

فشار آب داخل ترک در رفتار سدهای بتنی وزنی تحت اثر بار سیلاب

محمدتقی احمدی* (استاد)

مصطفی امینی هزرعه‌نو (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (۳۷-۲)
دوری ۲ - ۳۳، شماره ۱/۴، ص. ۳۷-۲۳

بروز پدیده ترک خوردگی در وجه بالادست سدهای بتنی وزنی و به خصوص در محل پاشنه که به دنبال ایجاد تنش‌های کششی ناشی از بار هیدروستاتیکی مخزن به وقوع می‌پیوندد، یکی از شایع‌ترین انواع آسیب‌های محتمل در این نوع سازه‌هاست. با توجه به امکان ورود آب با فشاری معادل هد مخزن به داخل ترک‌های کششی مذکور، در نظر گرفتن توزیع واقعی فشار آب داخل ترک در آنالیز ترک خوردگی سازه می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ای در وضعیت میدان تنش در اطراف نوک ترک داشته باشد و در نتیجه پیشروی ترک را تسریع کند. مدل اندرکنشی ارائه شده در نوشتار حاضر جهت اعمال توزیع فشار آب داخل ترک شامل دو بخش اصلی است: ۱. مدل ترک پخشی چرخشی برای مدل‌سازی ترک خوردگی بتن؛ ۲. معادله‌ی تنش مؤثر بایوت و وابسته کردن دو ترم فشار حفره‌ی و ضریب تخلخل مؤثر محیط به میزان خسارت المان ترک‌خورده. در ادامه‌ی نوشتار حاضر، سد وزنی کوینا به عنوان یک مطالعه‌ی موردی انتخاب و روند تأثیرگذاری این پدیده در پاسخ کلی سد و پایداری سازه تحت اثر بارگذاری سیلاب مطالعه شده است. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که اعمال فشار آب داخل ترک، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در روند خرابی سد و همچنین پیشینه‌ی تراز سیلاب قابل تحمل توسط سازه خواهد داشت.

واژگان کلیدی: فشار آب داخل ترک، سد بتنی وزنی، ترک خوردگی، بار سیلاب، شکست هیدرولیکی.

۱. مقدمه

از سوی دیگر، درزهای افقی که براساس ملاحظات اجرایی در حین ساخت سد و در فواصل ارتفاعی معینی تعبیه می‌شوند، به عنوان صفحات ضعیف در سد عمل می‌کنند و از این رو در هدایت و کنترل ترک خوردگی سد نقش به‌سزایی دارند. بازشدگی درزهای مذکور از سمت بالادست تحت اثر مستقیم کشش و یا اتساع آن‌ها در حین لغزش غیرارجاعی، باعث ورود آب تحت فشار به داخل درز می‌شود و در نتیجه فشار آب به صورت یک نیروی گسترده به دیواره‌های درز اعمال خواهد شد. بنابراین هم در ترک‌های پخش شده^۲ در بدنه‌ی سد و هم در محل درزهای افقی اجرایی (که در بارگذاری‌های استاتیکی متعارف عموماً شروع خسارت و یا باز شدن آن‌ها از سمت بالادست سد اتفاق می‌افتد)، اعمال فشار آب به دیواره‌های ترک یا درز، دور از انتظار نخواهد بود. اگر ترک‌های مذکور در محل پاشنه‌ی سد و در فصل مشترک بتن و سنگ ایجاد شوند و یا به عبارت دیگر، درز پاشنه^۳ متحمل خسارت شود، بیشترین مقدار فشار آب به دیواره‌های داخلی ترک یا درز اعمال خواهد شد. چگونگی توزیع فشار آب مذکور در داخل درز پاشنه که نیروی بلندکننده‌ی^۴ وارد بر قاعده‌ی سد را تشدید می‌کند و در نتیجه کاهش پایداری سازه در برابر واژگونی و لغزش را به همراه خواهد داشت، یکی از موضوعات مهم مورد بحث در دستورالعمل‌های طراحی سدهای وزنی بتنی است. در سوابق ثبت شده از خرابی سدهای بتنی، نیروی

پدیده ترک خوردگی در سدهای بتنی به دلیل ضعف بتن در کشش، یکی از پدیده‌های شایع در طول عمر مفید سازه است. علی‌رغم تلاش مهندسان در مرحله‌ی طراحی سد به منظور کمینه‌سازی مناطق مستعد ترک، همواره بخشی از بدنه‌ی سد در طی مراحل ساخت و یا بهره‌برداری در معرض ترک خوردگی قرار می‌گیرد. دلایل متعددی را می‌توان برای وقوع پدیده مذکور در سدهای بتنی ذکر کرد که از آن جمله می‌توان به شرایط زمان ساخت، نشست تکیه‌گاه‌ها، نوسانات حرارتی، واکنش قلیایی بتن و اعمال بارهای نامتعارف مانند: تخلیه‌ی مخزن، روگذری ناشی از سیلاب، زلزله و موارد دیگر اشاره کرد. رسکر^۱ (۱۹۹۰) خاطرنشان ساخته است که غالب سدهای بتنی وزنی حتی در شرایط بهره‌برداری عادی نیز متحمل ترک خوردگی می‌شوند.^۱ در سدهای وزنی، ترک‌های مذکور عموماً از محل درزهای افقی، درز پاشنه و یا موقعیت تغییر ناگهانی مقطع سد شروع می‌شوند،^۲ و بسیاری از آن‌ها از وجه بالادست سد آغاز می‌شوند و در نتیجه امکان نفوذ آب به داخل بتن بدنه را فراهم می‌کنند و بدین ترتیب دیواره‌های ترک به طور دائم در معرض فشار آب قرار خواهند گرفت.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۶/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱/۲۹، پذیرش ۱۳۹۵/۲/۱۴.

بلندکننده به عنوان یکی از عوامل مؤثر در خرابی دست کم ۳ مورد از سدهای اروپا و ۴ مورد از سدهای آمریکا نقش داشته است.^[۳]

اولین تأثیر ورود آب به داخل ترک یا درز، اعمال یک بار گسترده^۵ به صورت فشاری بر دیواره‌های ترک یا درز و در نتیجه افزایش ضریب شدت تنش^۶ مود اول شکست در نوک ترک است که طبعاً باعث تسریع پیشروی ترک خواهد شد. این نحوه‌ی تأثیر فشار آب در داخل ترک که با عنوان «اثر شکافت گوهی»^۷ شناخته می‌شود، بیشترین موضوع پژوهش‌های مربوط به شکست هیدرولیکی را به خود اختصاص داده است،^[۵] و نتیجه‌ی آن رشد و پیشروی ترک و افزایش بازشدگی آن است که این مسئله به نوبه‌ی خود منجر به افزایش نفوذپذیری ترک و در نتیجه اعمال فشار آب بیشتر به دیواره‌های ترک خواهد شد. بدین ترتیب چرخه‌ی باز توزیع و تغییر منحنی فشار آب داخل ترک از یک سو و توسعه و پیشروی ترک از سوی دیگر به صورت افزایش یافته و تا رسیدن به شرایط پایدار ادامه خواهد داشت. در نظر گرفتن این تأثیرات متقابل در آنالیز تنش یا بررسی پایداری و ایمنی سازه می‌تواند بسیار حائز اهمیت باشد. صرف نظر کردن از فشار آب داخل ترک در محاسبات پایداری سازه می‌تواند منجر به برآورد ضرایب پایداری در خلاف جهت اطمینان شود.^[۶] این مسئله به خصوص در مورد سدهای بتنی بلند که فشار شدیدی در داخل ترک‌های بالادست ایجاد می‌شود، تأثیر قابل ملاحظه‌ی خواهد داشت.

روش‌های متعددی برای در نظر گرفتن تأثیرات متقابل ذکر شده مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است که در یک دسته‌بندی ساده می‌توان روش‌های مذکور را به ۳ گروه تقسیم کرد:

۱. در برخی از پژوهش‌ها براساس نتایج مطالعات اولیه و نیز با استناد به مشاهدات تجربی، مستقیماً الگوی مشخصی برای توزیع فشار آب داخل ترک پیشنهاد می‌شود که فقط تابعی از میزان بازشدگی ترک است و محاسبات نرم‌شوندگی کرنش پس از شروع ترک‌خوردگی با لحاظ این توزیع انجام می‌شود. در روش‌های اولیه برای توزیع فشار آب داخل ترک از یک تابع ساده ثابت، خطی و یا سهمی در کل طول ترک استفاده شده است.^[۷] اما در ادامه و با تکمیل مطالعات، از یک تابع ۳ ضابطه‌ی برای توصیف فشار آب در قسمت‌های مختلف ترک استفاده شده است. الگوی پیشنهادی در روش ذکر شده بدین صورت است که در ناحیه‌ی w_1 از ترک، که بازشدگی آن بزرگ‌تر از مقدار w_2 است، فشار آب به صورت یکنواخت توزیع می‌شود و مقدار آن معادل فشار دهانه‌ی ترک خواهد بود. در ناحیه‌ی نزدیک به نوک ترک، که بازشدگی آن کمتر از مقدار w_1 است، نیز هیچ‌گونه فشاری ایجاد نخواهد شد. در طولی از ترک که بین این دو ناحیه قرار می‌گیرد و با عنوان «ناحیه‌ی انتقال» شناخته می‌شود، فشار از مقدار بیشینه در دهانه‌ی ترک به مقدار صفر کاهش می‌یابد. مقادیر حدی بازشدگی w_1 و w_2 و همچنین نحوه‌ی تغییر فشار در طول ناحیه‌ی انتقال از موارد اختلافی مورد بحث پژوهشگران مختلف است. مثلاً در پژوهش‌های انجام شده، برای تغییرات فشار در طول ناحیه‌ی انتقال توابع مختلف خطی،^[۸] سهمی،^[۹] درجه‌ی سه،^[۱۰] نمایی،^[۱۱] و حتی پله‌ی،^[۱۲] پیشنهاد و در مواردی نیز الگوی تغییرات فشار به شکل منحنی نرم‌شوندگی بتن در کشش وابسته شده است.^[۱۳]

۲. در پاره‌ی دیگر از مطالعات، ابتدا با حل معادلات غیرخطی تعادل تنش در هر نمو بارگذاری (یا گام زمانی)، وضعیت ترک‌خوردگی بتن مشخص می‌شود. از سوی دیگر، تأثیر ترک‌خوردگی مصالح در افزایش نفوذپذیری^۸ و آب‌گذرانی^۹ آن به کمک قانون درجه‌ی سه^{۱۰} بررسی می‌شود،^[۱۴-۱۷] که براساس آن،

آب‌گذرانی ترک با توان سوم بازشدگی هیدرولیکی ترک متناسب است. در ادامه، با استفاده از ضریب آب‌گذرانی به دست آمده و حل تحلیلی^[۱۸-۲۰] یا عددی^[۲۱-۲۳] معادلات تراوش (به صورت دائم یا گذرا)، توزیع فشار آب در داخل ترک به دست خواهد آمد. معادله‌ی تراوش از ترکیب معادلات بقای جرم (معادله‌ی پیوستگی) و مومنتم (معادله‌ی داریسی) برای جریان داخل ترک به دست خواهد آمد. اکنون با وارد کردن گزاره‌ی فشار آب داخل ترک در معادلات تنش (از طریق معادله‌ی تنش مؤثر بایوت^{۱۱})، می‌توان اثر آن را در توسعه و پیشروی شکست و یا اصلاح وضعیت ترک بررسی کرد.^[۲۴]

تکرار چرخه‌ی ذکر شده به صورت حل نوسانی^{۱۲} تا رسیدن به هم‌گرایی مناسب و یا حل هم‌زمان مجموعه‌ی معادلات تنش و تراوش به صورت کاملاً درگیر^{۱۳}،^[۲۵] و در چارچوب مکانیک محیط متخلخل اشباع (دو فازی)،^[۲۶-۳۰] یا غیراشباع (سه فازی)،^[۳۱-۳۳] هر کدام نقاط ضعف و قوتی دارند که پژوهشگران مختلف بررسی کرده‌اند.

۳. در روش سوم که الگوی کلی آن مشابه روش دوم است، به جای محاسبه‌ی میزان آب‌گذرانی ترک (با توجه به مقدار بازشدگی آن) و سپس حل معادلات تراوش براساس ضریب آب‌گذرانی به دست آمده به منظور یافتن توزیع فشار آب داخل ترک، مستقیماً توزیع فشار آب بر حسب میزان خسارت ناشی از ترک‌خوردگی و با استفاده از روابط ساده‌تری استخراج می‌شود.^[۳۴] ادامه‌ی فرایند و در نتیجه تأثیر متقابل فشار آب در وضعیت ترک‌خوردگی نیز همانند روش دوم در نظر گرفته می‌شود. در مقایسه‌ی روش سوم با روش دوم باید تصریح شود که یکی از مزایای روش دوم، امکان حل گذرای جریان از داخل ترک و در نتیجه یافتن منحنی فشار در قلمرو زمان است، در حالی که در روش سوم فقط امکان حل دائم و در نتیجه یافتن منحنی نهایی فشار در داخل ترک و به ازاء بار وارد فراهم خواهد بود.

در نوشتار حاضر سعی شده است تا با توسعه‌ی روش سوم از طریق کدنویسی، رفتار یک سد بتنی وزنی پس از ترک‌خوردگی تحت اثر بار سیلاب و با در نظر گرفتن اندرکنش فشار آب داخل ترک بررسی شود. در حقیقت وجه تمایز اصلی این کار با مطالعات مشابه، بررسی تأثیر فشار آب داخل ترک در رفتار سد بتنی وزنی پس از وقوع ترک‌خوردگی در موقعیت پاشنه با استفاده از روشی ساده و در عین حال کاربردی است. برای این منظور تحلیل ترک‌خوردگی سد بتنی وزنی کوینا (به عنوان یک مطالعه‌ی موردی) در ۲ حالت با و بدون مدل‌سازی تأثیرات فشار آب داخل ترک انجام شده و در ادامه، نتایج دو تحلیل مذکور مقایسه شده است. کلیه‌ی مراحل لازم برای انجام تحلیل تنش و ترک‌خوردگی بدنه‌ی سد با استفاده از زبان برنامه‌نویسی فرتن در برنامه‌ی عمومی اجزاء محدود FEAPPV کدنویسی شده است.

۲. روش‌های مدل‌سازی ترک

به طور کلی برای مدل‌سازی ترک در روش اجزاء محدود استاندارد، ۲ دیدگاه متفاوت وجود دارد: مدل ترک منفرد^{۱۴} و مدل ترک پخشی^{۱۵}. در مدل ترک منفرد، ناپیوستگی سینماتیکی ناشی از تمرکز کرنش^{۱۶} به صورت یک ناپیوستگی قوی^{۱۷} در میدان تغییر مکان اعمال می‌شود که لازمه‌ی آن جدا شدن المان‌های مجاور ترک از محل گره‌های مشترک روی مسیر ترک است. در نتیجه، این روش نیاز به پیش‌بینی اولیه از مسیر

۱.۲. مدل رفتاری ترک پخشی

برای ارائه‌ی تعریف مناسب از مدل رفتاری ترک پخشی، باید این موارد به صورت دقیق مشخص شود:

الف) رفتار قبل از ترک خوردگی مصالح: در مدل پیشنهادی، رفتار مصالح در حالت حضور تنش‌های نرمال فشاری کاملاً به صورت ارتجاعی خطی فرض شده و از خسارت احتمالی ناشی از خرد شدن بتن در فشار ۲۵^۲ صرف نظر شده است. در میدان تنش‌های کششی نیز تا قبل از تحقق ضابطه‌ی شروع شکست، رفتار مصالح همچنان ارتجاعی خطی در نظر گرفته شده است. رابطه‌ی بنیادی تنش - کرنش در حالت ارتجاعی خطی مصالح به صورت رابطه‌ی ۳ خواهد بود:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (3)$$

که در آن ماتریس $[D]$ که همان ماتریس ساختاری مصالح است، در حالت همسان‌گرد و تنش صفحه‌یی به صورت رابطه‌ی ۴ تعریف می‌شود:

$$[D] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

که در آن، E مدول ارتجاعی و ν ضریب پواسون مصالح است.

ب) معیار شروع شکست: در پژوهش حاضر از ضابطه‌ی انرژی به‌عنوان ضابطه‌ی شروع شکست استفاده شده است. بر این اساس فرض شده است که هرگاه انرژی کرنشی ارتجاعی مصالح در راستای محور اصلی کرنش $(\pi = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1)$ از انرژی لازم برای وقوع شکست π_{cr} تجاوز کند، مجموعه‌یی از ریزترک‌ها عمود بر آن راستا و در باندی به عرض l_{ch} شکل خواهد گرفت. با توجه به اینکه در مدل مذکور فقط ترک خوردگی کششی در نظر گرفته شده است، مثبت بودن تنش اصلی بیشینه (σ_1) نیز باید در ضابطه‌ی شروع شکست مدنظر قرار گیرد. بنابراین ضابطه‌ی شروع شکست را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۵ مطرح کرد:

$$\pi = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1 = \int_0^{\varepsilon_1} \sigma d\varepsilon \geq \pi_{cr}, \quad \sigma_1 > 0 \quad (5)$$

که در آن، π_{cr} معادل سطح زیر منحنی تنش - کرنش تک‌محوری مصالح (در کشش) تا رسیدن به بیشینه‌ی مقاومت کششی f_t است. چنانچه از رفتار غیرخطی بتن در کشش درست قبل از رسیدن به بیشینه‌ی مقاومت کششی صرف نظر شود، می‌توان π_{cr} را به صورت رابطه‌ی ۶ به دست آورد:

$$\pi_{cr} = \frac{f_t^2}{2E} \quad (6)$$

نکته‌ی مهمی که باید مورد توجه قرار گیرد، آن است که این مدل به‌گونه‌یی پیاده‌سازی شده است که در هر تکرار، فقط به یک المان اجازه‌ی ترک خوردگی جدید داده می‌شود. در حقیقت در این مدل در هر تکرار، ابتدا تمام المان‌های غیر ترک‌خورده‌ی (سالم) سازه از نظر میزان انرژی کرنشی ارتجاعی $(\pi = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1)$ با هم مقایسه می‌شوند و فقط المانی که بیشترین تراز انرژی کرنشی π را داشته باشد و در ضمن معیار شروع شکست را نیز ارضاء کرده باشد، اجازه‌ی ترک خوردگی پیدا خواهد کرد. این مسئله کمک خواهد کرد تا اندرکنش بین ترک خوردگی المان‌های مجاور کاملاً محقق شود و در ضمن، توسعه‌ی ترک خوردگی به تدریج و با کنترل مناسبی صورت پذیرد. البته به شرط هم‌گرایی، قیدی اضافه شده است که

پیشروی ترک و نیز بازسازی مجدد شبکه‌ی^{۱۸} اجزاء محدود خواهد داشت که البته عملیات پرهزینه‌یی در آنالیزهای غیرخطی است. در دهه‌های اخیر، روش جدیدی با عنوان اجزاء محدود توسعه‌یافته^{۱۹} در حوزه‌ی مسائل مکانیک شکست با به‌عرصه وجود گذاشته است که با استفاده از توابع شکل غنی‌شده^{۲۰} می‌توان ناپوستگی مذکور را در داخل المان (و نه لزوماً در مرز بین المان‌ها) شبیه‌سازی کرد و در نتیجه مشکل بازسازی مجدد شبکه‌ی اجزاء محدود را مرتفع کرد.

در مقابل روش ترک منفرد که بر اصل ایجاد و توسعه‌ی ناپوستگی سینماتیکی در سازه استوار است، روش ترک پخشی مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته است. در روش مذکور هیچ‌گونه ناپوستگی در هندسه‌ی شبکه‌ی اجزاء محدود و به تبع آن در میدان‌های تغییر مکان و کرنش، ایجاد نمی‌شود و تمرکز کرنش با استفاده از کاهش مؤلفه‌های سختی و مقاومت در راستای عمود بر ترک شبیه‌سازی می‌شود. در حقیقت در روش ترک پخشی فرض بر این است که پس از ترک خوردگی، مجموعه‌یی از ریزترک‌ها به‌صورت موازی هم و در عرض مشخصی از مصالح که به «باند ترک‌خوردگی» موسوم است، توزیع خواهند شد. با توجه به عدم نیاز به اصلاح و بازسازی هندسه‌ی شبکه‌ی اجزاء محدود، پیاده‌سازی روش مذکور ساده‌تر بوده و در نتیجه از لحاظ محاسباتی جذابیت بیشتری دارد.

براساس نحوه‌ی اصلاح سختی برشی در صفحه‌ی ترک، مدل ترک پخشی نیز به روش ترک ثابت (FCM)^{۲۱} و چرخشی (RCM)^{۲۲} قابل پیاده‌سازی است. در روش ترک پخشی ثابت، به محض تحقق معیار شروع شکست^{۲۳} برای اولین بار، امتداد ترک عمود بر راستای کرنش اصلی بیشینه شکل خواهد گرفت و از این به بعد همواره ثابت خواهد ماند. ثابت بودن محورهای ترک در طول آنالیز منجر به ایجاد برش روی صفحه‌ی ترک و در نتیجه انحراف محورهای اصلی تنش از راستای ترک خواهد شد. در روش مذکور مقدار سختی برشی در صفحه‌ی ترک براساس ضریبی با عنوان «ضریب بقای برش»^{۲۴} اصلاح خواهد شد که این ضریب می‌تواند ثابت یا متغیر (وابسته به میزان کرنش نرمال ترک خوردگی) در نظر گرفته شود (رابطه‌ی ۱):

$$\bar{G}_{np} = \mu G \quad (1)$$

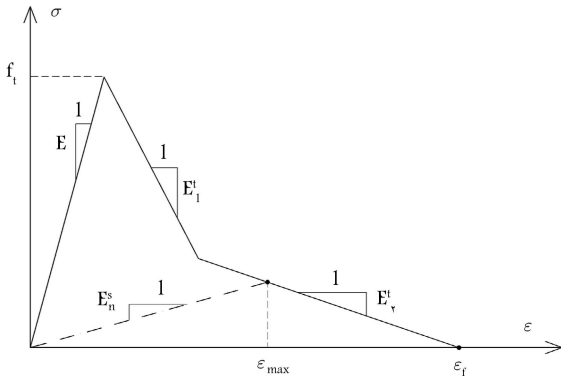
که در آن، μ ضریب بقای برش، G مدول برشی ارتجاعی مصالح سالم و \bar{G}_{np} مدول برشی مصالح ترک‌خورده در صفحه‌ی ترک است. زیرنویس‌های n و p نیز به ترتیب متناظر با امتدادهای عمود بر صفحه‌ی ترک و موازی آن است. در روش ترک پخشی چرخشی فرض می‌شود که در صفحه‌ی ترک، تنش برشی ایجاد نمی‌شود و به بیان دیگر در طول آنالیز محورهای کرنش اصلی (محورهای ترک) و تنش اصلی همواره برهم منطبق خواهند بود. لازمه‌ی این امر آن است که همراه با چرخش محورهای تنش اصلی پس از شکل‌گیری ترک، محورهای ترک نیز به همان اندازه دوران کند. برای تحقق هدف مذکور باید سختی برشی در صفحه‌ی ترک مطابق رابطه‌ی ۲ اصلاح شود:

$$\bar{G}_{np} = \frac{\sigma_n - \sigma_p}{2(\varepsilon_n - \varepsilon_p)} \quad (2)$$

همانند رابطه‌ی ۱، زیرنویس‌های n و p در رابطه‌ی ۲ نیز به ترتیب متناظر با امتدادهای عمود بر صفحه‌ی ترک و موازی آن است که البته در مدل ترک پخشی چرخشی همواره منطبق بر راستای تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه خواهند بود. در پژوهش حاضر، برای مدل‌سازی ترک از روش ترک پخشی چرخشی استفاده و میزان توانمندی و کارایی این روش در شبیه‌سازی پدیده‌ی شکست در سدهای بتنی در حضور فشار آب داخل ترک بررسی شده است.

جدول ۱. مقادیر پیشنهادی برای پارامترهای منحنی نرم‌شوندگی. [۳۶-۳۸]

نوع منحنی نرم‌شوندگی	z_1	z_2	z_3
خطی	-	-	$2/0$
دوخطی	پترسون (۱۹۸۱)	$0/33$	$0/8$
	ویتمن (۱۹۸۸)	$0/25$	$0/75$
نمایی	رینهارت (۱۹۸۶)	-	$5/136$



شکل ۲. منحنی تنش - کرنش کل (با فرض نرم‌شوندگی دوخطی) و نحوه‌ی تعریف مدول کشسانی و تری متناظر با کرنش نرمال موجود.

که در آن، D_t ماتریس ساختاری مصالح در دستگاه مختصات عمومی پس از وقوع ترک است که می‌توان آن را از انتقال ماتریس ساختاری اورتوتروپیک مربوط به صفحه‌ی ترک (D_{np}) مطابق رابطه‌ی ۱۲ به‌دست آورد:

$$[D_d] = [T]^T [D_{np}] [T] \quad (12)$$

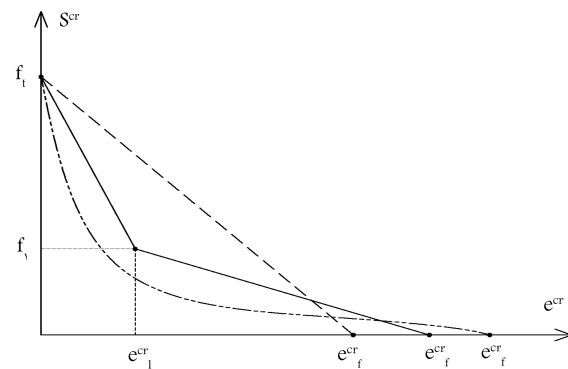
که در آن، ماتریس ساختاری وتری $(D_{np})^{28}$ که در دستگاه مختصات محلی ترک تنظیم شده است و نیز ماتریس انتقال T در حالت دوبعدی تنش صفحه‌یی براساس روابط ۱۳ و ۱۴ به‌دست خواهند آمد: [۳۹]

$$[D_{np}] = \frac{E}{1 - \eta\nu^2} \begin{bmatrix} \eta & \eta\nu & 0 \\ \eta\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \mu \frac{1 - \eta\nu^2}{\nu(1 + \nu)} \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \cos \theta \cdot \sin \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\cos \theta \cdot \sin \theta \\ -2 \cos \theta \cdot \sin \theta & 2 \cos \theta \cdot \sin \theta & \cos^2 \theta - \sin^2 \theta \end{bmatrix} \quad (14)$$

پارامتر θ در رابطه‌ی ۱۴ معرف زاویه‌ی بین دستگاه مختصات محلی ترک (محورهای p و n) و دستگاه مختصات عمومی در المان است. چنانچه محورهای ترک نسبت به دستگاه مختصات عمومی، دوران پاد ساعت‌گرد داشته باشند، علامت θ مثبت خواهد بود. پارامتر η که می‌تواند شاخصی از میزان خسارت ایجاد شده یا میزان پیشرفت ترک خوردگی باشد، حاصل تقسیم مدول کشسانی وتری در راستای عمود بر صفحه‌ی ترک و متناظر با کرنش نرمال موجود (ϵ_{max}) به مدول کشسانی اولیه‌ی مصالح قبل از ترک خوردگی است (شکل ۲).

$$\eta = \frac{E_n^s}{E}; \quad 0 \leq \eta \leq 1 \quad (15)$$



شکل ۳. منحنی‌های نرم‌شوندگی خطی، دوخطی و نمایی (تنش در مقابل کرنش ترک خوردگی).

تعداد تکرارها را به گونه‌ی تنظیم می‌کند تا شرایط جوانه‌زنی ترک برای هر تعداد المان که در یک گام آنالیز امکان ترک خوردگی دارند، فراهم شود. از این جهت، این روش هیچ محدودیتی برای میزان پیشروی ترک در هر گام ایجاد نخواهد کرد.

ج) رفتار بعد از ترک خوردگی مصالح: در مدل ترک پخشی، برای شبیه‌سازی تمرکز کرنش پس از وقوع ترک، از راهکار کاهش سختی و مقاومت در راستای عمود بر ترک استفاده می‌شود. میزان این کاهش که تابعی از کرنش ترک خوردگی نرمال است، براساس منحنی نرم‌شوندگی^{۲۶} مشخص می‌شود. این منحنی، مقدار تنش کششی منتقل شده بین سطوح ترک (s^{cr}) را به‌صورت تابعی از کرنش ترک خوردگی نرمال (e^{cr}) نشان می‌دهد. برای توصیف منحنی نرم‌شوندگی عمده‌ا از توابع خطی، دوخطی و نمایی استفاده می‌شود (شکل ۱). پارامترهای f_1 و e_1^{cr} مختصات نقطه‌ی تغییر شیب^{۲۷} در منحنی نرم‌شوندگی دوخطی هستند. پارامتر e_f^{cr} نیز معرف کمینه‌ی کرنش ترک خوردگی نرمال است که به ازاء آن هیچ‌گونه تنش کششی بین سطوح ترک منتقل نمی‌شود. براساس اصل بقای انرژی شکست، سطح کل زیر منحنی نرم‌شوندگی در هر حال باید معادل G_f/l_{ch} باشد و مقدار پارامتر e_f^{cr} نیز بر این اساس تعیین می‌شود. به طور کلی مقادیر سه پارامتر f_1 و e_1^{cr} و e_f^{cr} با توجه به روابط ۷ الی ۹ قابل محاسبه است:

$$f_1 = z_1 f_t \quad (7)$$

$$e_1^{cr} = z_2 \frac{G_f}{l_{ch} \cdot f_t} \quad (8)$$

$$e_f^{cr} = z_3 \frac{G_f}{l_{ch} \cdot f_t} \quad (9)$$

که در آن، طول مشخصه‌ی المان ترک‌خورده است که معادل ریشه‌ی دوم مساحت المان در نظر گرفته می‌شود: [۳۵]

$$l_{ch} = \sqrt{A_e} \quad (10)$$

مقادیر z_1 تا z_3 را نیز می‌توان مطابق جدول ۱ به‌دست آورد.

رابطه‌ی بنیادی تنش - کرنش در حالت ترک‌خورده‌ی مصالح به‌صورت رابطه‌ی ۱۱ خواهد بود:

$$\{\sigma\} = [D_d] \{\epsilon\} \quad (11)$$

مقاومت کششی برابر خواهد شد و در نتیجه امکان کاهش بیشتر انرژی شکست در اثر افزایش بعد المان وجود نخواهد داشت. بر این اساس برای پیشینه‌ی اندازه‌ی المان در مدل ترک پخشی محدودیتی مطابق رابطه‌ی ۱۷ ارائه شده است:^[۳۹]

$$l_{max} = \frac{2G_f E}{f_t^2} \quad (17)$$

هر چند با استفاده از روش دیگری با عنوان «کاهش مجازی مقاومت کششی» می‌توان اندازه‌ی المان را از مقدار پیشینه‌ی ذکر شده (رابطه‌ی ۱۷) نیز بزرگ‌تر در نظر گرفت، ولی استفاده از روش مذکور برای افزایش اندازه‌ی المان، مشکلات عددی خاصی را به همراه خواهد داشت که در برخی از مطالعات در مورد آن بحث شده است.^[۳۹] در پژوهش حاضر، علاوه بر استفاده از روش تنظیم مدول نرم‌شوندگی براساس طول مشخصه‌ی المان، برای تعدیل وابستگی کاذب پاسخ به امتداد شبکه‌ی اجزاء محدود نیز با ایده گرفتن از روش مورد استفاده در مدل‌های غیرمترکز، به جای استفاده از کرنش محلی هر نقطه‌ی گاوس، از متوسط کرنش المان جهت تعیین میزان خسارت و در ادامه، برآورد مقدار تنش استفاده می‌شود. بدین ترتیب که در هر تکرار آنالیز (یا در هر مرحله از محاسبات در سطح المان) ابتدا متوسط کرنش تمام نقاط گاوس در المان مورد نظر محاسبه می‌شود و سپس تمام محاسبات مربوط به برآورد خسارت (محاسبه‌ی پارامترهای η و μ جهت تشکیل ماتریس ساختاری محلی المان مطابق رابطه‌ی ۱۳)، براساس کرنش متوسط مذکور انجام می‌شود. بنابراین برای برآورد تنش در هر نقطه‌ی گاوس نه فقط از اطلاعات کرنش همان نقطه، بلکه از اطلاعات نقاط گاوس مجاور نیز استفاده خواهد شد. البته در مقایسه با مدل‌های غیرمترکز که این متوسط‌گیری در محدوده‌ی فراتر از المان مورد بحث و در واقع در عرض باند ترک‌خوردگی انجام می‌شود، در مدل پیشنهادی در پژوهش حاضر فرض شده است که باند ترک‌خوردگی فقط به اندازه‌ی عرض یک المان توسعه پیدا می‌کند و در نتیجه، متوسط‌گیری کرنش محدود به قلمرو المان مورد بحث خواهد بود.

از سوی دیگر قفل‌شدگی تنش که از مشکلات معمول روش ترک پخشی است، باعث می‌شود که نتایج به دست آمده از روش مذکور در مقایسه با روش ترک منفرد، سختی بیشتر و منحنی پاسخ بار- تغییر مکان سازه عمدتاً در پایان کار، مقاومت پسماند غیرواقعی قابل ملاحظه‌ی داشته باشد. هر چند قفل‌شدگی تنش از عوارض توصیف سینماتیکی نامناسب ناپیوستگی میدان تغییر مکان (به دلیل وقوع ترک) در مدل‌های مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته (به استثناء مدل خسارت همسان‌گرد^[۳۶]) و به خصوص مدل ترک پخشی است؛ اما به نظر می‌رسد چنانچه لبه‌های المان ترک‌خورده موازی امتداد ترک باشد، مشکل ذکر شده تعدیل خواهد شد.^[۳۳] این در حالی است که بررسی‌های دقیق تر نشان می‌دهند لازمه‌ی نزدیک بودن پاسخ به دست آمده از روش ترک پخشی و ترک منفرد به یکدیگر، آن است که امتداد ترک در نقاط گاوس مختلف المان با یکدیگر و با راستای ماکروسکوپی باند ترک موازی باشند.^[۳۳] به بیان دیگر، چنانچه ترک‌خوردگی در هر یک از نقاط گاوس المان، راستای متفاوتی داشته باشد، حتی در صورت موازی بودن لبه‌های المان ترک‌خورده با امتداد ترک، قفل‌شدگی تنش محتمل خواهد بود و در نتیجه تضمینی برای نزدیک بودن پاسخ روش ترک پخشی به روش ترک منفرد وجود نخواهد داشت. یکی از راه‌حل‌های پیشنهادی برای کاهش قفل‌شدگی تنش، تعیین راستای ترک‌خوردگی و میزان کرنش ترک براساس متوسط کرنش نقاط گاوس المان و با استفاده از یک نقطه‌ی گاوس در مرکز المان پس از وقوع ترک است. در حقیقت این تنها روشی است که فرض توزیع یکنواخت کرنش ترک‌خوردگی در سراسر المان را نقض نمی‌کند.^[۴۰] همان‌گونه که قبلاً نیز عنوان شده است، در پژوهش

در آغاز فرایند ترک‌خوردگی، مقدار η برابر ۱ است و زمانی که ترک‌خوردگی کامل می‌شود و دیگر هیچ‌گونه انتقال تنش کششی بین لبه‌های ترک انجام نمی‌شود، مقدار این پارامتر برابر صفر خواهد بود. پارامتر μ نیز ضریب بقای برش در صفحه‌ی ترک یا همان نسبت سختی برشی در صفحه‌ی ترک‌خوردگی به سختی برشی اولیه‌ی مصالح قبل از ترک‌خوردگی است. با توجه به لزوم انطباق محورهای ترک بر محورهای اصلی تنش در مدل ترک پخشی چرخشی، سختی برشی در صفحه‌ی ترک را باید از رابطه‌ی ۲ محاسبه کرد و در نتیجه مقدار μ براساس رابطه‌ی ۱۶ به دست خواهد آمد:^[۳۹]

$$\mu = \frac{\bar{G}_{np}}{G} = \frac{1 + \nu}{1 - \eta\nu^2} \left(\frac{\eta\varepsilon_n - \varepsilon_p}{\varepsilon_n - \varepsilon_p} - \eta\nu \right); \quad 0 \leq \mu \leq 1 \quad (16)$$

همان‌طور که قبلاً نیز بیان شده است، در مدل ترک پخشی چرخشی، امتدادهای p و n که محورهای عمود و موازی ترک هستند، به ترتیب متناظر با راستای تنش‌های اصلی پیشینه و کمینه هستند.

د) روش محدودکننده‌ی تمرکز کرنش^[۲۹] و قفل‌شدگی تنش^[۳۰]: مشکل عمده‌ی روش‌های مدل‌سازی پدیده‌ی نرم‌شوندگی کرنش که مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته هستند، وابستگی پاسخ به مشخصات شبکه‌ی اجزاء محدود شامل: اندازه، شکل و امتداد المان‌هاست که دلیل آن تمرکز کرنش و خسارت در ناحیه‌ی با حجم صفر است. وقوع پدیده‌ی تمرکز کرنش را براساس تئوری نقص^[۳۱] و یا اصول ترمودینامیک می‌توان توجیه کرد.^[۳۰] البته گرچه این تمرکز کرنش در واقعیت تحقق پیدا می‌کند و نتیجه‌ی آن نیز متمرکز شدن ترک و شکست روی یک خط یا یک سطح است، اما در مدل‌های عددی مبتنی بر مکانیک محیط پیوسته، این مسئله منجر به نتایج نادرست و وابستگی‌های غیرواقعی پاسخ به مشخصات شبکه‌ی اجزاء محدود خواهد شد.

برای کاهش حساسیت غیرواقعی ذکرشده‌ی پاسخ به شبکه‌ی اجزاء محدود، تدابیر و روش‌های مختلفی پیشنهاد و استفاده شده است که در مجموع با عنوان «تکنیک‌های محدودکننده‌ی تمرکز کرنش» شناخته می‌شوند. ساده‌ترین روش‌های مذکور در نظر گرفتن عرض مشخصه برای باند ترک‌خوردگی در مدل ترک بانده،^{[۳۱]۳۲} و محدود کردن کمینه‌ی اندازه‌ی المان به میزان عرض باند مذکور است. از کامل‌ترین روش‌های عنوان شده نیز می‌توان به مدل‌های محیط پیوسته‌ی غیرمترکز^[۳۳] اشاره کرد که مبتنی بر انتگرال‌های متوسط‌گیری مکانی و یا گرادیان کرنش هستند.^[۳۲] معمولاً در مدل‌های ترک پخشی، با وابسته کردن سطح زیر منحنی تنش - کرنش کششی تک‌محوری (به عنوان یکی از مهم‌ترین مشخصات مکانیک شکست مصالح در مود اول شکست) به طول مشخصه‌ی المان (l_{ch}) و به تبع آن تنظیم مدول نرم‌شوندگی^[۳۴] براساس طول مشخصه‌ی المان می‌توان تا حدود زیادی وابستگی پاسخ سازه به اندازه‌ی المان‌ها در شبکه‌ی اجزاء محدود را کاهش داد. منظور از مدول نرم‌شوندگی همان شیب منفی منحنی تنش - کرنش در ناحیه‌ی بعد از پیشینه‌ی مقاومت^[۳۵] است که به عنوان مثال در حالت استفاده از منحنی نرم‌شوندگی دوخطی با پارامترهای E_t^I و E_t^{II} در شکل ۲ نشان داده شده است. البته لازم به ذکر است که استفاده از روش مذکور، فقط اثر اندازه‌ی المان‌ها را در پاسخ سازه کاهش می‌دهد و در مورد شکل المان‌ها و امتداد شبکه‌ی اجزاء محدود نقش چندانی ایفا نمی‌کند. از سوی دیگر استفاده از روش مذکور، انتخاب ابعاد المان را با محدودیت مواجه می‌سازد؛ چرا که در صورت افزایش اندازه‌ی المان در شبکه‌ی اجزاء محدود و به دنبال آن کاهش مدول نرم‌شوندگی منحنی تنش - کرنش برای المان مذکور، سرانجام جایی می‌رسد که کرنش e_{f}^{cr} با کرنش نظیر

تنش مؤثر برای مصالح متخلخل سه فازی در حالت غیراشباع به صورت رابطه‌ی ۱۸ نوشته می‌شود:^[۲۷]

$$\sigma_{ij}'' = \sigma_{ij} + \alpha p_s \delta_{ij} \quad (18)$$

که در آن، α به عنوان ضریب بایوت^{۴۱} شناخته می‌شود. ضریب بایوت در واقع، ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل ذاتی دانه‌های جامد^{۴۲} تشکیل دهنده‌ی محیط تحت اثر فشار هیدروستاتیک حفره‌ی است و برای اغلب مصالح دانه‌ی مانند خاک‌ها می‌توان مقدار آن را ۱ در نظر گرفت. مقدار دقیق ضریب بایوت را می‌توان در (رابطه ۱۹) به دست آورد:

$$\alpha = 1 - \frac{K_T}{K_s} \quad (19)$$

که در آن، K_T مدول بالک کلی محیط متخلخل و K_s مدول بالک فاز جامد به تنهایی است.

پارامتر مهم دیگر در رابطه‌ی ۱۸، p_s یا همان فشار هیدروستاتیک متوسط ناشی از وجود فازهای سیال (آب و هوا) در داخل محیط متخلخل است. نحوه‌ی ارتباط p_s با مقادیر فشار ذاتی هر یک از فازهای آب و هوا، براساس سطح تماس هر یک از فازهای سیال مذکور با بخش جامد محیط و به صورت رابطه‌ی ۲۰ بیان می‌شود:^[۲۸]

$$p_s = \chi p_w + (1 - \chi) p_g = p_g - \chi(p_g - p_w) \quad (20)$$

که در آن، پارامترهای p_g و p_w به ترتیب معرف فشار تشکیکی فازهای آب و هوا هستند. ضریب χ که به ضریب بیشاب^{۴۳} یا ضریب تنش مؤثر معروف است، معرف درصدی از سطح آزاد ذرات جامد است که در معرض مستقیم فشار حفره‌ی آب قرار دارد. چنانچه فشار فاز گاز p_g معادل فشار اتمسفر در نظر گرفته شود و فشار حفره‌ی به صورت نسبی (نسبت به فشار طبیعی اتمسفر) تعریف شود، رابطه‌ی ۲۱ به دست می‌آید:

$$p_s = \chi p_w \quad (21)$$

اکنون امکان بازنویسی رابطه‌ی تنش مؤثر ۱۸ به صورت رابطه‌ی ۲۲ وجود دارد:

$$\sigma_{ij}'' = \sigma_{ij} + \alpha \chi p_w \delta_{ij} \quad (22)$$

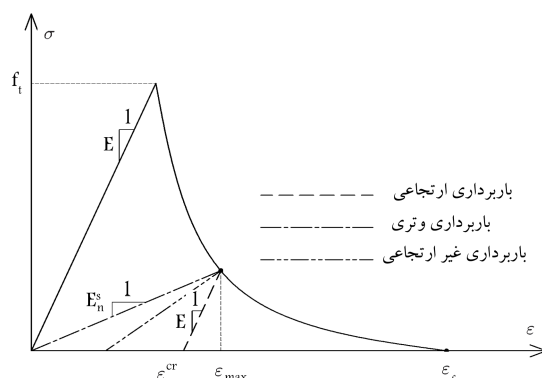
بر این اساس، ضریب بیشاب χ با ضریب تخلخل مؤثر که توسط ترازقی و بایوت برای توصیف دقیق فشار حفره‌ی در محیط متخلخل و غیراشباع خاک ارائه شده است، مطابقت خواهد داشت.^[۲۵]

با افزایش میزان ترک خوردگی بتن، ارتباط مؤثرتری بین شبکه‌ی حفره‌های بتن ایجاد خواهد شد و در نتیجه، تخلخل مؤثر افزایش می‌یابد و به مقدار بیشینه‌ی ۱ نزدیک خواهد شد. بر همین اساس، به وضوح می‌توان پارامتر تخلخل مؤثر (یا ضریب بیشاب) را تابعی از میزان خسارت بتن دانست. در پژوهش حاضر، این ارتباط به صورت خطی (رابطه‌ی ۲۳) در نظر گرفته شده است:^[۲۹]

$$\chi = 1 - \eta(1 - \chi_0) \quad (23)$$

که در آن، χ_0 میزان تخلخل مؤثر اولیه‌ی مصالح قبل از شروع فرایند ترک خوردگی و η شاخص خسارت (براساس رابطه‌ی ۱۵) است. همچنین برای توسعه‌ی تدریجی فشار حفره‌ی آب در داخل «ناحیه‌ی توسعه‌ی شکست»^{۴۴} براساس مشاهدات آزمایشگاهی،^[۹] می‌توان رابطه‌ی ساده‌ی ۲۴ را پیشنهاد کرد:

$$p_w = p_{w, \max} - \eta(p_{w, \max} - p_{w0}) \quad (24)$$



شکل ۳. انواع روش‌های باربرداری از منطقه‌ی نرم‌شوندگی منحنی تنش - کرنش کششی.

حاضر از روش متوسط‌گیری کرنش‌های نقاط گاوس مختلف المان برای تعیین وضعیت خسارت استفاده شده است که هم در جهت کاهش تمرکز کرنش و هم با رویکرد تعدیل قفل‌شدگی تنش است.

ه) باربرداری و بارگذاری مجدد: با توجه به اینکه معمولاً ریزترک‌ها در یکدیگر اثر متقابل دارند، پیدایش یا رشد یک ریزترک می‌تواند باعث توقف رشد یا بسته شدن ریزترک‌های مجاور شود. برای در نظر گرفتن چنین اثرات متقابلی، باید امکان باربرداری و بارگذاری مجدد در مدل فراهم باشد. چنانچه فرایند نرم‌شوندگی کرنش در ناحیه‌ی پس از بیشینه‌ی مقاومت کششی فقط نوعی فرایند «زوال مقاومت مصالح»^{۳۷} تلقی شود، در این صورت کرنش ترک خوردگی همانند کرنش خمیری، برگشت‌ناپذیر خواهد بود و با کاهش تنش تا مقدار صفر، کرنشی معادل بیشینه‌ی کرنش ترک خوردگی ایجاد شده در آخرین لحظه‌ی بارگذاری (ϵ_{max}^{cr}) در مصالح باقی خواهد ماند. در این حالت باربرداری با همان مدول ارتجاعی اولیه‌ی E صورت می‌پذیرد. این حالت باربرداری به «باربرداری ارتجاعی» معروف است. اما چنانچه فرایند نرم‌شوندگی کرنش، پدیده‌ی «زوال سختی مصالح»^{۳۸} در نظر گرفته شود، آنگاه کرنش ترک خوردگی کاملاً برگشت‌پذیر است و باربرداری از هر نقطه‌ی از منحنی تنش - کرنش، در امتداد خطی مستقیم به مبدأ مختصات منتهی می‌شود، به گونه‌ی که در تنش صفر، کرنش پسماندی در مصالح باقی نخواهد ماند. چنین حالتی از باربرداری با عنوان «باربرداری وتری»^{۳۹} و شیب امتداد تنش - کرنش نیز در این حالت به عنوان مدول وتری خسارت دیده (E_n^s) شناخته می‌شود. حالت سوم، نیز ترکیبی از دو حالت پیشین است که زوال سختی و مقاومت به طور هم‌زمان طی فرایند نرم‌شوندگی روی می‌دهد و در نتیجه پس از تکمیل باربرداری، در لحظه‌ی تنش صفر، مقدار کرنش پسماند بین دو مقدار صفر و ϵ_{max}^{cr} خواهد بود. در شکل ۳، وضعیت هر ۳ نوع باربرداری معرفی شده برای مقایسه ارائه شده است. در پژوهش حاضر، برای مدل‌سازی فرایند باربرداری، از روش باربرداری وتری استفاده شده است که مزیت آن در مقایسه با روش باربرداری ارتجاعی، امکان در نظر گرفتن خسارت در اثر پیدایش و رشد ترک و نیز سادگی پیاده‌سازی آن است.

۳. اعمال فشار آب داخل ترک

برای اعمال فشار آب در داخل ترک‌ها و درزها در مدل ترک پخشی (که مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته است)، می‌توان از مفهوم تنش مؤثر استفاده کرد،^[۲۵] و یا آن را به صورت یک نیروی حجمی،^{۴۰} در هر ۳ راستا در نظر گرفت.^[۲۶] رابطه‌ی

کرد. به بیان دیگر، در سمت چپ این روابط به جای گزراهی $\{\sigma\}$ از بردار تنش مؤثر $\{\sigma''\}$ استفاده خواهد شد.

در پژوهش حاضر، برنامه‌ی اجزاء محدود کد بازنویسی FEAPpv^{۴۶} که توسط رابرت تیلاور^{۴۷} (۱۹۸۴-۲۰۱۲) برای آموزش مبانی پیاده‌سازی روش اجزاء محدود تهیه شده است، به عنوان برنامه‌ی پایه استفاده شده است. جهت در نظر گرفتن اندرکنش آب و ترک در سازه، فرمولاسیون تشریح شده در بخش کنونی و بخش‌های پیشین، در برنامه‌ی مذکور کدنویسی و پیاده شده است و از این پس با عنوان برنامه‌ی Feap-Crack شناخته می‌شود.

روند پیاده‌شده در برنامه‌ی Feap-Crack برای هر المان بدین صورت است که در هر گام آنالیز براساس مقادیر جدید کرنش محاسبه شده، متوسط کرنش تمام نقاط گاوس المان به دست می‌آید و براساس آن کرنش‌های اصلی استخراج می‌شوند. با مقایسه‌ی کرنش اصلی بیشینه در گام جاری با بیشترین مقدار کرنش نرمال اعمال شده در طی گام‌های قبلی (ϵ_{max})، شرایط حاکم بر المان (بارگذاری یا باربرداری) مشخص و با مراجعه به منحنی نرم‌شوندگی بتن در کشش، شاخص خسارت المان (η) محاسبه و ذخیره می‌شود. ضریب بقای برش (μ) نیز براساس شاخص خسارت و مقادیر کرنش‌های اصلی المان مطابق رابطه‌ی ۱۶ برآورد می‌شود. با داشتن دو پارامتر η و μ ماتریس ساختاری المان $[D_e]$ مطابق رابطه‌ی ۱۲ به‌هنگام شده و در ادامه، بردار تنش مؤثر $\{\sigma''\}$ از رابطه‌ی ۱۱ و ماتریس سختی (\mathbf{K}) از رابطه‌ی ۲۹ برای المان مورد نظر به دست خواهد آمد:

$$\mathbf{K} = \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{D}_a \mathbf{B} d\Omega \quad (29)$$

علاوه بر آن، ضریب بیشاب $\chi(\eta)$ و مقدار فشار حفره‌ی $p_w(\eta)$ نیز در مرکز هر المان و براساس شاخص خسارت محاسبه و در نتیجه، مؤلفه‌ی نیروی ناشی از فشار آب داخل ترک (\mathbf{P}_r) نیز در هر المان برآورد می‌شود. پس از برهم سوار کردن^{۴۸} ماتریس سختی و بردار نیروهای تمام المان‌ها براساس مقادیر جدید تنش (\mathbf{P}_r) و نیروی ناشی از فشار آب داخل ترک (\mathbf{P}_r)، معادله‌ی تعادل ۲۸ در سطح کل سازه تشکیل و کنترل می‌شود که مطابق آن، در هر گام آنالیز فقط دو گزاره‌ی سمت چپ معادله تغییر خواهند کرد و سمت راست معادله ثابت باقی خواهد ماند. در ادامه، بردار مانده‌ی (\mathbf{R}) از اختلاف طرفین معادله‌ی تعادل سازه مطابق رابطه‌ی ۳۰ محاسبه می‌شود:

$$\mathbf{R} = (\mathbf{f}_b + \mathbf{f}_t) - \mathbf{P}_r(\sigma'') + \mathbf{P}_r(p_w) \quad (30)$$

رسیدن به تعادل در سطح کل سازه به معنای صفرشدن بردار (\mathbf{R}) است. اما بدیهی است که در اولین مرتبه از محاسبه‌ی \mathbf{R} (اولین تکرار)، نمی‌توان صفر بودن مقدار این بردار را تضمین کرد. بنابراین نیاز به تکرار محاسبات خواهد بود. چنانچه از روش تکرار نیوتن رافسون استفاده شود، برای تکرار شماره‌ی k از روابط ۳۱ و ۳۲ استفاده خواهد شد:

$$\mathbf{R}^{k+1} = \mathbf{R}^k + \left(\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial \mathbf{u}}\right)^k \partial \mathbf{u}^k = 0 \quad (31)$$

$$-\left(\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial \mathbf{u}}\right)^k \delta \mathbf{u}^k = \mathbf{R}^k \quad (32)$$

ماتریس سختی مماسی سازگار برای تکرار k ام (\mathbf{K}_T^k) به صورت رابطه‌ی ۳۳ تعریف می‌شود:

$$\mathbf{K}_T^k = -\left(\frac{\partial \mathbf{R}}{\partial \mathbf{u}}\right)^k = -\frac{\partial}{\partial \mathbf{u}} \{\mathbf{P}_r(\sigma'') - \mathbf{P}_r(p_w)\} \quad (33)$$

که در آن، p_{w0} فشار حفره‌ی اولیه قبل از شروع فرایند ترک‌خوردگی و $p_{w,max}$ بیشینه‌ی فشار حفره‌ی محتمل در ناحیه‌ی توسعه‌ی شکست پس از ترک‌خوردگی کامل مصالح (رسیدن کرنش ترک‌خوردگی به e_{cr}^{FT}) است. در مسئله‌ی مورد بحث در پژوهش حاضر که بارگذاری یک سد بتنی وزنی تحت اثر سیلاب است، انتخاب مقادیر مناسب برای $p_{w,max}$ و p_{w0} باید با توجه به شرایط خاص مسئله صورت گیرد. در ادامه، سعی شده است با این نگاه مقادیر مناسبی برای دو پارامتر مذکور اتخاذ شود. نفوذپذیری ذاتی بتن ترک‌خورده بسیار ناچیز است، به گونه‌ی که اشباع کامل و در نتیجه توسعه‌ی عمومی فشار آب در بخش قابل توجهی از بدنه‌ی سازه‌ی بزرگی مانند سد به جز در اطراف ترک‌ها و درزها، تقریباً در تمام عمر مفید آن به وقوع نخواهد پیوست.^[۵۰،۹] بر همین اساس برای مقاصد مهندسی عمدتاً می‌توان فرض کرد که در سازه‌ی سد، فشار آب فقط بر سطوح آزاد (وجه بالادست و در برخی موارد پایین دست) و سطوح داخلی ترک‌ها و درزها عمل می‌کند و در نتیجه فرض خشک بودن بدنه‌ی سد چندان دور از اعتبار نخواهد بود. بنابراین انتخاب $p_{w0} = 0$ از نقطه نظر مهندسی انتخاب منطقی و قابل قبولی خواهد بود. از سوی دیگر، در حالت جریان دائم^{۲۵} با دقت خوبی می‌توان $p_{w,max}$ را معادل فشار هیدروستاتیکی مخزن در محل دهانه‌ی ترک روی وجه بالادست سد در نظر گرفت.

۴. پیاده‌سازی مدل پیشنهادی

در صورت صرف نظر کردن از تنش و کرنش اولیه، تعادل بین نیروهای داخلی و خارجی وارد بر یک سیستم سازه‌ی به صورت رابطه‌ی ۲۵ بیان می‌شود:^[۴۶]

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{t} d\Gamma \quad (25)$$

سمت چپ معادله‌ی ۲۵، معرف نیروی مقاوم داخلی سیستم و سمت راست آن بیانگر مقادیر نیروهای خارجی وارد به سیستم سازه به ترتیب شامل: نیروهای حجمی \mathbf{b} (مانند وزن) و نیروهای سطحی \mathbf{t} (مانند بار هیدروستاتیک آب) است. ماتریس \mathbf{N} توابع شکل استاندارد المان است و ماتریس \mathbf{B} که مقادیر کرنش را به مقادیر تغییر مکان مرتبط می‌کند، با اعمال اپراتور مشتق‌گیری روی توابع شکل به دست می‌آید. با قرار دادن معادله‌ی ۱۸ در رابطه‌ی ۲۵، رابطه‌ی ۲۶ به دست می‌آید:

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}'' d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{B}^T \mathbf{m} \alpha \chi(\eta) p_w(\eta) d\Omega = \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \mathbf{b} d\Omega + \int_{\Gamma} \mathbf{N}^T \mathbf{t} d\Gamma \quad (26)$$

بردار \mathbf{m} به صورت رابطه‌ی ۲۷ تعریف می‌شود:

$$\mathbf{m} = \{1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (27)$$

رابطه‌ی ۲۶ را به شکل رابطه‌ی ۲۸ نیز می‌توان بازنویسی کرد:

$$\mathbf{P}_r(\sigma'') - \mathbf{P}_r(p_w) = \mathbf{f}_b + \mathbf{f}_t \quad (28)$$

همان‌طور که از رابطه‌ی ۲۸ استنباط می‌شود، استفاده از روش تنش مؤثر بایوت، منجر به اعمال گزاره‌ی \mathbf{p}_r (نیروی ناشی از فشار حفره‌ی آب داخل ترک) در معادله‌ی استاندارد روش اجزاء محدود خواهد شد. همچنین در شرایط حضور آب، باید روابط بنیادی تنش - کرنش، یعنی معادلات ۳ و ۱۱ را برای حالت زهکشی شده اصلاح

بدین ترتیب بردار نمو تغییر مکان متناظر با تکرار k ام به صورت رابطه ی ۳۴ محاسبه خواهد شد:

$$\delta u^k = (\mathbf{K}_T^k)^{-1} \mathbf{R}^k \quad (34)$$

و در ادامه، تغییر مکان متناظر با گام جاری آنالیز (\mathbf{u}) از مجموع تغییر مکان متناظر با ابتدای گام (\mathbf{u}_0) با تمام نمونه های تغییر مکان محاسبه شده از ابتدای گام تا تکرار k ام، مطابق رابطه ی ۳۵ به هنگام می شود:

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 + \sum_{i=1}^k \delta \mathbf{u}^i \quad (35)$$

اکنون تکرار جدید ($k+1$) ام آغاز و براساس بردار تغییر مکان به هنگام شده، مجدداً مقادیر کرنش محاسبه می شود و تمام مراحل مشابه تکرار قبل انجام می گیرد و در پایان، نمو تغییر مکان $\delta \mathbf{u}^{k+1}$ به دست می آید. چنانچه شرط همگرایی تکرارها که می تواند برحسب تغییر مکان، نیرو و یا انرژی نوشته شود، ارضاء شود، گام جاری آنالیز پایان می یابد و گام بعدی آغاز می شود. در برنامه ی Feap-Crack که در پژوهش حاضر استفاده شده است، معیار همگرایی بر حسب انرژی تنظیم شده است.

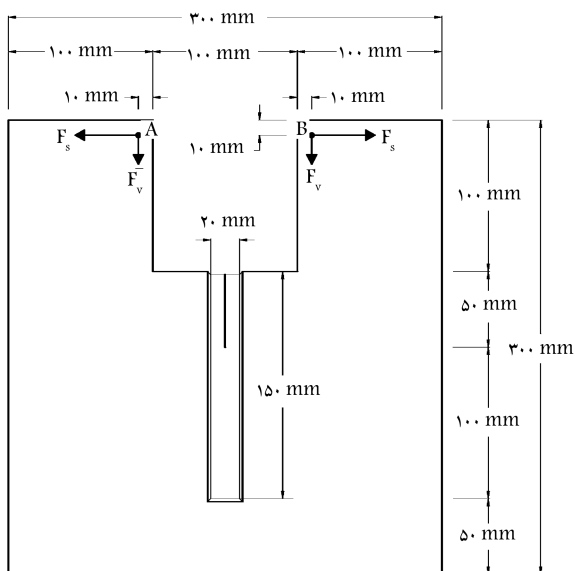
۵. صحت سنجی مدل پیشنهادی

نتایج آزمایش شکافت گوهی نمونه های بتنی مکعبی که توسط بروویا و سائوما انجام شده است،^[۵۱] برای بررسی صحت و اعتبار مدل پیشنهادی در نوشتار حاضر استفاده شده است. نمونه ی بتنی مورد آزمایش، مکعبی با عرض و ارتفاع ۳۰۰ و ضخامت ۱۰۰ میلی متر بوده است که در قسمت فوقانی آن مطابق شکل ۴، یک بریدگی به عرض و ارتفاع ۱۰۰ میلی متر وجود دارد. در زیر بریدگی مذکور و در امتداد محور تقارن نمونه، شیاری به عمق ۵ و عرض ۲ میلی متر و به طول ۱۵۰ میلی متر در هر دو سمت جلو و پشت نمونه تعبیه شده است که شکاف اولیه ی^{۴۹} به طول ۵۰ میلی متر نیز در قسمت فوقانی شیار مذکور و دقیقاً زیر بریدگی بالایی ایجاد شده است.^[۱۰]

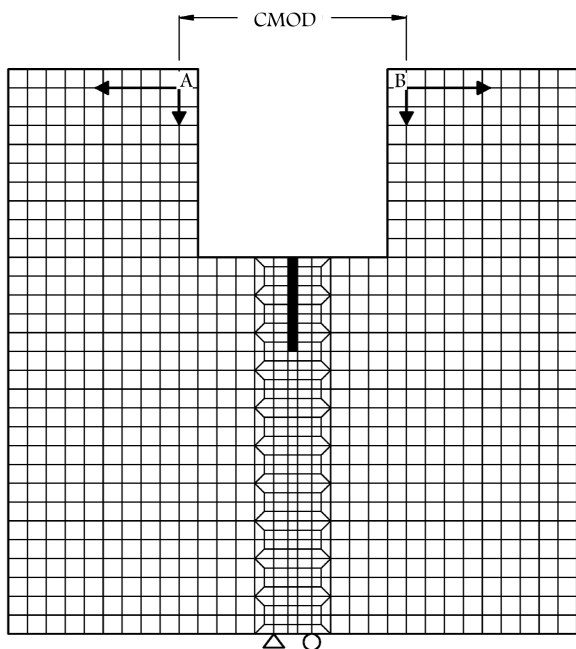
سیستم اعمال بار مکانیکی به گونه یی بوده است که مطابق شکل ۴، دو مؤلفه ی بار افقی F_s و قائم F_V به دو سمت چپ و راست بریدگی و در نقاط A و B به صورت کاملاً متقارن اعمال شده است. براساس نحوه ی اعمال بار به نمونه، نسبت این دو مؤلفه به صورت رابطه ی ۳۶ است:

$$\frac{F_V}{F_s} = \tan\left(\frac{\pi}{12}\right) \quad (36)$$

آزمایش براساس روش کنترل تغییر مکان انجام شده و تغییر مکان مورد کنترل نیز بازشدگی دهانه ی ترک ۵° است که در همان موقعیت اعمال بار اندازه گیری می شود. مشخصات بتن استفاده شده در ساخت نمونه ی مورد آزمایش مطابق جدول ۲ است. پارامترهای E ، ν ، f_t و G_f به ترتیب معرف: مدول ارتجاعی، ضریب پواسون، مقاومت کششی و انرژی شکست نمونه هستند. برای شبیه سازی عددی این آزمایش در کد Feap-Crack، از شبکه ی اجزاء محدود با المان های ایزوپارامتریک مستطیلی درجه یک مطابق شکل ۵ استفاده و تکیه گاه ها نیز به صورت متقارن و در وجه تحتانی نمونه مطابق شکل در نظر گرفته شده اند. پیشینه ی اندازه ی المان ها در ناحیه ی مرکزی نمونه و در امتداد محور تقارن ۵ میلی متر و در سایر قسمت های نمونه ۱۰ میلی متر بوده است.



شکل ۴. ابعاد و مشخصات نمونه ی بتنی مورد استفاده در آزمایش شکافت گوه.^[۱۰]

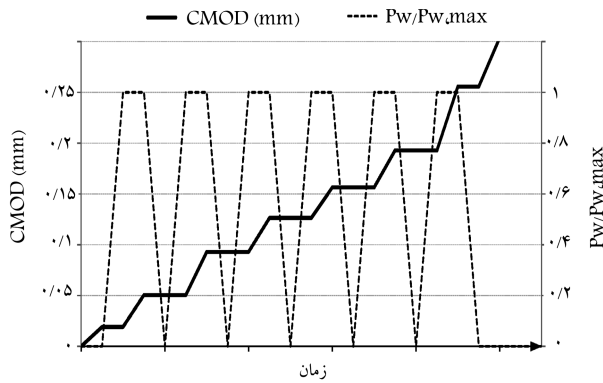


شکل ۵. وضعیت شبکه ی اجزاء محدود نمونه جهت انجام آنالیز عددی.

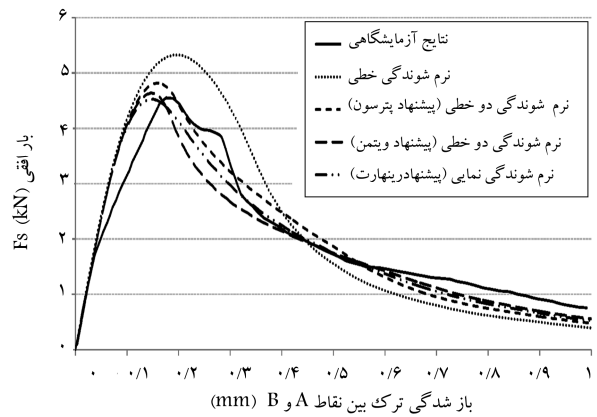
جدول ۲. مشخصات بتن مورد استفاده در ساخت نمونه ی آزمایش شکافت گوه.

$E(MPa)$	ν	$f_t(MPa)$	$G_f(N/m)$
۲۴۳۲۰	۰/۲	۲/۵۴	۱۸۲

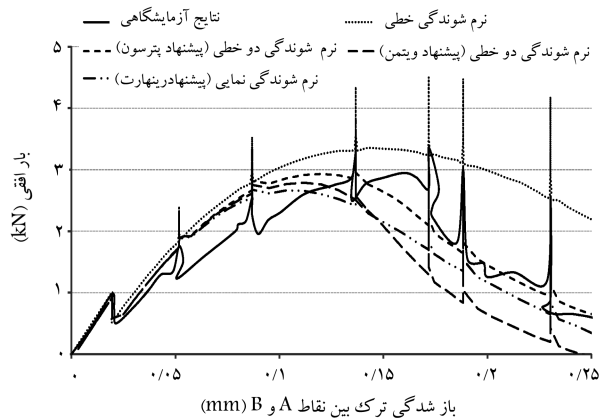
این آزمایش در دو حالت خشک و مرطوب انجام شده است. در حالت خشک، هیچ گونه فشار آبی به نمونه اعمال نشده و تنها عامل پیشروی ترک، افزایش تغییر مکان نسبی افقی نقاط A و B (CMOD) در شکل ۵، از طریق افزایش بار مکانیکی وارده به نمونه در این دو نقطه بوده است. پاسخ سازه در این حالت براساس مشاهدات آزمایشگاهی و نیز نتایج آنالیز عددی در شکل ۶ نشان داده شده است. همان گونه که نتایج آنالیز در شکل ۶ نشان می دهد، نوع منحنی نرم شوندگی در



شکل ۷. بارگذاری نمونه‌ی بتنی در آزمایش شکافت گوه (در حالت مرطوب).



شکل ۶. مقایسه‌ی پاسخ بار- تغییر مکان نمونه‌ی بتنی در آزمایش شکافت گوه (در حالت خشک) با نتایج عددی پژوهش حاضر.



شکل ۸. مقایسه‌ی پاسخ بار- تغییر مکان نمونه‌ی بتنی در آزمایش شکافت گوه با نتایج عددی پژوهش حاضر (در حالت مرطوب و به ازای $p_{w,max} = 0.5 MPa$).

به دنبال هم تکرار می‌شوند تا کمینه‌ی مقدار بار F_s به دست آید. شکل ۷، نحوه‌ی بارگذاری نمونه را در حالت مرطوب به صورت شماتیک نشان می‌دهد.

شکل ۸ که مربوط به بارگذاری نمونه در حالت مرطوب (مطابق روال توصیف شده‌ی مذکور) است، مؤلفه‌ی افقی بار مکانیکی را در مقابل بازشدگی ترک در نقاط A و B (CMOD) نشان می‌دهد. نتایج ارائه شده در شکل مذکور مربوط به حالت اعمال فشار آب با مقدار بیشینه‌ی $p_{w,max} = 0.5 MPa$ است.

همان‌گونه که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، در حالت مرطوب، استفاده از منحنی نرم‌شوندگی دوخطی براساس پیشنهاد پترسون بیشترین تطابق را با پاسخ تجربی در پی داشته است. نکته‌ی قابل تأمل این است که در حالت مرطوب نیز مانند حالت خشک، منحنی‌های نرم‌شوندگی نمایی (پیشنهاد رینهارت) و خطی به ترتیب کمترین و بیشترین مقدار بارگسیختگی را برای نمونه برآورد کرده‌اند. همچنین در ناحیه‌ی بعد از بیشینه‌ی مقاومت (شاخه‌ی نزولی منحنی پاسخ)، منحنی‌های نرم‌شوندگی دوخطی (پیشنهاد ویتمن) و خطی به ترتیب کمترین و بیشترین مقادیر تغییر مکان‌ها را نتیجه داده‌اند.

مقایسه‌ی شکل‌های ۶ و ۸، بیانگر این واقعیت است که برای نمونه‌ی مکعبی مورد بحث، اعمال فشار آبی معادل 0.5 مگاپاسکال در داخل ترک، بیشینه‌ی مقاومت نمونه را در حدود ۳۳٪ کاهش داده است. همچنین مشاهده می‌شود که در حالت بارگذاری مرطوب نیز همانند حالت خشک، در شاخه‌ی صعودی منحنی و در محدوده‌ی تغییر مکان‌های 0.05 تا 0.15 میلی‌متر، مقادیر نیروی شکافت (F_s) برآورد شده از آنالیزهای عددی در مقایسه با نتایج تجربی تا حدودی بزرگ‌تر بوده است.

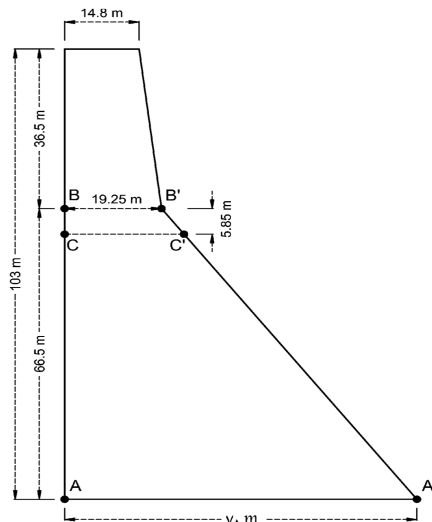
مقدار بیشینه‌ی پاسخ و نیز رفتار نمونه در شاخه‌ی نزولی منحنی تأثیر قابل ملاحظه‌ی دارد. البته مطابق شکل مذکور، تحلیل عددی نمونه به روش ترک پخشی و با استفاده از هر نوع منحنی نرم‌شوندگی، در محدوده‌ی 0.05 تا 0.15 میلی‌متر سختی بیشتری نسبت به نتایج تجربی به دست خواهد داد. منحنی نرم‌شوندگی خطی، بیشینه‌ی بار قابل تحمل توسط نمونه را حدود ۱۷٪ بیشتر از مقدار به دست آمده در آزمایش تخمین می‌زند. همچنین تغییر مکان‌های به دست آمده براساس فرض نرم‌شوندگی خطی، در شاخه‌ی نزولی منحنی پاسخ اختلاف قابل توجهی با نتایج تجربی دارد.

استفاده از منحنی نرم‌شوندگی دوخطی براساس پیشنهاد پترسون، هر چند بیشینه‌ی بارگسیختگی نمونه را کمی بیشتر از مقدار واقعی آن برآورد می‌کند (حدود ۶٪)، ولی در شاخه‌ی نزولی پاسخ تطابق قابل قبولی با نتایج آزمایش دارد. پیشنهاد ویتمن برای منحنی نرم‌شوندگی دوخطی نیز هر چند در تخمین بیشینه‌ی مقاومت نمونه، تطابق بهتری با نتایج آزمایش حتی در مقایسه با پیشنهاد پترسون خواهد داشت، ولی در ابتدای شاخه‌ی نزولی منحنی پاسخ (نزدیک به نقطه‌ی بیشینه‌ی مقاومت)، تغییر مکان‌های کمتری در مقایسه با نتایج آزمایش به دست خواهد داد. در مجموع، به نظر می‌رسد فرض نرم‌شوندگی نمایی (پیشنهاد رینهارت) هم در برآورد بیشینه‌ی بارگسیختگی نمونه و هم در تطابق شاخه‌ی نزولی منحنی پاسخ با داده‌های تجربی، وضعیت مناسب‌تری نسبت به سایر گزینه‌ها ارائه می‌کند.

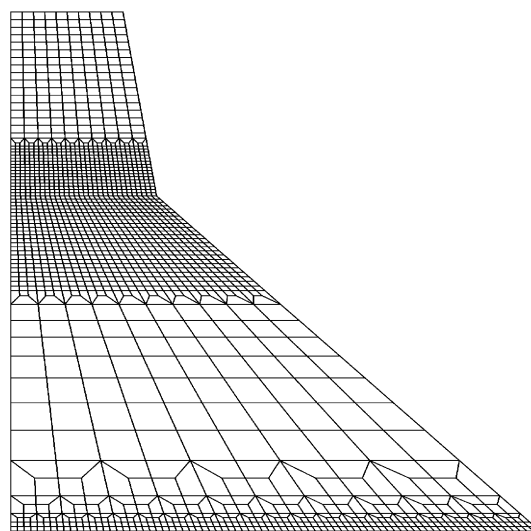
در حالت مرطوب، آزمایش شکافت گوه با اعمال متناوب و چرخه‌ی فشار آب به داخل شکاف اولیه و افزایش پله‌ی بازشدگی ترک (CMOD) و به روش کنترل تغییر مکان انجام می‌گیرد. بدین ترتیب که آزمایش در ابتدا همانند حالت خشک با اعمال CMOD و بدون حضور فشار آب آغاز می‌شود. با رسیدن بازشدگی ترک به مقدار مشخصی، اعمال بار مکانیکی F_s متوقف و به تدریج فشار آب در داخل شکاف اولیه برقرار می‌شود. افزایش فشار آب از مقدار صفر تا مقدار بیشینه‌ی $p_{w,max}$ به‌گونه‌ی صورت می‌گیرد که مقدار موجود CMOD ثابت نگه‌داشته شود که نتیجه‌ی آن، کاهش مقدار بار مکانیکی F_s خواهد بود. سپس در حضور فشار آب ثابت معادل $p_{w,max}$ ، مقدار CMOD افزایش داده می‌شود که طبیعتاً همراه با افزایش بار مکانیکی F_s (البته تا قبل از رسیدن به بیشینه‌ی مقاومت نمونه) است. در ادامه، با ثابت نگه‌داشتن مجدد CMOD، مرحله‌ی کاهش فشار آب تا رسیدن آن به مقدار صفر اجرا می‌شود. بدیهی است که شرط عدم تغییر CMOD در این مرحله منجر به افزایش بار F_s خواهد شد. مراحل گفته شده به صورت متناوب و

۶. آنالیز سد بتنی وزنی کوینا

در بخش کنونی، سد بتنی وزنی کوینا در هند به عنوان یک نمونه‌ی پرکاربرد از سدهای وزنی مورد مطالعه در مطالعات مرتبط با مکانیک شکست تحت اثر بارگذاری سیلاب بررسی شده است. وضعیت هندسه‌ی سد مذکور به صورت دوبعدی در شکل ۹ و جزئیات شبکه‌ی اجزاء محدود مورد استفاده جهت آنالیز مدل دوبعدی آن در شکل ۱۰ نشان داده شده است. تنها تفاوت جزئی هندسه‌ی مفروض با شکل واقعی سد، شیب وجه بالادست سد است که در پژوهش حاضر از آن صرف نظر شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در آنالیزهای انجام شده مطابق جدول ۳ است. با توجه به آنالیزهای مشابهی که در مطالعات سایر پژوهشگران انجام شده است،



شکل ۹. وضعیت هندسی مقطع عرضی سد وزنی کوینا.



شکل ۱۰. شبکه‌ی اجزاء محدود مورد استفاده جهت تحلیل دو بعدی سد کوینا.

جدول ۳. مشخصات مصالح سد بتنی وزنی کوینا.

$\rho(kg/m^3)$	$E(MPa)$	ν	$f_t(MPa)$	$G_f(N/m)$
۲۴۵۰	۲۵۰۰۰	۰/۲	۱/۰	۱۰۰

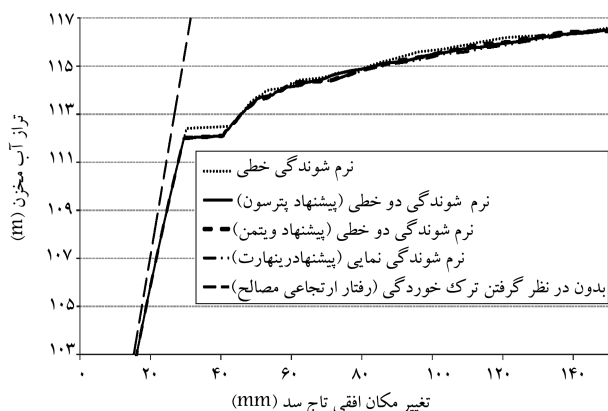
موقعیت‌های احتمالی ترک خوردگی شامل تراز پاشنه و نیز منطقه‌ی نزدیک به محل تغییر شیب پایین دست سد با المان‌های خیلی ریز (با ابعاد در حدود ۰/۵ متر) مش بندی شده است. لازم به ذکر است که بیشینه‌ی اندازه‌ی المان در مدل‌سازی سد کوینا براساس رابطه‌ی ۱۷ و با مدنظر قرار دادن مشخصات مصالح مطابق جدول ۳ برابر ۵ متر است که به این محدودیت در ساخت شبکه‌ی اجزاء محدود سازه به ویژه در مناطق احتمالی ترک خوردگی توجه شده است. در مجموع، شبکه‌ی اجزاء محدود سازه‌ی سد مطابق شکل ۱۰ شامل ۱۹۴۱ المان چهارگانه‌ی تنش صفحه‌ی است. آنالیز با در نظر گرفتن نیروی وزن و فشار آب بالادست سد و با استفاده از روش کنترل نیرو انجام شده است. تراز آب مخزن در حالت عادی ۸۰ متر در نظر گرفته شده و بارگذاری سیلاب نیز با افزایش تراز آب به میزان ۰/۸ متر در هر گام انجام شده است. هم‌گرایی در هر گام آنالیز براساس معیار انرژی کنترل شده است. البته همان‌گونه که قبلاً در انتهای (بخش ۱.۲ ب) اشاره شده است، اگرچه در هر گام آنالیز، فقط به یک المان اجازه‌ی ترک خوردگی داده می‌شود؛ اما با وجود این امکان‌سنجی وقوع ترک برای تمام المان‌های سازه انجام شده و با پیش‌بینی قید مناسبی در معیار هم‌گرایی، شرایطی ایجاد شده است که تا زمانی که تمام المان‌های مستعد ترک خوردگی وارد فرایند اصلاح ماتریس سختی نشوند، گام جاری به پایان نخواهد رسید.

۱.۶. آنالیز بدون در نظر گرفتن اثر فشار آب داخل ترک

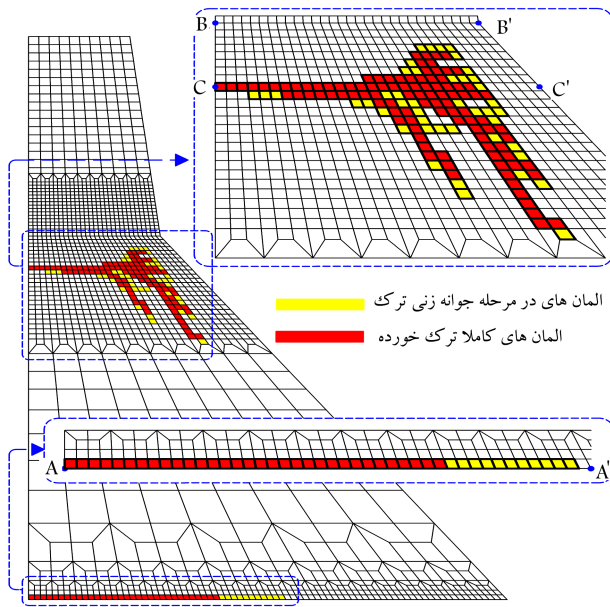
ابتدا بدون اعمال توزیع فشار آب داخل ترک، سد بتنی کوینا در معرض بارگذاری وزن و فشار آب هیدروستاتیکی (به صورت افزایش مرحله‌ی تراز آب مخزن) قرار گرفته و این آنالیز با عنوان آنالیز (الف) معرفی شده است.

مقاومت سازه (برحسب تراز آب مخزن) در مقابل تغییر مکان افقی تاج سد در شکل ۱۱ به تصویر کشیده شده است که مطابق آن انتخاب نوع منحنی نرم‌شوندگی در این مسئله چندان در پاسخ سازه تأثیرگذار نخواهد بود و فقط در حالت استفاده از رابطه‌ی نرم‌شوندگی خطی، پاسخ سازه کمی متفاوت خواهد بود که جزئیات آن در ادامه توضیح داده شده است.

با افزایش تراز آب مخزن در گام‌های ۰/۱ متری مشاهده می‌شود که اولین ترک خوردگی در موقعیت پاشنه‌ی سد (مقطع AA' مطابق شکل ۹) و به ازاء تراز آب ۸۲/۶ متر ایجاد شده است. تا رسیدن تراز مخزن به ۱۱۲ متر، پیشروی ترک فقط در امتداد درز فونداسیون ادامه پیدا خواهد کرد که در این حالت طول این ترک بالغ بر ۲۸/۵ متر یعنی حدود ۴۰٪ عرض قاعده‌ی سد خواهد بود. با رسیدن سطح آب مخزن به تراز ۱۱۲/۱ متر، ترک جدیدی در بدنه‌ی سد و در قسمت فوقانی وجه



شکل ۱۱. تراز آب پشت سد در برابر تغییر مکان افقی تاج.



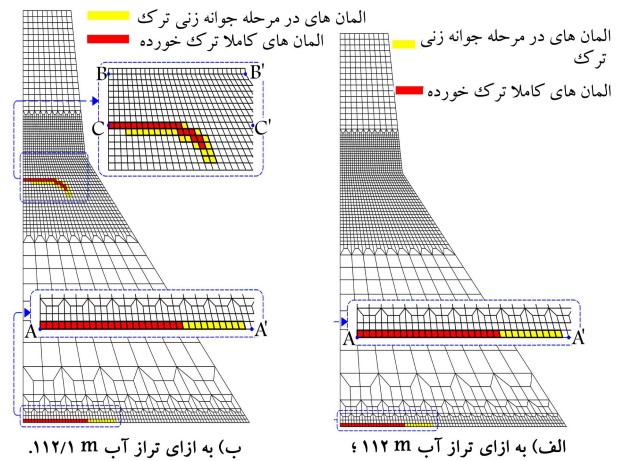
شکل ۱۳. وضعیت ترک خوردگی سد کوبینا به ازاء تراز آب ۱۱۷ متر بدون اعمال فشار آب داخل ترک (آنالیز الف).

شاخه‌ی قائم دوم و پیشروی به سمت قاعده‌ی سد، بیشترین سهم را در جذب فشار آب ناشی از ۱۴ متر روگذری و کنترل تغییر مکان سد داشته است. بر همین اساس است که برخی از پژوهشگران در مطالعات خود به منظور بررسی و برآورد مقاومت نهایی ترک خوردگی سد کوبینا فقط بر روی مدل سازی ترک فوقانی (البته در مقطع BB') و آنالیز شکست سد ناشی از توسعه و پیشروی این ترک تحت اثر بارگذاری سیلاب تمرکز کرده‌اند.^[۵۲،۵۰] وضعیت ترک خوردگی سد در انتهای آنالیز (به ازاء تراز آب ۱۱۷ متر) در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

نتایج مورد بحث مربوط به حالت استفاده از روابط نرم‌شوندگی غیرخطی (رابطه‌ی نمایی براساس پیشنهاد رینهارت و روابط دوخطی براساس پیشنهادهای پترسون و ویتمن) در مدل ترک خوردگی است. همان‌گونه که در شکل ۱۱ نیز مشاهده می‌شود، استفاده از رابطه‌ی نرم‌شوندگی خطی در مقایسه با سایر انواع منحنی‌های نرم‌شوندگی باعث افزایش تراز آب در لحظه‌ی شکل‌گیری و پیشروی ترک فوقانی از ۱۱۲٫۱ متر به ۱۱۲٫۵ متر خواهد شد. البته در صورت استفاده از رابطه‌ی نرم‌شوندگی خطی، در تراز آب ۱۱۲٫۱ متر در اولین المان از سمت بالادست مقطع CC' ، ترک جوانه خواهد زد و از تراز آب ۱۱۲٫۱ تا ۱۱۲٫۵ متر دو المان دیگر در موقعیت‌های ۲٫۲۵ متر بالاتر و پایین‌تر از مقطع CC' نیز متحمل ترک خواهند شد، ولی شکل‌گیری واقعی ترک در مقطع CC' که به یک‌باره تا عمق سازه پیشروی می‌کند و بخش تقریباً افقی منحنی پاسخ را تشکیل می‌دهد، در تراز آب ۱۱۲٫۵ متر به وقوع خواهد پیوست. مطابق شکل ۱۱، سایر نتایج آنالیز تفاوت چندانی در حالت استفاده از رابطه‌ی نرم‌شوندگی خطی نسبت به سایر انواع نرم‌شوندگی‌ها نخواهند داشت.

۲.۶. آنالیز با لحاظ اثر فشار آب داخل ترک

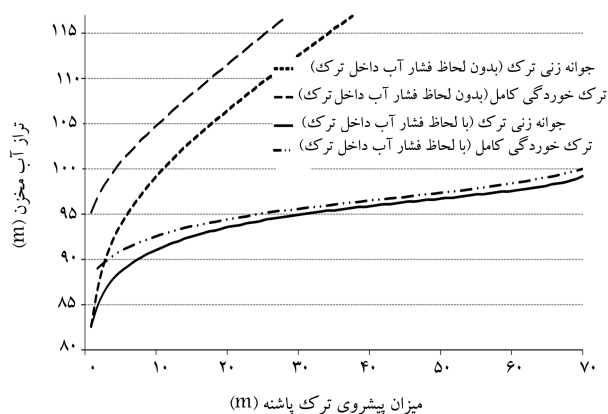
در این مرحله با در نظر گرفتن تأثیرات فشار آب داخل ترک مطابق الگوریتم پیشنهادی در بخش‌های قبلی، به آنالیز مجدد سد کوبینا تحت اثر افزایش مرحله‌ی تراز آب (به میزان ۰٫۱ متر در هر گام) پرداخته شده است که از این پس این آنالیز را با عنوان



شکل ۱۴. وضعیت ترک خوردگی سد کوبینا بدون اعمال فشار آب داخل ترک (آنالیز الف)

بالادست ایجاد می‌شود. هرچند انتظار می‌رود این ترک در محل تغییر شیب وجه پایین دست سد (مقطع BB') ایجاد شود، ولی نتایج آنالیز اجزاء محدود در حالات متعدد و با فرض استفاده از منحنی‌های نرم‌شوندگی مختلف بیانگر این واقعیت است که این ترک جدید حدود ۵٫۸۵ متر پایین‌تر از مقطع BB' یعنی در مقطع CC' ایجاد خواهد شد. ایجاد ترک در مقطع CC' و پیشروی آن به عمق سازه برخلاف ترک پاشنه به یک‌باره و در یک گام آنالیز اتفاق می‌افتد، به‌گونه‌ی که حدود ۱۰٫۸ متر از ۲۳٫۷ متر عرض مقطع CC' (۴۵٪ از عرض مقطع) به صورت یک‌جا و در همان تراز آب ۱۱۲٫۱ متر متحمل ترک خواهد شد و سپس ترک به سمت پایین متمایل شده و حدود ۴ متر نیز به سمت قاعده‌ی سد پیشروی می‌کند. قسمت تقریباً افقی کوتاه^{۵۱} از منحنی پاسخ سازه به ازاء تراز آب ۱۱۲٫۱ متر در شکل ۱۱، مؤید همین پیشروی ناگهانی و یک‌باره‌ی ترک فوقانی در مقطع CC' است. شکل ۱۲، وضعیت ترک خوردگی سد را در دو گام متوالی آنالیز و به ازاء ترازهای آب ۱۱۲ و ۱۱۲٫۱ متر یعنی بلافاصله قبل و بعد از شروع جوانه‌زنی ترک فوقانی نشان می‌دهد. با افزایش تراز آب از ۱۱۲٫۱ متر، مقاومت سازه به صورت تدریجی افزایش پیدا خواهد کرد که این افزایش مقاومت با چند شاخه شدن و پیشروی بیشتر شاخه‌ی قائم دوم از ترک فوقانی به سمت قاعده‌ی سد همراه خواهد بود. شاخه‌ی قائم اول با کمی تأخیر نسبت به شاخه‌ی دوم و با سرعت کمتری به سمت قاعده‌ی سد پیشروی می‌کند و شاخه‌ی سوم با پیشروی به سمت بالا، به وجه پایین دست سد و موقعیت نقطه‌ی B' متمایل می‌شود. این در حالی است که ترک پاشنه بسیار به کندی و در همان امتداد افقی توسعه پیدا خواهد کرد.

همان‌گونه که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، روند صعودی افزایش مقاومت سازه بعد از تراز ۱۱۲٫۱ متر به صورت ملایم ادامه خواهد داشت و در نهایت به تراز ۱۱۷ متر می‌رسد. در این بخش از منحنی پاسخ، عمده‌ی تغییر مکان سازه ناشی از پیشروی ترک فوقانی به سمت قاعده‌ی سد و نیز عریض‌تر شدن باند ترک خوردگی در محدوده‌ی چرخش راستای ترک است. به ازاء تراز آب ۱۱۷ متر، تغییر مکان افقی تاج سد حدود ۲۰ سانتی‌متر خواهد بود. در این شرایط طول ترک پاشنه حدود ۳۷٫۶ متر (یعنی ۵۴٪ عرض قاعده سد) است. هر چند در این حالت هر دو ترک پاشنه و ترک فوقانی حدود ۸۷٪ نسبت به وضعیت سابق خود در تراز ۱۱۲٫۱ متر افزایش طول افقی داشته‌اند، اما پیشروی افقی ترک فوقانی در طولی معادل ۸۲٪ ضخامت سد (در مقطع CC') و سپس چرخش راستای آن در



شکل ۱۶. مقایسه‌ی میزان پیشروی ترک پاشنه در هر دو حالت با و بدون لحاظ فشار آب داخل ترک.

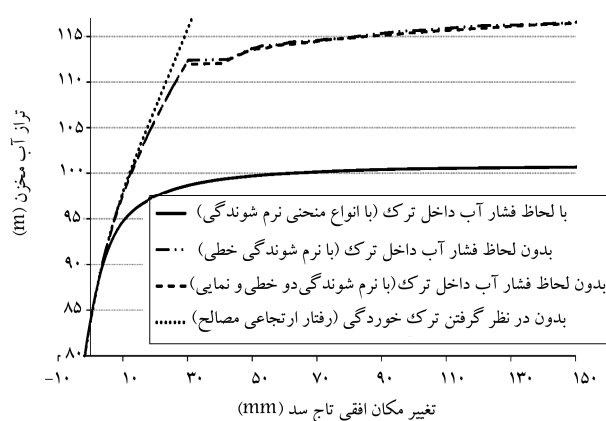
حدود ۱۰۱ متر، تمام عرض قاعده‌ی سد (به عرض ۷۰ متر) متحمل ترک خوردگی خواهد شد. نکته‌ی قابل تأمل این است که بیشینه‌ی مقاومت سازه در این شرایط به اندازه حدوداً ۲ متر کمتر از تراز تاج سد است و عملاً قبل از رسیدن به شرایط روگذری، خرابی سازه محتمل خواهد بود.

جهت بررسی دقیق‌تر، میزان پیشروی ترک پاشنه در هر دو حالت با و بدون لحاظ فشار آب داخل ترک به ازاء تراز آب مخزن در شکل ۱۶ مقایسه شده است که در آن هم تراز آب متناظر با فاز جوانه‌زنی ترک و هم تراز آب متناظر با فاز شکل‌گیری ترک کامل ارائه شده است. منظور از فاز شکل‌گیری ترک کامل، لحظه‌ی است که کرنش ترک خوردگی در المان از مقدار e_{cr}^T تجاوز کند.

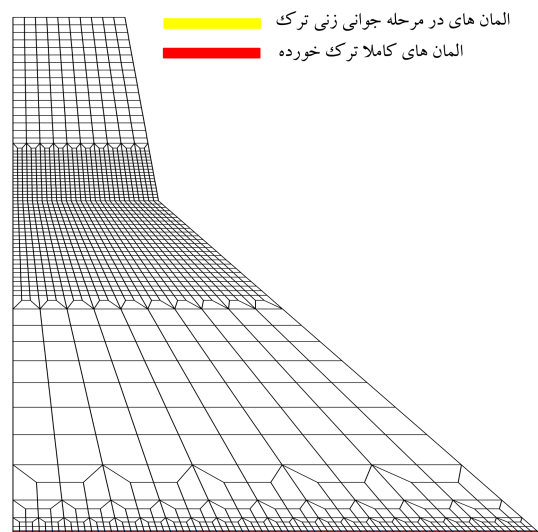
مقایسه نمودارهای شکل ۱۶ به خوبی بیانگر این مطلب است که در صورت اعمال فشار آب داخل ترک، علاوه بر اینکه فاز جوانه‌زنی ترک با سرعت بیشتری در طول پاشنه پیشروی می‌کند، کامل شدن ترک نیز با تأخیر بسیار کمی نسبت به فاز جوانه‌زنی اتفاق می‌افتد. این در حالی است که در صورت عدم اعمال فشار آب داخل ترک مطابق آنالیز (الف)، علاوه بر ملایم شدن شیب نمودار جوانه‌زنی ترک و در نتیجه کاهش شدید سرعت پیشروی این فاز، تأخیر قابل ملاحظه‌ی نیز بین دو فاز جوانه‌زنی و تکمیل ترک وجود خواهد داشت. لازم به ذکر است که با توجه به شروع جوانه‌زنی ترک فوقانی (در مقطع CC') به ازاء تراز آب ۱۱۲٫۱ متر می‌توان به صورت قطعی اظهار کرد که تفاوت‌های بین نمودارهای شکل ۱۶، فقط به در نظر گرفتن یا در نظر نگرفتن فشار آب داخل ترک مربوط می‌شود و وقوع ترک فوقانی (در آنالیز الف) هیچ‌گونه نقشی در تفاوت‌های ذکر شده نخواهد داشت.

۷. نتیجه‌گیری

با توجه به احتمال بسیار زیاد وقوع ترک‌های کششی در وجه بالادست بدنه‌ی سدهای بتنی در طول دوره‌ی بهره‌برداری از آنها و با در نظر گرفتن احتمال نفوذ و پیشروی آب تحت فشار در داخل ترک‌های تشکیل شده، به نظر می‌رسد بررسی تأثیر فشار آب داخل ترک در افزایش بازشدگی و در نتیجه تسریع پیشروی ترک و نیز تأثیر متقابل بازشدگی ترک در تغییر پروفیل طولی فشار آب در داخل آن می‌تواند مسئله‌ی مهمی در آنالیز شکست سدهای بتنی به حساب آید. لذا در نوشتار حاضر سعی شده است که مسئله‌ی عنوان شده با استفاده از یک الگوی اندرکنشی ساده بررسی شود. در این الگوی اندرکنشی که کلیات آن براساس سوابق پژوهشی موجود در این



شکل ۱۴. تراز آب مخزن در مقابل تغییر مکان افقی تاج سد با و بدون در نظر گرفتن فشار آب داخلی ترک.



شکل ۱۵. وضعیت ترک خوردگی سد کوینا به ازاء تراز آب ۱۰۱ متر با لحاظ فشار آب داخل ترک (آنالیز ب).

آنالیز (ب) خواهیم شناخت. پاسخ سازه به صورت تراز آب مخزن در مقابل تغییر مکان افقی تاج سد در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

مطابق شکل ۱۴، با در نظر گرفتن توسعه‌ی فشار آب در داخل ترک و تأثیر متقابل این دو بر هم، بیشینه‌ی تراز آب قابل تحمل توسط سازه از حدود ۱۱۷ متر به ۱۰۱ متر کاهش یافته است. نحوه‌ی افزایش تغییر مکان تاج سازه در ازاء پیشروی ترک در گام‌های انتهایی آنالیز و مجانب شدن منحنی پاسخ به بیشینه‌ی تراز ۱۰۱ متر مشابهت زیادی با وضعیت انتهایی پاسخ سازه در حالت بدون اعمال فشار آب در داخل ترک (آنالیز الف) دارد. البته ناپایداری و خرابی سازه در حالت اعمال فشار آب داخل ترک (آنالیز ب)، فقط به دلیل پیشروی ترک پاشنه در مقطع AA' است و هیچ‌گونه ترک خوردگی در موقعیت‌های دیگر سازه ایجاد نشده است. به همین دلیل در این حالت برخلاف آنالیز (الف)، گسیختگی و ناپایداری سازه کاملاً متأثر از نحوه‌ی پیشروی ترک پاشنه است. وضعیت ترک خوردگی سازه در انتهای آنالیز (ب) در شکل ۱۵ ارائه شده است.

مطابق شکل ۱۵ چنانچه در آنالیز، توسعه‌ی فشار آب در داخل ترک مدنظر قرار گیرد، ترک خوردگی فقط در تراز پاشنه متمرکز خواهد شد، تا جایی که در ازاء تراز آب

حاضر محسوب می‌شود که طبعاً باعث بهبود و تدقیق پاسخ ترک‌خوردگی سازه خواهد شد.

در ادامه، سد وزنی بتنی کوینا با ارتفاع ۱۰۳ و عرض قاعده‌ی ۷۰ متر به عنوان یکی از مثال‌های پرکاربرد در آنالیز شکست سدهای بتنی، با استفاده از این الگوی پیشنهادی تحلیل شده است. در تحلیل حاضر، به وضعیت ترک‌خوردگی سازه تحت اثر بارگذاری وزن و فشار آب هیدروستاتیک ناشی از افزایش تدریجی تراز آب مخزن در شرایط سیلاب توجه شده است.

نتایج به دست آمده از تحلیل ترک‌خوردگی سد کوینا به خوبی نشان داده است که در نظر گرفتن فشار آب داخل ترک می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ی در نتایج آنالیز و پاسخ سازه تحت اثر افزایش مرحله‌ی تراز آب داشته باشد. این تأثیر به قدری است که فرایند شکست و خرابی جدی سازه و در نتیجه مقاومت نهایی آن که در حالت بدون لحاظ فشار آب داخل ترک، متأثر از رفتار ترک فوقانی و نحوه‌ی پیشروی آن است، در حالت اعمال فشار آب داخل ترک فقط براساس رفتار ترک پاشنه تعریف می‌شود و این در حالی است که ترک فوقانی حتی امکان جوانه‌زنی نیز پیدا نخواهد نکرد. بررسی‌های انجام شده نشان می‌دهند که بیشینه‌ی تراز آب قابل تحمل توسط سد کوینا از حدود ۱۱۷ متر در حالت بدون اعمال فشار آب داخل ترک به حدود ۱۰۱ متر در حالت اعمال فشار مذکور کاهش می‌یابد. همچنین مشخص شده است که در نظر گرفتن فشار آب داخل ترک هم باعث افزایش سرعت جوانه‌زنی ترک و هم کاهش تأخیر بین دو فاز جوانه‌زنی و تکمیل ترک‌خوردگی می‌شود.

زمینه و مطالعات تجربی انجام شده شکل گرفته است، از مدل ترک پخشی چرخشی برای توصیف ترک‌خوردگی سازه و از روش تنش مؤثر بایوت برای بیان ارتباط بین فشار حفره‌ی آب و مؤلفه‌های تنش نرمال المان ترک‌خورده استفاده شده است. البته طبیعی است که در صورت استفاده از مدل ترک پخشی که مبتنی بر مکانیک محیط‌های پیوسته است، به ناچار باید از مفهوم تنش مؤثر برای توصیف فشار آب داخل ترک بهره گرفت. در مدل ترک پخشی نیز از هر سه نوع منحنی نرم‌شوندگی خطی، دوخطی و نمایی برای توصیف رفتار بتن در ناحیه‌ی بعد از بیشینه‌ی مقاومت کششی استفاده شده است. در رابطه‌ی تنش مؤثر بایوت، تأثیر ترک‌خوردگی هم مستقیماً در مقدار فشار داخل المان ترک‌خورده و هم در ضریب تخلخل مؤثر المان در نظر گرفته شده و برای این منظور از روابط ساده‌ی خطی استفاده شده است.

در نظر گرفتن معیار انرژی هم برای شروع جوانه‌زنی ترک و هم برای کنترل هم‌گرایی تحلیل، تنظیم مدول نرم‌شوندگی براساس طول مشخصه‌ی المان و نیز استفاده از متوسط کرنش المان به جای کرنش محلی تک‌تک نقاط گاوس جهت تعیین میزان خسارت و تنش با هدف تعدیل وابستگی کاذب پاسخ به اندازه و امتداد شبکه‌ی اجزاء محدود و نیز کاهش قفل‌شدگی تنش، فراهم کردن امکان جوانه‌زنی برای بیشینه‌ی یک المان در هر تکرار آنالیز با هدف کنترل مناسب فرایند پیشروی ترک و همچنین تعریف الگوریتم مناسبی جهت تشخیص تنها المان مجاز به جوانه‌زنی از بین مجموعه‌ی المان‌های مستعد ترک‌خوردگی در هر تکرار آنالیز از نکات مهم و جدید در پژوهش

پانویس‌ها

1. Rescher
2. difused cracks
3. base joint
4. uplift force
5. traction
6. stress intensity factor (K_I)
7. wedge splitting effect
8. permeability
9. transmissivity
10. cubic law
11. biot effective stress
12. staggered solution
13. fully coupled solution
14. discrete crack
15. smeared crack
16. strain localization
17. strong discontinuity
18. mesh refinement
19. extended feinite element method
20. enriched shape function
21. fixed crack model
22. rotating crack model
23. crack initiation criterion
24. shear retention factor
25. crushing
26. softening curve
27. kink point
28. secant modulus matrix

29. strain localization limiter
30. stress lock-in
31. imperfection theory
32. crack band model (CBM)
33. nonlocal continuum models
34. softening modulus
35. post-peak region
36. isotropic damage model
37. strength degradation
38. stiffness degradation
39. secant unloading
40. body force
41. biot coefficient
42. grain deformability
43. bishop coefficient
44. fracture process zone (FPZ)
45. steady state flow
46. open source code
47. Robert L. Taylor
48. assemblage
49. initial notch
50. crack mouth opening displacement (CMOD)
51. plateau area

منابع (References)

1. Rescher, O.J. "Importance of cracking in concrete dams", *Engineering Fracture Mechanics*, **35**(1-3), pp. 503-524 (1990).

2. Pekau, O. and Zhu, X. "Effect of seismic uplift pressure on the behavior of concrete gravity dams with a penetrated crack", *Journal of Engineering Mechanics*, **134**(11), pp. 991-999 (2008).
3. Moffat, A. "Study of current theory and practice with respect to pore pressure and internal uplift in massive concrete dams", CIRIA Project Report No. 122, University of Newcastle-upon-Tyne (1970).
4. ASCE sub-committee on uplift in Masonry dams, "Uplift in masonry dams", American Society of Civil Engineers (1948).
5. Chen, Z., Hu, Y., Li, Q., Sun, M., Lu, P. and Liu, T. "Behavior of concrete in water subjected to dynamic tri-axial compression", *Journal of Engineering Mechanics*, **136**(3), pp. 379-389 (2010).
6. Saouma, V., Broz, J., Boggs, H. and Bruhwiler, E. "A comprehensive investigation of fracture mechanics of concrete dams", ICOLD 57th Executive Meeting on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, pp. 1-15 (1989).
7. Ayari, M.L. "Static and dynamic fracture mechanics of concrete gravity dams", PhD Thesis, University of Colorado, Boulder (1988).
8. Cocchetti, G. "Failure analysis of quasi-brittle and poroplastic structures with particular reference to gravity dams", PhD Thesis, Politecnico di Milano, Italy (1998).
9. Bruhwiler, E. and Saouma, V.E. "Water fracture interaction in concrete-part II: Hydrostatic pressure in cracks", *ACI Materials Journal*, **92**(4), pp. 383-390 (1995).
10. Reich, R. "On the marriage of mixed finite element methods and fracture mechanics: An application to concrete dams", PhD Thesis, University of Colorado, Boulder (1993).
11. Huo, Z.-Y., Qian, G.-X. and Zheng, D.-J. "Monitoring methods of crack behavior in hydraulic concrete structure based on crack mouth opening displacement (CMOD)", *Open Civil Engineering Journal*, **8**, pp. 225-231 (2014).
12. Alfano, G., Marfia, S. and Sacco, E. "Influence of water pressure on crack propagation in concrete dams", *Proceedings of The European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS) 2004*, Jyvaskyla, Finland (2004).
13. Barpi, F. and Valente, S. "Analysis of the dam-foundation joint through the cohesive frictional crack model", *Proceedings of The 7th Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-7)*, Jeju, Korea, pp. 276-282 (2010).
14. Manfredini, P. "Integrity assessments of a gravity dam with respect to pressurized crack propagation along the concrete foundation interface", *Convegno IGF XV Bari 2000* (2008).
15. Louis, C. "Etude des écoulements deau dans les roches fissurées et de leurs influence sur la stabilité des massifs rocheux", PhD Thesis, Université de Karlsruhe (1968).
16. Witherspoon, P., Wang, J., Iwai, K. and Gale, J. "Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture", *Water Resources Research*, **16**(6), pp. 1016-1024 (1980).
17. Rastiello, G., Tailhan, J.-L., Rossi, P. and Dal Pont, S. "Macroscopic probabilistic cracking approach for the numerical modelling of fluid leakage in concrete", *Annals of Solid and Structural Mechanics*, **7**(1-2), pp. 1-16 (2015).
18. Amadei, B. and Illangasekare, T. "Analytical solutions for steady and transient flow in non-homogeneous and anisotropic rock joints", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **29**(6), pp. 561-572 (1992).
19. Amadei, B., Illangasekare, T., Morris, D.I. and Boggs, H. "Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams: Analytical solution and parametric study", *Journal of Energy Engineering*, **115**(1), pp. 19-38 (1989).
20. Amadei, B., Illangasekare, T., Morris, D. and Boggs, H. "Estimation of uplift in cracks in older concrete gravity dams: Effect of head losses in drain pipes on uplift", *Journal of Energy Engineering*, **115**(1), pp. 39-46 (1989).
21. Amadei, B. and Illangasekare, T. "Stability of concrete gravity dams with drained and finite cracks", *Journal of Energy Engineering*, **118**(3), pp. 149-163 (1992).
22. Illangasekare, T., Amadei, B. and Chinnaswamy, C. "CRFLOOD: A numerical model to estimate uplift pressure distribution in cracks in concrete gravity dams", No. EPRI-TR-101671-Vol. 4, Electric Power Research Inst. (EPRI), Palo Alto, CA, USA ; Colorado Univ., Dept. of Civil Engineering, Boulder, CO, USA (1992).
23. Huo, Z.-Y., Qian, G.-X. and Zheng, D.-J. "Seepage analysis of the structure with cracks based on XFEM", *The Open Civil Engineering Journal*, **9**(1), pp. 90-97 (2015).
24. Fang, X., Jin, F. and Zhang, C. "Modeling of fracture process under water pressure in crack using XFEM", In: *Computational Mechanics*, Springer Berlin Heidelberg (2009).
25. Sarris, E. and Papanastasiou, P. "Modeling of hydraulic fracturing in a poroelastic cohesive formation", *International Journal of Geomechanics*, **12**(2) (2011).
26. Secchi, S. and Schrefler, B.A. "Hydraulic fracturing and its peculiarities", *Asia Pacific Journal on Computational Engineering*, **1**(1), pp. 1-21 (2014).
27. Khoei, A., Vahab, M., Haghghat, E. and Moallemi, S. "A mesh-independent finite element formulation for modeling crack growth in saturated porous media based on an enriched-FEM technique", *International Journal of Fracture*, **188**(1), pp. 79-108 (2014).
28. Khoei, A. and Vahab, M. "A numerical contact algorithm in saturated porous media with the extended finite element method", *Computational Mechanics*, **54**(5), pp. 1089-1110 (2014).
29. Liu, F., Zhao, L.-q., Liu, P.-l., Luo, Z.-f., Li, N.-y. and Wang, P.-s. "An extended finite element model for fluid flow in fractured porous media", *Mathematical Problems in Engineering*, **501**, 10 p. (2015).
30. Goudarzi, M. and Mohammadi, S. "Analysis of cohesive cracking in saturated porous media using an extrinsically enriched EFG method", *Computers and Geotechnics*, **63**, pp. 183-198 (2015).
31. Mohammadnejad, T. and Khoei, A. "Hydro-mechanical modeling of cohesive crack propagation in multiphase porous media using the extended finite element method",

- International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **37**(10), pp. 1247-1279 (2013).
32. Barani, O. and Khoei, A. "3D modeling of cohesive crack growth in partially saturated porous media: A parametric study", *Engineering Fracture Mechanics*, **124**, pp. 272-286 (2014).
 33. Salimzadeh, S. and Khalili, N. "A three-phase XFEM model for hydraulic fracturing with cohesive crack propagation", *Computers and Geotechnics*, **69**, pp. 82-92 (2015).
 34. Bhattacharjee, S., Ghrib, F., Tinawi, R. and Leger, P. "Poro-fracture analysis of concrete using a damage mechanics model", *Proceedings of The Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures (FRAMCOS-2)*, Zurich, Switzerland, pp. 1057-1066 (1995).
 35. Bhattacharjee, S.S. and leger, P. "Concrete constitutive models for nonlinear seismic analysis of gravity dams-state-of-the-art", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **19**(3), pp. 492-509 (1992).
 36. Petersson, P.E. "Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials", No. TVBM - 1006, Lund Institute Of Technology, Division of Building Materials, Sweden (1981).
 37. Wittmann, F., Rokugo, K., Bruhwiler, E., Mihashi, H. and Simonin, P. "Fracture energy and strain softening of concrete as determined by means of compact tension specimens", *Materials and Structures*, **21**(1), pp. 21-32 (1988).
 38. Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A. and Hordijk, D.A. "Tensile tests and failure analysis of concrete", *Journal of Structural Engineering*, **112**(11), pp. 2462-2477 (1986).
 39. Bhattacharjee, S.S. "Smearred fracture analysis of concrete gravity dams for static and seismic loads", PhD Thesis, McGill University, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, Montreal, Canada (1993).
 40. Bazant, Z.P. and Planas, J., *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*, CRC press, 640 p., USA (1997).
 41. Bazant, Z.P. and Oh, B.H. "Crack band theory for fracture of concrete", *Materiaux et Construction*, **16**(3), pp. 155-177 (1983).
 42. Aifantis, E. "On the microstructural origin of certain inelastic models", *Journal of Engineering Materials and technology*, **106**(4), pp. 326-330 (1984).
 43. Jirasek, M. and Zimmermann, T. "Rotating crack model with transition to scalar damage", *Journal of Engineering Mechanics*, **124**(3), pp. 277-284 (1998).
 44. Leibengood, L.D., Darwin, D. and Dodds, R.H. "Parameters affecting FE analysis of concrete structures", *Journal of Structural Engineering*, **112**(2), pp. 326-341 (1986).
 45. Terzaghi, K.V. and Rendulic, L. "Die wirksame flachenporositat des betons", *Zietschrift Osters. Ingenieur und Architeckten Vereines*, **86**(2), pp. 1-9 (1934).
 46. Zienkiewicz, O.C. and Taylor, R.L., *The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics?*, Butterworth-heinemann, 736 p. (2005).
 47. Biot, M. "The elastic coefficients of the theory of consolidation", *Journal of Applied Physics*, **24**, pp. 594-601 (1957).
 48. Lewis, R.W. and Schrefler, B.A., *The Finite Element Method in the Static and Dynamic Deformation and Consolidation of Porous Media*, John Wiley and Sons Inc., New York, NY, USA (1998).
 49. Bhattacharjee, S.S. and Leger, P. "Fracture response of gravity dams due to rise of reservoir elevation", *Journal of Structural Engineering*, **121**(9), pp. 1298-1305 (1995).
 50. Bhattacharjee, SS. and leger, P. "Application of NLFM models to predict cracking in concrete gravity dams", *Journal of Structural Engineering*, **120**(4), pp. 1255-1271 (1994).
 51. Bruhwiler, E. and Saouma, V.E. "Water fracture interaction in concrete-part I: Fracture properties", *ACI Materials Journal*, **92**(3), pp. 296-303 (1995).
 52. Cai, Q. "Finite element modelling of cracking in concrete gravity dams", PhD Thesis, University of Pretoria, Department of Civil Engineering (2008).