‌شوندگی است. برای تعیین نرخ کرنش ویسکوپلاستیک در درزه‌ها، ابتدا تنش‌های حاصل از بارگذاری در هر صفحه با ماتریس انتقال، از مختصات عمومی به تنش‌های محلی در هر یک از دسته درزه‌ها تبدیل می‌شود. اگر حالت تنش در هر نقطه به‌صورت بردار تنش $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T$ و حالت تنش در هر صفحه‌ی j نیز به‌صورت $\hat{\sigma}_j$ فرض شود، ماتریس تبدیل $\hat{\sigma}_j = [T_\sigma]\sigma$ یک ماتریس ۳ × ۶ است، که درایه‌های آن، آرایه‌های سطر سوم، پنجم و ششم ماتریس T_σ در رابطه‌ی ۳۹ است.

در صورت وقوع تسلیم در هر صفحه، نرخ کرنش ویسکوپلاستیک از رابطه‌ی ۴۰ محاسبه می‌شود:

$$\dot{\varepsilon}_j^{vp} = \gamma_j < F_j > \frac{\partial Q}{\partial \sigma_j} = \gamma_j < F_j > \frac{\partial Q_j}{\partial \hat{\sigma}_j} . \frac{\partial \hat{\sigma}_j}{\partial \sigma} \quad (۴۰)$$

طبق این رابطه، برای تعیین نرخ کرنش ویسکوپلاستیک از توابع تسلیم و پتانسیل خمیری هر یک از دسته درزه‌ها با پارامترهای صفحه‌ی متناظر در مدل استفاده می‌شود. نرخ کرنش ویسکوپلاستیک هر یک از صفحه‌ها نیز با ماتریس انتقال $T_\varepsilon^{-1} = T_\sigma^T$ با رابطه‌ی ۴۱ به نرخ کرنش ویسکوپلاستیک در مختصات کلی تبدیل می‌شود:[۱۳]

$$\varepsilon' = T_\varepsilon \varepsilon \quad (۴۱)$$

نرخ کرنش ویسکوپلاستیک در توده‌ی سنگ از مجموع این نرخ در سنگ سالم و نرخ متناظر در هر یک از دسته درزه‌ها به‌صورت رابطه‌ی ۴۲ محاسبه می‌شود:[۱۳]

$$\dot{\varepsilon}_R^{vp} = \dot{\varepsilon}_I^{vp} + \dot{\varepsilon}_j^{vp} = \dot{\varepsilon}_I^{vp} + \sum_{j=1}^{n} \dot{\varepsilon}_j^{vp} \quad (۴۲)$$

افزایش کرنش ویسکوپلاستیک در توده‌ی سنگ از حاصل‌ضرب Δt در نرخ کرنش توده‌ی سنگ به‌دست می‌آید:[۱۳]

$$\{\varepsilon_R^{vp}\} = \{\dot{\varepsilon}_R^{vp}\} \times \Delta t \quad (۴۳)$$

۵. رفتار مکانیکی توده‌ی سنگ

مدل استفاده‌شده برای رفتار سنگ سالم در این نوشتار، مدل کشسان و در ناپیوستگی‌ها مدل بارتون ـ بندیس با تابع تسلیم مطابق روابط ۴۴ و ۴۵ است:

$$F_s = |\sigma_s| - \sigma_n \tan\phi_j - c_j = 0$$

$$\phi_j = JRC_{mob} \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r \quad (۴۴)$$

$$F_t = \sigma_n - \sigma_j^t = 0 \quad (۴۵)$$

تابع پتانسیل سطح تسلیم کششی و برشی برای هر یک از سطوح درزه به ترتیب از نوع همراه و غیرهمراه به‌صورت روابط ۴۶ و ۴۷ در نظرگرفته شده است:

$$Q_t = \sigma_n - \sigma_j^t = 0 \quad (۴۶)$$

$$Q_s = |\sigma_s| - \sigma_n \tan\psi_j - cons\tan t = 0$$

$$\psi = \frac{1}{M} JRC_{mob} \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \quad (۴۷)$$

ϕ_j، c_j و σ_j^t به ترتیب زاویه‌ی اصطکاک، چسبندگی و مقاومت کششی مربوط به زاُمین دسته درزه هستند. σ_s نیز جذر مجموع مربعات تنش‌های برشی در صفحه‌ی درزه است. ψ_j نیز زاویه‌ی اتساع زاُمین دسته درزه است. JRC_{mob} ضریب ناهمواری سطح درزه بعد از بارگذاری، JRC_0 ضریب زبری درزه‌ی قبل از برش، ϕ_r زاویه‌ی اصطکاک باقیمانده، JCS مقاومت فشاری دیواره‌ی درزه، σ_n تنش نرمال و M ضریب آسیب‌دیدگی است، که مقدار آن بسته به سطح تنش قائم وارد بر درزه از روابط ۴۸ تعیین می‌شود:

$$M = 0.5 \qquad \left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) < 100$$

$$M = 0.75 \qquad 100 < \left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) < 500$$

$$M = 1.0 \qquad \left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) \geq 500 \quad (۴۸)$$

همان‌گونه که مشاهده می‌شود، پارامترهای مقاومت برشی سطوح درزه‌ها نقش اساسی در تحلیل توده‌ی سنگ ایفاء می‌کنند. بنابراین برآورد دقیق این پارامترها، کلید استفاده‌ی صحیح از مدل است. عموماً کاربرد این کمیت‌های ژئومکانیکی در مقیاس واقعی با مقیاسی که برای اندازه‌گیری آنها استفاده شده است، متفاوت هستند. این موضوع، تصحیح مقادیر اندازه‌گیری‌شده در آزمون‌های آزمایشگاهی رایج را برای مقاصد طراحی قبل از استفاده ضروری می‌سازد. در این نوشتار از روابط پیشنهادی بارتون و بندیس برای تعدیل تأثیر اندازه در ویژگی‌های اساسی مؤثر در رفتار برشی ناپیوستگی شامل

ناهمواری سطح درزه، مقاومت دیواره‌ها و جابجایی برشی بیشینه استفاده شده است (روابط ۴۹ الی ۵۱):[۱۴]

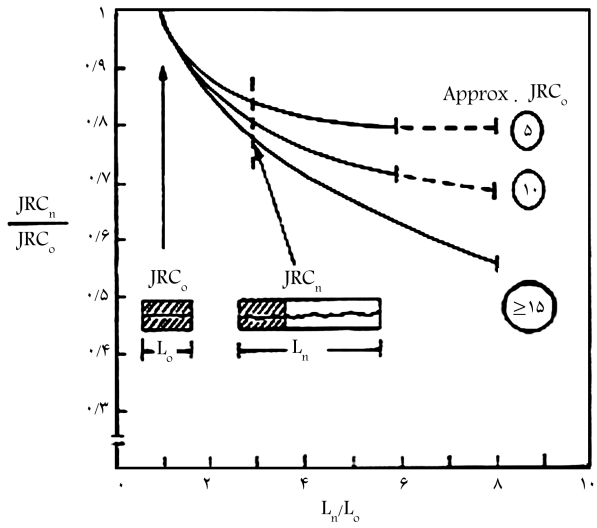
$$JRC_n = JRC_\circ \left[L_n/L_\circ\right]^{-\circ/\circ ۲JRC_\circ} \quad (۴۹)$$

$$JCS_n = JCS_\circ \left[L_n/L_\circ\right]^{-\circ/\circ ۳JRC_\circ} \quad (۵۰)$$

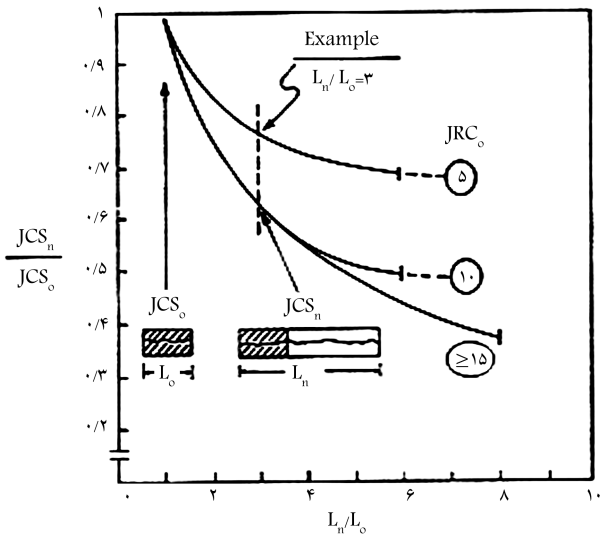
$$u_{sp} = \frac{L_n}{۵\circ\circ}\left(\frac{JRC_n}{L_\circ}\right)^{\circ/۳۳} \quad (۵۱)$$

که در آنها، $JRC_\circ$، $JCS_\circ$ و $L_\circ$ زبری، مقاومت سنگ‌های دیواره و طول درزه و JRC_n، JCS_n و L_n به اندازه‌ی بلوک‌های برجا اشاره دارند. u_{sp} مقدار لغزش لازم برای رسیدن به مقاومت برشی پیک است. واحد طول در این رابطه، متر است.

اهمیت اثرات مقیاس به روشنی در شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است. طبق این نمودارها، تأثیرات مقیاس در $JRC_\circ$ بالا (محدوده‌ی مناسب سنگ تکیه‌گاه سدها) بیشتر است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در مقادیر بالاتر $(L_n/L_\circ)$، این اثرات کاهش یافته است و به مقدار ثابتی میل می‌کند. بر این اساس، بیشینه‌ی اندازه‌ی تأثیر مقیاس برابر ۳ متر پیشنهاد شده است، ضمن اینکه در انتخاب این مقدار بیشینه، ابعاد بلوک آزمایشگاهی نیز تأثیرگذار است، برای مثال این مقدار برای بلوک آزمایشگاهی با طول ۰/۱ متر برابر ۱/۵ متر و برای بلوک ۰/۷ متر برابر ۳ متر است.[۱۵]



شکل ۳. تأثیرات مقیاس در JRC.



شکل ۴. تأثیرات مقیاس در JCS.

۶. رفتار هیدرولیکی توده‌ی سنگ

جریان سیال در توده‌ی سنگ با دو پارامتر، خصوصیات سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها کنترل می‌شود. در سنگ‌هایی که درصد تخلخل مؤثر بالایی دارند، ممکن است نفوذپذیری سنگ بکر در جریان آب‌گذرانی تأثیرگذار باشد. از سوی دیگر، چنانچه توده‌ی سنگ دارای ناپیوستگی باشد، درزه‌ها و ترک‌ها با عبور عمده‌ی جریان از خود تأثیر قابل ملاحظه‌یی در میزان نفوذپذیری دارند. بر این اساس، رفتار هیدرولیکی توده‌ی سنگ به طور عمده از جهت و موقعیت ناپیوستگی‌ها، فاصله‌ی آنها، تعداد درز و شکاف‌ها، بازشدگی شکاف‌ها، درجه‌ی زبری و شکل دیواره، مواد پُرکننده‌ی درز و شکاف، تنش نرمال و برشی و رفتار بارگذاری و باربرداری درزه‌ها تأثیر می‌پذیرد.

هر چند در میزان نفوذپذیری توده‌ی سنگ، شبکه‌ی ناپیوستگی‌ها به‌عنوان مسیرهای اصلی عبور جریان نقشی تعیین‌کننده دارند، با این حال برای درنظرگرفتن تراوای ماده سنگ و درزه‌های با گسترش نامنظم و تصادفی، ترم تانسور تراوایی، معادل $K_\circ$ در نظر گرفته شده است (روابط ۵۲ الی ۵۴):

$$K' = K + K_\circ I \quad (۵۲)$$

$$K = \sum_{j=۱}^{q} K_j \quad (۵۳)$$

$$K_j = T_j^T k_{eq_j} T_j \quad (۵۴)$$

در این روابط، I ماتریس واحد، K_{eq_j} و K_j به ترتیب تانسور تراوایی معادل دسته درزه‌ی jاُم در مختصات محلی و عمومی، q تعداد دسته درزه‌ها و T_j نیز ماتریس انتقال مطابق رابطه‌ی ۳۹ است. چنانچه نفوذپذیری هیدرولیکی یک دسته درزه به موازات دسته درزه‌ثابت فرض شود، در این صورت ماتریس تراوایی در صفحه‌ی ناپیوستگی به‌صورت رابطه‌ی ۵۵ است:

$$K_{eq_j} = \begin{bmatrix} k_{f_j} & \circ & \circ \\ \circ & k_{f_j} & \circ \\ \circ & \circ & \circ \end{bmatrix} \quad (۵۵)$$

درایه‌های این ماتریس با فرض اعتبار قانون مکعب از رابطه‌ی ۵۶ محاسبه می‌شود:

$$k_{f_j} = \frac{e_h^۳}{۱۲ s_j} \quad (۵۶)$$

در این رابطه، g شتاب ثقل، ν لزجت سینماتیکی، s_j فاصله‌ی بین درزه‌ها در یک دسته درزه و e_h بازشدگی هیدرولیکی است. بین بازشدگی مکانیکی به‌دست‌آمده از تحلیل تنش و بازشدگی هیدرولیکی در فرمول ۵۶، تفاوت بنیادی وجود دارد. بازشدگی مکانیکی به‌صورت هندسی و از متوسط فاصله‌ی نقطه به نقطه‌ی دو وجه درزه به‌صورت عمود بر صفحه‌ی درزه اندازه‌گیری می‌شود، در حالی‌که بازشدگی هیدرولیکی یک بازشدگی یکنواخت با دیواره‌های صاف موازی و جریان صفحه‌یی در داخل آن است، که به‌صورت تئوری، مقدار بازشدگی درزه در قانون مکعب را بیان می‌کند. مطالعات متعددی برای رابطه‌ی بین بازشدگی مکانیکی و هیدرولیکی صورت گرفته است، که نتیجه‌ی این تلاش‌ها توسعه‌ی روابط تجربی است.[۱۶-۲۰] در

این نوشتار، از نتایج آخرین مطالعات،[۲۰] برای برآورد این پارامتر استفاده شده است. طبق این مرجع، اضمحلال سطح درزه در محاسبه‌ی بازشدگی هیدرولیکی در ۳ مرحله صورت می‌پذیرد. در اولین فاز، جایی که هنوز زبری دیواره‌ی درزه تخریب نشده است، بازشدگی هیدرولیکی تا ۰٫۷۵ جابه‌جایی برشی بیشینه، براساس مقدار JRC_0 و از رابطه‌ی ۵۷ محاسبه می‌شود:

$$e_h = e^{2} JRC_0^{-2.5}(\mu m) \qquad u_s \leq 0.75 u_{sp} \tag{۵۷}$$

برای جابه جایی برشی بیش از u_{sp} (جابجایی برشی در لحظه‌ی گسیختگی) وقتی هندسه‌ی دیواره‌ی درزه در حال خراب‌شدن است، از JRC_{mob} برای محاسبه‌ی بازشدگی هیدرولیکی درزه استفاده می‌شود (رابطه‌ی ۵۸):

$$e_h = e^{0.5} JRC_{mob} \qquad u_s \geq u_{sp} \tag{۵۸}$$

در این روابط، e_h بازشدگی هیدرولیکی، e بازشدگی مکانیکی یک دسته درزه، JRC_0 ضریب ناهمواری درزه، u_s جابجایی برشی، و u_{sp} جابجایی برشی بیشینه است. در فاز میانی بین جابجایی‌های برشی، $0.75(u_{sp} - u_{sp})$ از منحنی انتقالی استفاده شده است.[۲۰]

بازشدگی مکانیکی هر دسته درزه مطابق شکل ۵، از رابطه‌ی ۵۹ محاسبه می‌شود:

$$e = e_0 + \Delta e = e_0 + s_j \Delta\varepsilon_{zf} \tag{۵۹}$$

که در آن، e_0 بازشدگی مکانیکی اولیه، s_j فاصله‌داری دسته درزه و $\Delta\varepsilon_{zf}$ افزایش کرنش عمود بر دسته درزه‌ی مفروض است، که از تحلیل مکانیکی به‌دست می‌آید.

JRC_{mob} ضریب زبری بسیج‌شده‌ی سطح درزه در اینجا و در فرمول ۴۷ از رابطه‌ی ۶۰ و براساس کرنش خمیری معادل بر سطح هر درزه تعیین می‌شود:

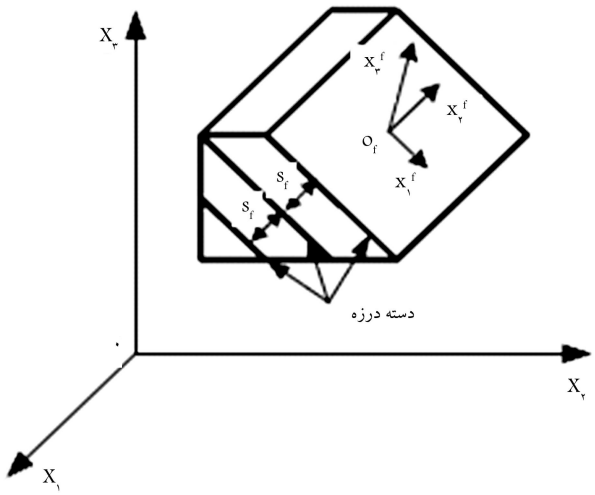
$$JRC_{mob} = JRC_{peak} \exp\left(-r_f \bar{\varepsilon}_f^p\right)$$
$$\bar{\varepsilon}_f^p = \int d\bar{\varepsilon}_f^p = \int \sqrt{\frac{2}{3} d\varepsilon_f^p : d\varepsilon_f^p}$$
$$r_f \approx 100 \tag{۶۰}$$

۷. توسعه و آزمون اعتبار مدل

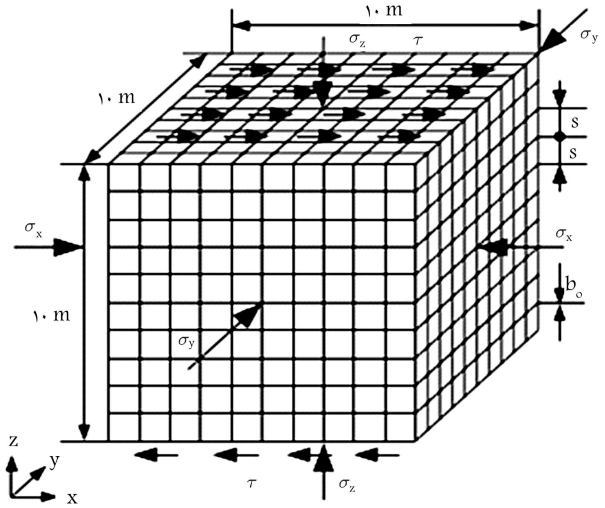
مدل رایانه‌یی تدوین‌شده در این نوشتار، یک مدل سه بعدی است که به زبان فرترن تهیه شده است. این مدل قادر به تحلیل توأم تنش و تراوش در توده سنگ است، که نتایج آن تغییرمکان در ۳ جهت X، Y و Z و فشارهای منفذی در گره‌های شبکه است. در آنالیز تنش از المان‌های ایزوپارامتریک ۶ وجهی ۲۰ گره‌یی با ۳ درجه‌ی آزادی تغییرمکان در هر گره و در آنالیز تراوش به منظور تأمین شرط بابوشکا-برز المان‌های سه بعدی ۸ گره‌یی با یک درجه آزادی فشار به کارگرفته شده است. با این حال از آنجا که تبادل اطلاعات بین دو بخش تنش و تراوش در محل نقاط انتگرال‌گیری عددی انجام می‌پذیرد، تعداد نقاط گاوسی در المان‌های این دو تحلیل یکسان هستند، به این ترتیب در یک روند متوالی پس از هم‌گرایی تحلیل تنش و مطابق شکل ۱، مقادیر درایه‌های ماتریس تراوایی در این نقاط براساس تنش و کرنش‌های متناظر، برآورد و در محاسبه‌ی مقادیر تانسور تراوایی در تحلیل تراوش به‌کار گرفته می‌شوند.

یکی از مهم‌ترین موارد لازم برای مدل‌های تازه توسعه‌یافته، آزمون اعتبار است. از آنجا که تمام قابلیت‌های تدارک‌دیده در این برنامه در سایر مدل‌ها یا پژوهش‌های انجام‌شده نیست، بنابراین ارزیابی یک‌جا و هم‌زمان کارکرد برنامه ممکن نیست. بر این اساس از نتایج ارائه‌شده در مراجع مختلف برای راست‌آزمایی هر یک از اجزاء برنامه استفاده شده است، که در ادامه، به یکی از آنها اشاره خواهد شد.

این مثال مشابه با مسئله‌ی موجود در نوشتار ارائه‌شده‌یی در سال ۲۰۰۷،[۲۱] برای کنترل نتایج برنامه انتخاب شده است. مدل ارائه‌شده در نوشتار مذکور در بخش تنش، کاملاً شبیه به مدل این پژوهش است و در بخش تراوش، بازشدگی هیدرولیکی برابر بازشدگی مکانیکی در نظرگرفته شده است. برای سهولت مقایسه، با غیرفعال‌کردن این زیر بخش برنامه، شرایط برای مقایسه‌ی یکسان فراهم شده است. هندسه‌ی مدل با ابعاد ۱۰ متر در هر جهت و ۳ دسته درزه‌ی متعامد با فاصله‌داری ۱ متر و بازشدگی اولیه‌ی ۱ میلی‌متر در شکل ۶ نشان داده شده است. مدول کشسانی و ضریب پواسون ماده‌ی سنگ GPa ۶ و ۱٫۲۵ است. چسبندگی MPa ۱ و زاویه‌ی اصطکاک و اتساع °۴۶ و °۳۵ است. سختی قائم و برشی درزه‌ها برابر (GPa/m) ۳۰ و ۱۰، چسبندگی MPa ۰٫۴ و زاویه‌ی اصطکاک و اتساع به ترتیب °۴۰ و °۲۶ در نظرگرفته شده است. بلوک ابتدا تحت



شکل ۵. دستگاه مختصات و پارامترهای دسته درزه.



شکل ۶. بلوک مکعبی با ۳ دسته درزه‌ی متعامد.

جدول ۱. بررسی تطبیقی نتایج آزمون اعتبار مدل.

$\frac{k_z}{k'_z}$	$\frac{k_y}{k'_y}$	$\frac{k_x}{k'_x}$	τ (MPa)
۱/۰۷	۱/۰۸	۱/۰۵	۵
۱/۰۸	۱/۰۷	۱/۰۶	۱۰
۱/۰۸	۱/۰۹	۱/۱	۱۵
۱/۰۸	۱/۰۸	۱/۱۲	۲۰

تنش همه‌جانبه‌ی ۲۰ مگاپاسکال قرار گرفته و به‌تدریج برش به همین مقدار در گام‌های ۱ مگاپاسکالی به وجه فوقانی اعمال شده است. در شبیه‌سازی این مسئله، دقیقاً روند بالا طی شده است. به دلیل ارائه‌ی تغییرات ضرایب تراوایی در مسیر بارگذاری به صورت جدول‌گونه در نوشتار ارائه‌شده‌یی در سال ۲۰۰۷،[۲۱] امکان بررسی مناسب فراهم شده است. در جدول ۱، نسبت ضریب نفوذپذیری در ۳ جهت از نتایج این نوشتار و اجرای مدل ارائه شده است، که نشان از توافق نسبتاً مناسب دارد.

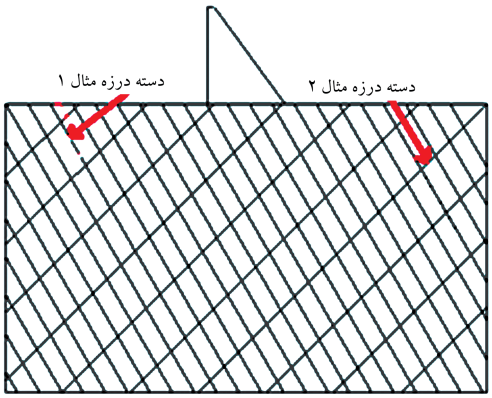
۸. کاربرد مدل

مدل توسعه‌یافته به منظور ارزیابی تأثیرات جهت‌یافتگی و فاصله‌داری دسته درزه‌ها در رفتار هیدرومکانیکی پی سدهای بتنی وزنی به‌کار برده شده است. در شبیه‌سازی، فرضیات ساده‌ی متداول مانند منشوری‌بودن شکل درزه و یکنواخت‌بودن توده سنگ پیرامونی در محدوده‌ی مدل در نظر گرفته شده است. از تحلیل گذرا صرف‌نظر و شرایط استاتیکی سد و توده سنگ پیرامون آن بعد از آب‌گیری در شرایط ایستابی مد نظر است. مثال‌ها در ادامه ارائه شده است.

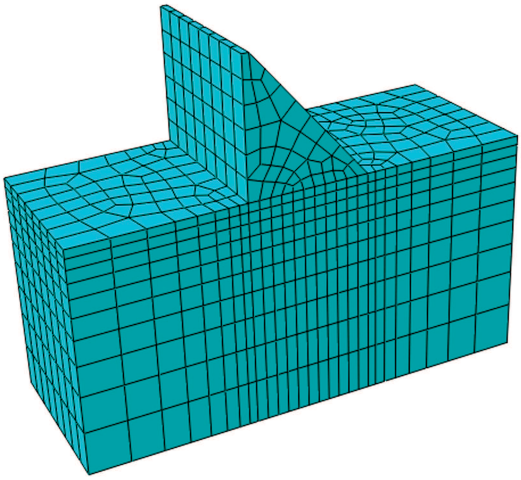
۱.۸. مثال ۱.

در این مثال سد وزنی به ارتفاع ۱۲۰ متر از بستر رودخانه با عرض تاج ۶ متر و شیب پایین‌دست ۰/۸ افقی به یک قائم با یک دسته‌درزه در پی در نظر گرفته شده است. ۱۵۰ متر از پاشنه، ۱۴۴ متر از پنجه و ۲۰۰ متر در عمق سد مدل شده‌اند. دسته درزه‌های پی و شبکه‌ی اجزاء محدود استفاده‌شده در تحلیل به ترتیب در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده است. بدنه به‌صورت کشسان و خطی با جرم حجمی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول کشسانی ۳۲۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۱۷ فرض شد.جرم حجمی، مدول ارتجاعی و ضریب پواسون ماده سنگ نیز به ترتیب ۲۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ۳۰۰۰۰ مگاپاسکال و ۰/۲ در نظر گرفته شده است. ناهمواری سطح درزه (JRC_o) برابر ۱۵، مقاومت دیواره‌ی ناپیوستگی (JCS_o) برابر ۴۰ مگاپاسکال، طول نمونه‌ی آزمایشگاهی (L_o) ۰/۱ متر، زاویه‌ی اصطکاک باقیمانده (ϕ_r) ۳۰ درجه، بازشدگی اولیه (a_o) ۱ میلی‌متر و بازشدگی باقیمانده (a_r) ۰/۵ در نظر گرفته شده است. شرایط مرزی تحلیل مکانیکی با مقیدکردن جابجایی‌های عمود بر صفحات مرزهای محدوده اعمال شده است. حالت تنش پیشین موجود در سنگ با فرض نسبت تنش افقی به قائم ۰/۵ منظور شده است.

بلندای آب در سراب برابر ارتفاع سد و در پایاب برابر کف بستر در نظر گرفته شده است. بار آب به‌صورت هیدرواستاتیک به بدنه‌ی سد اعمال شده است. المان‌های بدنه در مقایسه با تکیه‌گاه نفوذناپذیر فرض شده است، بنابراین تمام جریان



شکل ۷. هندسه‌ی دسته درزه‌ها در توده سنگ پی سد.



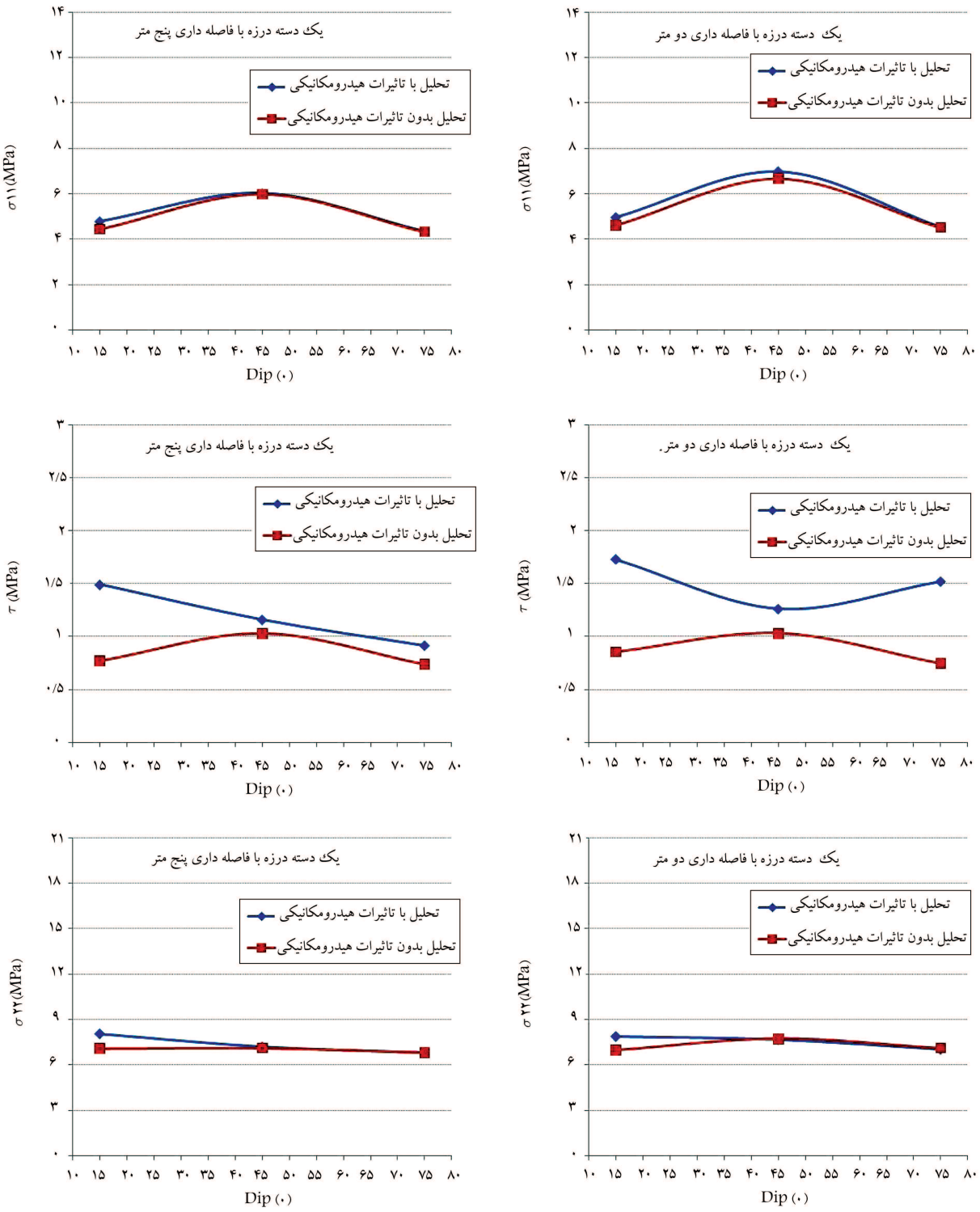
شکل ۸. شبکه اجزاء محدود بدنه‌ی سد و توده سنگ تکیه‌گاه.

از مسیر پی صورت می‌پذیرد. مرزهای جانبی پی نیز نفوذناپذیر در نظر گرفته شده است.

تحلیل‌ها در ۲ مرحله انجام شده است: در مرحله‌ی اول، سد و توده‌ی سنگ پیرامون پس از احداث سد و قبل از آب‌گیری مدل شده است. در این تحلیل تراز آب زیرزمینی برابر تراز بستر رودخانه لحاظ شده است. در مرحله‌ی دوم، شرایط مخزن به مدل اعمال شده است. در این مرحله، برای مقایسه‌ی تأثیرات توأم تنش و تراوش در توده سنگ تکیه‌گاه سد دو تحلیل انجام شده است. در مدل بدون تأثیرات هیدرومکانیکی فقط شرایط مرزی تنش در مرز بدنه و پی با دریاچه‌ی سد در نظر گرفته شده است. در تحلیل‌های هیدرومکانیکی اثر فشار منفذی نیز لحاظ شده است.

برای بررسی الگوهای هندسی متفاوت دسته درزه‌ها در توزیع تنش پی، تحلیل‌های مختلف با شیب‌های ۱۵، ۴۵ و ۷۵ با فاصله‌داری ۵ و ۲ متر انجام شده است، که نتایج آن در شکل‌های ۹ و ۱۰ نشان داده شده است. در این شکل‌ها، تنش‌های σ_{11}، σ_{22} و σ_{12} به ترتیب تنش‌های اصلی کمینه، بیشینه و برشی بر حسب مگاپاسکال هستند، که قدرمطلق عددی آن‌ها در نمودار آورده شده است.

نتایج ارائه‌شده در شکل ۹، نمایانگر مشابه‌بودن نحوه‌ی تغییرات تنش‌های بیشینه‌ی فشاری در هر دو تحلیل با و بدون تأثیرات هیدرومکانیکی است، با این تفاوت که

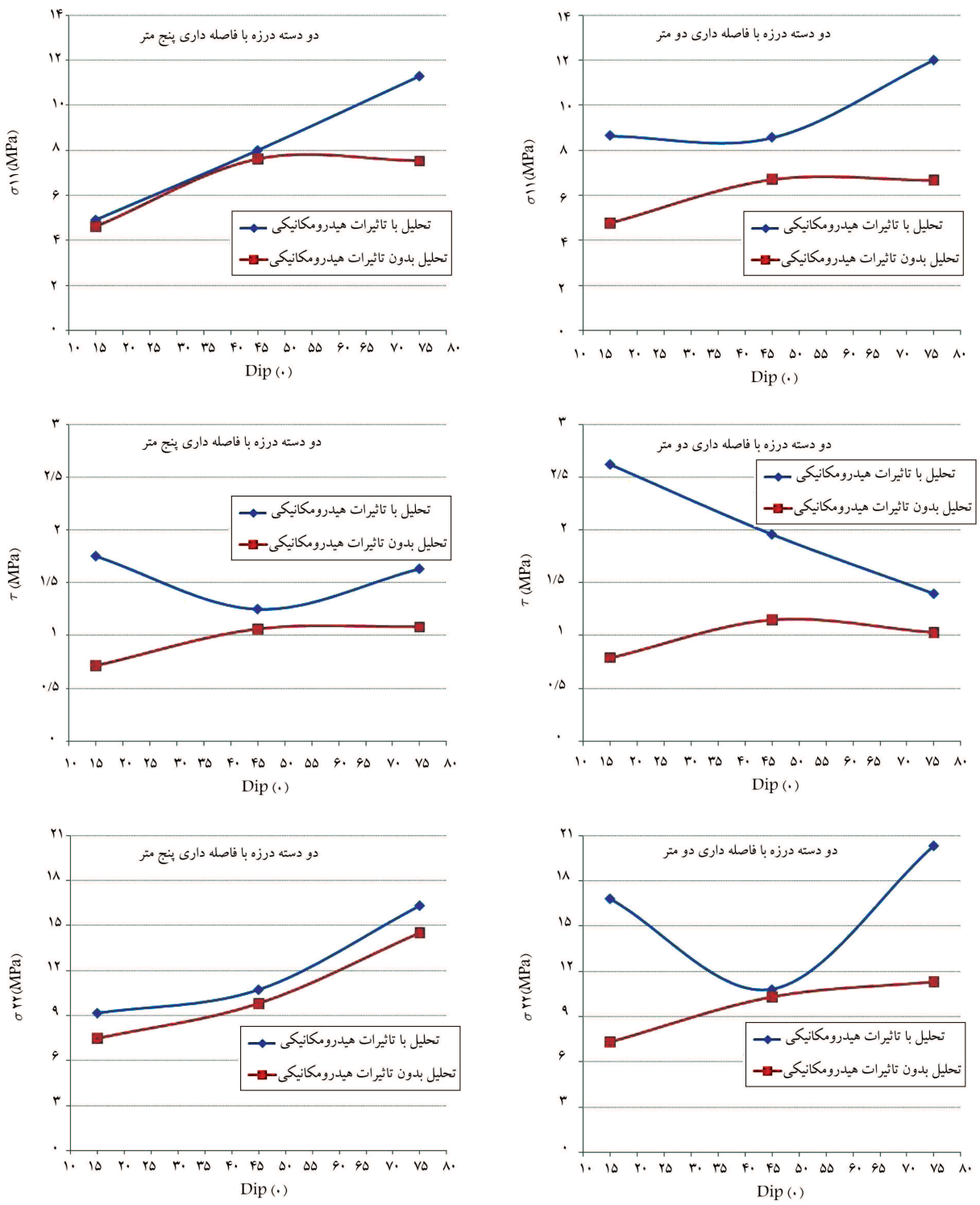


شکل ۹. تغییرات تنش در پی با یک دسته درزه در دو تحلیل با و بدون تأثیرات هیدرومکانیکی.

در تحلیل‌های هیدرومکانیکی اندکی افزایش را نشان می‌دهد، هر چند که امکان شکست فشاری و خردشدگی پس از آب‌گیری به دلیل تغییرات ناچیز محتمل به نظر نمی‌رسد.

مطابق سایر نمودارهای این شکل، در تمامی الگوهای هندسی، تنش‌های برشی در پی در تحلیل هیدرومکانیکی بیشتر از تحلیل‌های بدون آن برآورد شده است.

همچنین این نتایج نشان می‌دهد با صرف‌نظرکردن از تأثیرات هیدرومکانیکی در تحلیل‌ها روند تغییرات و حتی مقدار این پارامتر در فاصله‌داری‌های مختلف تقریباً مشابه است، ولی در تحلیل‌های هیدرومکانیکی روندهای متفاوتی را دنبال می‌کند، به گونه‌یی که در دسته درزه‌های با فاصله‌ی ۵ متر با افزایش شیب میزان تنش کاهش و در فاصله‌داری ۲ متر تأثیر دسته درزه‌ی ۴۵ درجه نسبت به درزه‌های ۱۵ و ۷۵



شکل ۱۰. تغییرات تنش در پی با دو دسته درزه‌ی متعامد در دو تحلیل با و بدون تأثیرات هیدرومکانیکی.

درجه کمتر است؛ ضمن اینکه هر چه فاصله‌داری درزه‌ها کمتر شده است، میزان این تنش بیشتر و تأثیرات این پدیده بارزتر شده است. بر این اساس و به دلیل اهمیت تنش‌های برشی در ارزیابی ایمنی تکیه‌گاه و با توجه به افزایش ۱۰۰٪ آن در تحلیل هیدرومکانیکی، اتکاء بر نتایج تحلیل‌هایی که تراوش درمدل آن‌ها منظور نشده است، غیر قابل اعتماد و به شدت گمراه‌کننده است.

۲.۸. مثال ۲.

این مسئله مشابه با مثال قبلی تعریف شده است، با این تفاوت که یک دسته درزه‌ی عمود بر دسته درزه‌ی قبلی با مشخصات یکسان برای ارزیابی تأثیر الگوهای مختلف درزه‌داری به‌کار برده شده است. نتایج این محاسبات در شکل ۱۰ ارائه شده

است. همان‌گونه که در نمودارها نیز مشاهده می‌شود، تنش‌های بیشینه‌ی فشاری بر خلاف مثال قبل در هر دو تحلیل با و بدون تأثیر هیدرومکانیکی روند یکسانی را با تغییر شیب دسته درزه‌ها نشان نمی‌دهند، ضمن اینکه با کاهش فاصله‌داری، میزان افزایش‌ها نیز قابل توجه است. بررسی نمودارهای متناظر در شکل‌های ۹ و ۱۰ نیز از تأثیر تعداد دسته درزه‌ها بر افزایش این تنش‌ها حکایت دارد. در مورد توزیع تنش‌های برشی بیشینه نیز همانند مثال قبل، عدم درنظرگرفتن تأثیرات جریان در توده‌ی سنگ به دلیل افزایش بیش از ۳٫۳ برابر سطح تنش در برخی شیب‌ها می‌تواند بسیار خطرناک باشد. نکته‌ی مهم، تأثیر تعداد دسته درزه‌ها بر الگوی تغییرات این تنش در پی است، به گونه‌یی که در تکیه‌گاه با فاصله‌داری یکسان و ۱ و ۲ دسته درزه، روند تغییرات تنش برشی با تغییرات شیب دسته درزه‌ها متفاوت است.

۹. نتیجه‌گیری

اهمیت استراتژیک، هزینه‌های هنگفت و خسارت‌های جانی و مالی بالای ناشی از فروریزی سدها، افزایش ارتفاع و ظرفیت بالای مخازن آن‌ها در سال‌های اخیر، لزوم احداث در ساخت‌گاه‌های با شرایط ناشناخته و پیچیده‌ی زمین‌شناختی و تغییر مورفولوژی طبیعی رودخانه از معبری به دریاچه‌یی پس از آب‌گیری، انجام آنالیزهای متعدد به منظور فراهم‌ساختن درک و شناخت درست از رفتار واقعی این بخش از ساختگاه را برای کاهش تردیدها ضروری می‌سازد. بررسی تأثیرات متقابل تنش و تراوش در توده‌ی سنگ پی سدها و میزان اهمیت پارامترهای مؤثر از اهداف این نوشتار است. شبیه‌سازی رفتار با تئوری تعمیم‌یافته‌ی بیوت و گسسته‌سازی معادلات دیفرانسیل حاکم با روش اجزاء محدود انجام شده است. برای حل معادلات تعادل و جریان سیال به‌صورت هم‌بسته، برنامه‌ی رایانه‌یی سه بعدی به زبان فرترن تهیه شده است. در این مدل تکنیک حل الاستوویسکوپلاستیک برای شبیه‌سازی عددی رفتار الاستوپلاستیک توده سنگ درزه‌دار به کار گرفته شده است. برنامه در قالب مدل چندلایه تهیه شده است و قابلیت مدل‌سازی چندین دسته درزه با شیب و جهات مختلف را دارد. توسعه‌ی مدل رفتاری بارتون ـ بندیس در یک مدل سه بعدی با درنظرداشتن اثر مقیاس و تمایز بین بازشدگی هیدرولیکی و مکانیکی از برتری‌های این پژوهش است.

در این نوشتار، تعداد، شیب و فاصله‌ی درزه‌ها به‌عنوان اولین و مهم‌ترین یافته‌ها درکاوش‌های ساخت‌گاهی مبنای مطالعه قرارگرفته و تحلیل حساسیت بر روی این پارامترها با ۲۴ تحلیل غیرخطی انجام شده است. نتایج به‌دست‌آمده ازکاربرد مدل در پی سدهای بتنی وزنی نشان می‌دهد که نادیده‌انگاشتن این پدیده در خلاف جهت اطمینان است و می‌تواند پیامدهای نامطلوبی به دنبال داشته باشد.

یادآور می‌شود عوامل دیگری مانند بازشدگی اولیه، JRC، JCS و... در پایداری تکیه‌گاه این‌گونه سدها مؤثر هستند، که در این نوشتار به آن پرداخته نشده است. بررسی میزان اهمیت سایر پارامترها در رفتار مجموعه‌ی سد و پی می‌تواند دست‌مایه‌ی پژوهش‌های آتی باشد.

منابع (References)

1. Lemos, J.V. "A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with application to dam foundations and fault motion", PhD Thesis, University of Minnesota (1987).
2. Kafritsas, J.C. and Einsten, H.H. "Coupled flow/deformation analysis of a dam foundation with a distinct element method", 28th US Symp on Rock Mechanics, Tucson, pp. 481-489 (1987).
3. Erban, P.J. and Gell, K. "Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **21**(2), pp. 94-117 (1988).
4. Azevedo, I.C.D., Vaz, I.E. and Vargas, E.A. "A numerical procedure for the analysis of the hydromechanical coupling in fractured rock masses", *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **22**(11), pp. 867-901 (1998).
5. Bargui, H., Billiotte, J. and Cojean, R. "Contribution of a 3D model to the analysis of the hydromechanical behavior of a jointed rock mass dam foundation", 3rd Int. Conf. on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna (Austria), pp. 627-632 (1998).
6. Al-Obaydi, M.A., Samadhiya, N.K. and Viladkar, M.N. "3D coupled stress-flow analysis of jointed rock mass beneath a concrete dam", the 3rd International Conference on Water Resources and Arid Environments (2008).
7. Khandan-Bakavoli, M. and Ahmadi, M.T. "Hydro-mechanical interaction effects on concrete dam stability", 73th Annual ICOLD Meeting, Tehran, Iran (May 2005).
8. Lewis, R.W. and Schrefler, B.A., *The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media*, Secend Edition, Wiley, ISBN: 978-0-471-92809-6 508 pages (October 1998).
9. Jing, L. and Stephanson, O., *Fundamental of Discrete Element Methods for Rock Engineering*, Elsevier (2007).
10. Junrui, C., Shouyi, L. and Yanqin, W. "Multi-level fracture network model for coupled seepage and stress fields in rock mass", *Communication in Numerical Methods in Engineering*, **20**(1), pp. 63-74 (2004).
11. Owen, D.R.J. and Hinton, E., *Finite Element In Plasticity-Theory and Practice*, Pine ridge Press, Swansea (1982).
12. Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.T., *The Finite Element Method*, Butterworth-Heinemann, (2000).
13. Pande, G.N., Beer, G. and Williams, J.R., *Numerical Methods in Rock Mechanics*, Chichester (1990).
14. Barton, N.R. and Bandis, S.C. "Effects of block size on the shear behavior of jointed rocks", *Proceedings of the 23rd US Symposium on Rock Mechanic*, Berkeley (1982).

15. Fardin, N., Stephanson, O. and Jing, L. "The scale dependence of rock joint surface roughness", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **38**(5), pp. 659-669 (2001).

16. Lomize, G.M., *Flow in Fractured Rocks*, Gosenergoizdat, Moscow, pp. 127-150 (1951).

17. Louis, C. "A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses", Rock Mechanics Research Report, No. 10, Imperial College of Science and Technology, London, Maini, YNT (1971).

18. Patir, N. and Cheng, H.S. "An average flow model for determining effects of three-dimensional roughness on hydrodynamic lubrication", *Journal of Lubrication Technology (ASME)*, **100**(1), pp. 12-17 (1978).

19. Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar. K. "Strength, deformation, conductivity coupling of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*, **22**(2), pp. 121-140 (1985).

20. Olsson, R. and Barton, N. "An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **38**(3), pp. 317-329 (2001).

21. Chen, Y., Zhou, C. and Sheng, Y. "Formulation of strain-dependent hydraulic conductivity for a fractured rock mass", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences,* **44**(7), pp. 981-996 (2007).