

تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با مدل‌های الاستو-پلاستیک بتن

محمد تقی احمدی^{۱*}، جواد مرادلو^۲ و شهرام وهدانی^۳

^۱استاد مهندسی عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه تربیت مدرس

^۲استادیار مهندسی عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه زنجان

^۳استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۵/۱۱/۱۱، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۸/۸/۱۰، تاریخ تصویب ۸۹/۵/۱۳)

چکیده

در این مقاله تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی با استفاده از مدل‌های الاستو-پلاستیک بتن ارائه شده است. پس از بررسی مدل‌های الاستو-پلاستیک مرسوم، در نهایت مدل پنج عاملی ویلیام-وارنکه برای مدل‌سازی شکست فشاری و کششی برگزیده شد. این مدل و مدل‌های موهر-کولمب و دراگر-پراگر در تحلیل سد ماروپوینت به کار برده شدند. الگوریتم مناسب برای انتگرال‌گیری تنش‌ها و تبدیل تنش‌های مهندسی به تنش‌های عینی^۱ مورد استفاده در تحلیل تغییرشکل‌های بزرگ از ویژگی‌های مدل پیشنهادی است. در تحلیل‌ها، مدل‌سازی اندرکنش دینامیکی کامل سد و مخزن با حل عددی معادله هلمهولتز به روش نوسانی^۲ انجام شده است. تراکم‌پذیری سیال و شرایط مرزی مناسب در مدل لحاظ شده‌اند. نتایج تحلیل‌ها نشانگر آن است که مدل‌های رفتاری مرسوم همانند موهر-کولمب و دراگر-پراگر برای مدل‌سازی رفتار واقعی سدهای بتنی تناسب کمتری دارند. برای مدل‌سازی سدهای بتنی با مدل‌های پلاستیسیته، توصیه می‌شود از مدل‌های رفتاری خاص بتن همچون ویلیام-وارنکه استفاده شود.

واژه‌های کلیدی: سد بتنی قوسی، تحلیل غیرخطی، تحلیل دینامیکی، اندرکنش آب و سازه، مدل‌های پلاستیک بتن

مقدمه

سدهای بتنی است [۳]. در سال‌های اخیر مدل‌های مختلفی برای مدل‌سازی رفتار بتن با شرایط مختلف بارگذاری ارائه شده است. لطفی [۲] مدل‌های ترک گسسته و پلاستیک موهر-کولمب را در مطالعه رفتار غیرخطی سدهای قوسی مقایسه کرد. پی صلب فرض شده و برای نشان دادن اثرات مخزن از روش اصلاح شده وسترگارد استفاده شده است. پکائو و همکاران [۴] از مکانیک شکست خطی و المان‌های مرزی برای تحلیل سدهای وزنی استفاده کردند. فنگ [۵] تحلیل پایداری و رشد ترک استاتیکی در سدهای بتنی قوسی را با استفاده از مکانیک شکست خطی و مدل‌سازی المان مرزی سه‌بعدی ارائه کرد. ال-ایدی [۶ و ۷] اولین شخصی است که مکانیک شکست غیرخطی را در سدهای بتنی به کار برد. مائو [۸] ارزیابی تأثیر عوامل مختلف در تحلیل غیرخطی سدهای وزنی با استفاده از مدل ترک پخشی ثابت^۳ را انجام داد. پی سد صلب فرض شده و از ایده جرم افزوده^۴ وسترگارد استفاده شده است. گانگون [۹] یک الگوی عددی بر اساس تئوری ترک نواری

مدل‌سازی سه‌بعدی رفتار غیرخطی سدهای بتنی هنوز در مراحل توسعه خود به سر می‌برد. با توجه به وجود دیگر منابع غیرخطی و اندرکنش‌های سد با محیط‌های مخزن و پی، این مدل‌سازی پیچیده‌تر نیز خواهد بود. بتن مقاومت کششی ناچیزی داشته و ترک‌خوردگی ناشی از بارگذاری‌های بحرانی چون زلزله، در آن محتمل است. این ترک‌خوردگی منجر به بازتوزیع تنش‌ها و انتقال تنش به دیگر نقاط سازه و احتمالاً بیش تنش در این نقاط می‌شود. در تحلیل‌های گذشته، عمده تأکید بر رفتار غیرخطی درزه‌های سد بوده و کمتر به رفتار مادی خود سد پرداخته شده است. در حالی که تحلیل‌های انجام‌شده نشان از اهمیت این موضوع در پاسخ سدهای قوسی می‌دهند. ضمن اینکه در تحلیل‌های انجام گرفته نیز از ساده‌ترین مدل‌های تسلیم بتن استفاده شده‌اند [۱ و ۲] و نیاز به بررسی کاربرد مدل‌های دقیق‌تر و مناسب‌تر در تحلیل الاستو-پلاستیک بتن احساس می‌شود. توسعه مدل‌های مصالح برای بتن حجیم سدها، جزو نیازهای مطالعاتی در تحلیل دینامیکی

دلیل کاهش حجم عملیات محاسباتی استفاده از قانون جریان همبسته^۶ در مدلسازی سازه‌های بتنی کافی است [۱۷].

نتایج آزمایشگاهی و تجربی نشان داده‌اند که شکل سطح تسلیم بتن در صفحه انحرافی این خصوصیات عمومی را دارد [۱۷و۱]: منحنی تسلیم یک منحنی بسته، هموار، محدب و دارای تقارن سه‌گانه است. شکل منحنی تسلیم برای مقادیر اولیه تنش‌های فشاری و نیز برای تنش‌های کششی مثلثی بوده و با افزایش تنش‌های فشاری به شکل دایره نزدیک‌تر می‌شود. این منحنی تسلیم در صفحات نصف‌النهاری نیز منحنی‌های هموار و محدب بوده و منحنی تسلیم رابطه غیرخطی با مؤلفه هیدرواستاتیک تنش‌ها دارد. سطوح تسلیم ارائه‌شده برای بتن، بسته به تعداد عوامل مورد استفاده در مدل ریاضی آن، در پنج دسته زیر جای می‌گیرند [۱۷و۱]: مدل‌های یک، دو، سه، چهار و پنج عاملی. این مدل‌ها از نظر داشتن ویژگی‌های سطح تسلیم واقعی بتن و محدوده کاربرد با یکدیگر متفاوتند. در جدول (۱) ویژگی‌های این معیارها ارائه شده است.

معیارهای تسلیم مختلفی را می‌توان پیشنهاد کرد که هموار باشند و نیز تحدب و تقارن داشته باشند، اما زمانی که شرط تغییر سطح مقطع از مثلثی به دایره‌ای با افزایش تنش‌های هیدرواستاتیک اعمال شود، این معیارها به چند معیار کاهش پیدا می‌کنند [۱]. گزینش معیار مناسب، اغلب بر اساس عوامل زیر انجام می‌گیرد: نزدیکی نتایج به داده‌های آزمایشگاهی، سهولت به دست آوردن عوامل مدل از داده‌های آزمایشگاهی و کمتر بودن آنها، هموار بودن، محدب و یکنواخت بودن سطوح. خاک اغلب مصالح اصطکاکی است که با افزایش فشار بر مقاومت برشی آن افزوده می‌شود. با وجود اینکه این افزایش روند غیرخطی دارد، ولی مدل موهر-کولمب با برخی اصلاحات تجربی همچنان به عنوان معیاری مناسب در طراحی در نظر گرفته می‌شود. اما مقاومت برشی بتن فقط به عامل اصطکاک بستگی ندارد، بلکه بیشتر متأثر از ویژگی‌های خمیره بتن است و باید به جای معیار موهر-کولمب و دیگر معیارهای تیپ، از معیارهای گسیختگی خاص بتن همچون معیارهای سای تین چن، اتوسن و ویلیام-وارنکه استفاده شود [۱]. ویژگی مهم این معیارها، غیرخطی بودن پوش گسیختگی در فضای نامتغیرهای تنش و تطابق با سطوح شکست واقعی و نتایج آزمایشگاهی بتن است. با توجه به

غیرخطی بازانت برای مطالعه رفتار شکست سدهای وزنی بتنی ارائه کرد. اسپندار [۱۰] مدل ترک پخشی سه‌بعدی را در تحلیل غیرخطی سدهای قوسی به کار برد. پی صلب فرض شده و از ایده جرم افزوده اصلاح شده وسترگارد برای مدلسازی مخزن استفاده شده است. غریب [۱۱و۱۲] شکست لرزه‌ای سدهای وزنی را با استفاده از ایده مکانیسم آسیب^۵ پیوسته ارائه کرد. پی صلب فرض شده و اندرکنش سد با مخزن با تکنیک جرم افزوده مدل شده است. الیور [۱۳] یک متدولوژی عمومی برای تحلیل سدهای بتنی تحت تحریک لرزه‌ای ارائه کرد. در تحلیل پی الاستیک خطی و با جرم و سیال تراکم‌پذیر فرض شده است. فریرا [۱۴] در چارچوب مکانیک آسیب پیوسته یک مدل رفتاری جدید برای تحلیل سدهای وزنی و قوسی توسعه داد. لی [۱۵] یک مدل آسیب پلاستیک برای تحلیل سدهای بتنی ارائه کرد. پی سد صلب فرض شده و مخزن به صورت جرم افزوده مدل شده است. میرزا بزرگ [۱۶] از یک مدل آسیب پیوسته برای تحلیل سه‌بعدی دینامیکی سدهای بتنی استفاده کرد.

در این تحقیق، کاربرد مدل‌های الاستو-پلاستیک بتن در تحلیل سدهای بتنی قوسی ارائه شده است. ویژگی‌های مدل‌های مختلف از نظر تطابق با سطوح شکست واقعی بتن، نتایج آزمایشگاهی، محدوده‌های کاربردی و عوامل مورد نیاز بررسی شده و در نهایت مدل مناسب برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سدهای بتنی قوسی ارائه شده است. مدل ویلیام-وارنکه پنج عاملی در تحلیل سد ماروپوینت با احتساب اندرکنش آب و سازه به کار رفته است. علاوه بر مدل منتخب، مدل‌های پلاستیک موهر-کولمب و دراگر-پراگر نیز برای مقایسه استفاده شده‌اند.

مدل‌های الاستو-پلاستیک بتن

یک مدل پلاستیسیته شامل اجزای زیر است [۱۷]: معیار تسلیم اولیه، قانون جریان و قانون سخت‌شوندگی. کرنش حجمی پلاستیک مهم‌ترین و در اغلب موارد تنها عامل سخت‌شوندگی در توده‌های پلاستیک است، در حالی که در بتن، هر گونه کرنش پلاستیک پس از گیرش اولیه بتن سبب نرم‌شدگی آن شده و گسیختگی بتن اغلب در فاصله‌ای کم از شروع کرنش‌های پلاستیک رخ می‌دهد. بنابراین در اغلب موارد مدل‌های رفتاری بتن به عنوان مصالحی غیر سخت‌شونده محسوب می‌شوند. همین طور به

$$\bar{f}'_t = \frac{f'_t}{f'_c}, \quad \bar{f}'_{bc} = \frac{f'_{bc}}{f'_c} \quad (8)$$

$$b_o = -\rho b_1 - \rho^2 b_2$$

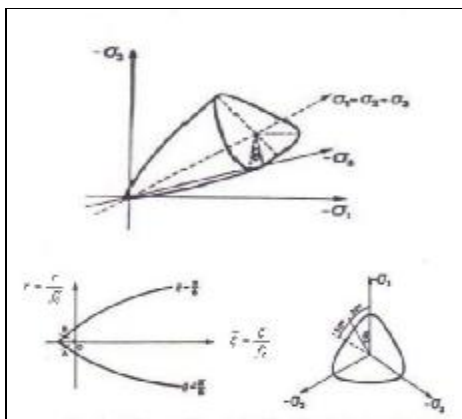
$$b_1 = \left(\bar{\xi}_2 + \frac{1}{3} \right) b_2 + \frac{\sqrt{\frac{6}{5}} - 3 \bar{r}_2}{3 \bar{\xi}_2 - 1} \quad (9)$$

$$b_2 = \frac{\bar{r}_2 \left(\rho + \frac{1}{3} \right) - \sqrt{\frac{2}{15}} (\rho + \bar{\xi}_2)}{(\bar{\xi}_2 + \rho) \left(\bar{\xi}_2 - \frac{1}{3} \right) \left(\rho + \frac{1}{3} \right)}$$

در صورتی که تنها داده‌های آزمایشگاهی موجود، مقاومت فشاری و کششی بتن باشند، دیگر عوامل مورد استفاده در مدل پنج عاملی ویلیام-وارنکه را می‌توان از روابط ارائه‌شده در مرجع [۲۱] به دست آورد:

$$f_{cb} = 1.2 f'_c, \quad \bar{r}_1 = 1.45 f'_c, \quad \bar{r}_2 = 1.725 f'_c \quad (10)$$

البته فقط در صورتی که تنش هیدرواستاتیکی از $\sqrt{3} f'_c$ کمتر باشد، استفاده از این روابط منجر به بروز خطا در محاسبه مقاومت بتن نخواهد شد.



شکل ۱ سطح تسلیم مدل ۵ عاملی ویلیام-وارنکه [۱۷].

رابطه‌بندی المان الاستوپلاستیک بتن

با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح برای یک المان حجمی، ماتریس سختی مماسی المان در حالت الاستو-پلاستیک به این شکل نوشته می‌شود [۱۷]:

$$[K_t] = \int_v [B]^T [D_{ep}] [B] dv \quad (11)$$

در این رابطه، [B] ماتریس تبدیل بردار جا به جایی کرنش و [D_{ep}] ماتریس صلیبیت الاستوپلاستیک است که مقادیر درایه‌های آن به سطح تسلیم و فرضیه‌های دیگری همچون سخت‌شوندگی، قانون جریان و تابع پتانسیل انتخابی مربوطه بستگی دارد.

اینکه مدل پنج عاملی ویلیام-وارنکه بیشترین محدوده همپوشانی با نتایج آزمایشگاهی داشته و شرایط چهارگانه ذکرشده را دارد (جدول ۱)، مناسب‌ترین مدل برای تحلیل غیرخطی مادی پلاستیک سدهای بتنی خواهد بود. معادلات تسلیم در این مدل به این ترتیب است [۱۷]: (شکل ۱):

$$f(\sigma) = f(\sigma_m, \tau_m, \theta) = \frac{1}{\bar{r}(\sigma_m, \theta)} \frac{\tau_m}{f'_c} - 1 = 0 \quad (1)$$

$$r(\sigma_m, \theta) = \frac{2r_c \left(\frac{2}{f'_c} - r_t^2 \right) \cos \theta + r_c (2r_t - r_c) \left[4 \left(\frac{2}{f'_c} - r_t^2 \right) \cos^2 \theta + 5r_t^2 - 4r_t r_c \right]^{\frac{1}{2}}}{4 \left(\frac{2}{f'_c} - r_t^2 \right) \cos^2 \theta + (r_c - 2r_t)^2} \quad (2)$$

$$\frac{r_t}{\sqrt{5} f'_c} = a_o + a_1 \frac{\sigma_m}{f'_c} + a_2 \left(\frac{\sigma_m}{f'_c} \right)^2 \quad \text{at } \theta = 0 \quad (3)$$

$$\frac{r_c}{\sqrt{5} f'_c} = b_o + b_1 \frac{\sigma_m}{f'_c} + b_2 \left(\frac{\sigma_m}{f'_c} \right)^2 \quad \text{at } \theta = 60^\circ \quad (4)$$

$$\bar{r}(\sigma_m, \theta) = \frac{r(\sigma_m, \theta)}{\sqrt{5} f'_c} \quad (5)$$

در این روابط σ_m , τ_m , f'_t , f'_c به ترتیب مقاومت فشاری و کششی تک محوری، تنش هشت وجهی و تنش میانگین هستند. عوامل a_i , b_i مدل با استفاده از نتایج آزمایشگاهی زیر به دست می‌آیند: مقاومت فشاری تک محوری، مقاومت کششی تک محوری، مقاومت فشاری دومحوری f'_{bc} ، نقطه تنشی بزرگ $\left(\frac{\sigma_m}{f'_c}, \frac{\tau_m}{f'_c} \right) = (-\bar{\xi}_1, \bar{r}_1)$ بر روی نصف‌النهار کششی و نقطه تنشی بزرگ $\left(\frac{\sigma_m}{f'_c}, \frac{\tau_m}{f'_c} \right) = (-\bar{\xi}_2, \bar{r}_2)$ روی نصف‌النهار فشاری. رابطه ششم از شرط سازگاری هندسی دو سهمی تعریف‌کننده سطح شکست در محور هیدرواستاتیک به دست می‌آید. با حل دستگاه معادلات حاصل از داده‌های بالا، ضرایب مدل ویلیام-وارنکه به شکل زیر به دست می‌آیند [۱۷]:

$$a_o = \frac{2}{3} \bar{f}'_{bc} a_1 - \frac{4}{9} \bar{f}'_{bc}{}^2 a_2 + \sqrt{\frac{2}{15}} f'_{bc} \quad (6)$$

$$a_1 = \frac{1}{3} (2 \bar{f}'_{bc} - \bar{r}_1) a_2 + \left(\frac{6}{5} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{\bar{r}_1 - \bar{f}'_{bc}}{2 \bar{f}'_{bc} + \bar{r}_1}$$

$$a_2 = \frac{\sqrt{\frac{6}{5}} \bar{\xi}_1 (\bar{r}_1 - \bar{f}'_{bc}) - \sqrt{\frac{6}{5}} \bar{r}_1 \bar{f}'_{bc} + \bar{r}_1 (2 \bar{f}'_{bc} + \bar{r}_1)}{(2 \bar{f}'_{bc} + \bar{r}_1) \left(\bar{\xi}_1^2 - \frac{2}{3} \bar{f}'_{bc} \bar{\xi}_1^2 + \frac{1}{3} \bar{r}_1 \bar{\xi}_1 - \frac{2}{9} \bar{r}_1 \bar{f}'_{bc} \right)}$$

$$\rho = \frac{a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4 a_o a_2}}{2 a_2} \quad (7)$$

جدول ۱: ویژگی‌های مدل‌های بتن [۱].

تطابق با مشاهدات آزمایشگاهی رفتار بتن	سطح شکست		رابطه بین I_1, J_2	محدوده کاربردی و ماده مناسب	اساس مدل	تعداد پارامترها و آزمایشات مورد نیاز برای استخراج آنها	نوع مدل
	مطابقت با بتن	شکل سطح					
بسیار ضعیف	ندارد	ثابت و گوشه دار	خطی	نامناسب برای بتن	تنش کششی بیشینه	۱	رانکین
بسیار ضعیف	ندارد	ثابت و گوشه دار	خطی	نامناسب برای بتن، مناسب برای فلزات	تنش برشی بیشینه	۱	ترسکا
بسیار ضعیف	ندارد	ثابت و دایره	خطی	نامناسب برای بتن، مناسب برای فلزات	تنش برشی هشت وجهی بیشینه	۱	فون-میزس
ضعیف	ندارد	۶ ضلعی نامنتظم	خطی	به عنوان تقریب اولیه مناسب برای مصالح دانه ای	مدل اصطکاکی	۲	موهر-کولمب
ضعیف	ندارد	دایره	خطی	به عنوان تقریب اولیه مناسب برای مصالح دانه ای	ترکیب مدل فون میزس با تنش هیدرواستاتیک	۲	دراکر-پراگر
خوب	حدودی	ثابت	غیرخطی	مناسب برای بتن	مشاهدات رفتار بتن	۳	برسلر-پریستر
خوب	تا حدود زیادی	مثلثی منتهی به دایره	خطی	مناسب برای بتن در محدوده تنشهای کششی و فشاری کوچک	مشاهدات رفتار بتن	۳	ویلیام-وارنکه
بسیار خوب	کامل	مثلثی منتهی به دایره	غیرخطی	مناسب برای بتن	مشاهدات رفتار بتن	۴	اتوسن
خوب	حدودی	گوشه دار	غیرخطی	مناسب برای بتن در محدوده تنشهای فشاری	مشاهدات رفتار بتن	۴	ریمن
خوب	تا حدود زیادی	مثلثی با اضلاع غیر مستقیم	غیرخطی	مناسب برای بتن	مشاهدات رفتار بتن	۴	سای-تینگ-چن
عالی	کامل	مثلثی منتهی به دایره	غیرخطی	مناسب برای بتن در کل محدوده تنشی	مشاهدات رفتار بتن	۵	ویلیام-وارنکه

محدود به جای این نمو کوچک بار، یک مقدار محدود بسته به اندازه گام زمانی یا گام بار به سیستم معادلات اعمال می‌شود. از این رو برای محاسبه تنش‌ها باید این رابطه نموی انتگرالگیری شود:

$$\{\Delta\sigma\}_{m+1}^i = \int_{\{\varepsilon\}_m}^{\{\varepsilon\}_{m+1}^i} [D_{ep}] \{d\varepsilon\} = \int_0^{\{\varepsilon\}_{m+1}^i} [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (14)$$

در این تحقیق از روش صریح برای انتگرال‌گیری تنش‌ها استفاده شده است. در این روش کرنش به دو قسمت الاستیک $r\{\Delta\varepsilon\}$ و غیرالاستیک $(1-r)\{\Delta\varepsilon\}$ تقسیم می‌شود. نمو تنش متناظر با تغییر شکل الاستیک از رابطه هوک محاسبه می‌شود. برای محاسبه نمو تنش متناظر با بخش غیرالاستیک، این بخش از نمو کرنش به تعدادی زیرفاصله تقسیم شده و در ادامه تنش به صورت پیشرو و قدم به قدم در هر یک از این زیر بازه‌ها محاسبه می‌شود [۱]:

$$\{d\varepsilon\} = \{\Delta\tilde{\varepsilon}\} = \frac{(1-r)\{\Delta\varepsilon\}}{m} \quad (15)$$

$$\{\Delta\sigma\}_{m+1}^i = \sum_k^m D_{k-1} \{\Delta\tilde{\varepsilon}\} \quad (16)$$

ماتریس D_{k-1} الاستو-پلاستیک در زیر بازه $k-1$ است. m تعداد خرده نموها است و r ضریبی است که مشخص‌کننده میزانی از تنش است که در حالت الاستیک

در حالت کلی، رابطه تسلیم به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$F(\{\sigma\}, Y) = f(\{\sigma\}) - Y(y) = 0 \quad (12)$$

در رابطه بالا، $\{\sigma\}$ بردارنمای تنش و y عامل سخت‌شوندگی است. با استفاده از ارتباط شرط سازگاری و تجزیه بردار نمو کرنش به دو قسمت الاستیک و پلاستیک و انجام عملیات ریاضی، در نهایت رابطه تنش-کرنش در فاز پلاستیک به فرم زیر حاصل می‌شود:

$$\{d\sigma\} = \left([D] - \frac{[D]\{a\}\{a\}^T[D]}{A + \{a\}^T[D]\{a\}} \right) \{d\varepsilon\} \quad (13)$$

عبارت داخل پرانتز در معادله بالا ماتریس صلبیت الاستو-پلاستیک $[D_{ep}]$ را تعریف می‌کند. عناصر این ماتریس برای رویه‌های تسلیم استفاده شده در این تحقیق (معیارهای موهر-کولمب، دراگر-پراگر، فون-میزس، اتوسن، ویلیام-وارنکه) در مراجع [۱۷ و ۱] ارائه شده‌اند.

در این تحقیق از روش نیوتن-رافسون برای حل معادلات غیرخطی استفاده شده است. برای محاسبه تنش‌ها در هر تکرار از یک روش صریح استفاده شده است. رابطه بنیادی تنش-کرنش برای یک ماده الاستوپلاستیک (رابطه ۱۲) رابطه بین نمو بسیار کوچک تنش و کرنش را بیان می‌کند. در تحلیل‌های المان

در این تحقیق از معیار بارگذاری زیر در هر تکرار استفاده می‌شود [۱]:

$$L = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T [D] \{\Delta \varepsilon\} \quad (20)$$

L بزرگتر از صفر معرف بارگذاری پلاستیک و L کوچکتر یا مساوی صفر معرف باربرداری یا بارگذاری خنثی است. در حالت بارگذاری پلاستیک محاسبات تنش الگوی پلاستیسیته را دنبال می‌کند. اما در حالت باربرداری از ماتریس صلبیت الاستیک به منظور تعیین تنش‌ها استفاده می‌شود.

مدل‌سازی اندرکنش آب و سازه

معادله حاکم بر توزیع فشار هیدرودینامیکی در محیط سیال برای مسئله اندرکنش سد و مخزن، معادله موج (معادله هلمهولتز) است:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (21)$$

این رابطه با ساده‌سازی معادله ناویه-استوکس با فرض جا به جایی‌های کوچک و غیر لزج بودن سیال، استفاده از قوانین هوک و صرف نظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته آب حاصل شده است. در این رابطه: ρ دانسیته سیال، P فشار سیال و C سرعت صوت در سیال است. شرایط مرزی حل معادله بالا برای مسئله اندرکنش سد و مخزن عبارتند از:

شرط مرزی پواسن برای سطح آزاد:

$$\left[\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{g} \ddot{p} \right]_{y=\eta} = 0 \quad (22)$$

شرط مرزی شاران برای دور [۱۷]:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{\pi}{2h} P - \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (23)$$

بر خلاف شرط مرزی مرسوم سامرفلد، این شرط مرزی برای فرکانس‌های پایین سیستم نیز معتبر است.

شرط مرزی جذب پاره‌ای امواج در بستر و تکیه گاه‌ها:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \ddot{v}_{gn} - \frac{1}{\beta C} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{\rho_b C_b}{\rho C}$$

شرط مرزی اندرکنش:

$$\rho \ddot{a}_{ns} = -\frac{\partial P}{\partial n} \quad (25)$$

قرار دارد (شکل ۲). فاکتور مقیاس r برای بازگرداندن تنش‌ها به سطح تسلیم به صورت زیر به دست می‌آید [۱۷]:

$$r = \frac{-f(\{\sigma\}_m, k_m)}{\left\{ \frac{\partial f(\{\sigma\}_m, k_m)}{\partial \{\sigma\}} \right\}^T \{\Delta \sigma^e\}_{m+1}} \quad (17)$$

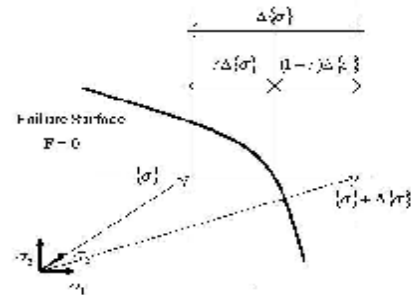
برای تعیین تعداد خرده نموها از رابطه زیر استفاده شده است [۱]:

$$m = \text{Min} \left[200 \left[1 - \frac{F(\sigma, y)}{f(y)} \right] + 1, 200 \right] \quad (18)$$

بدین ترتیب محاسبه تنش‌های پلاستیک برای هر نمو بار در m مرتبه انجام می‌شود.

رابطه (۱۴) یک تقریب برای حل دقیق رابطه (۱۳) به شمار می‌رود، چون مقدار عامل r به صورت یک تقریب است. بنابراین در حالت کلی انتظار ارضای شرط تسلیم و قرار گرفتن تنش‌ها بر سطح وجود ندارد و انحراف کوچکی از سطح تسلیم وجود خواهد داشت. این انحراف به شکل تجمعی در طی تکرارها و گام‌های زمانی بعدی منجر به واگرایی و نتایج غیر صحیح خواهد شد. از این رو باید این تنش‌ها به سطح تسلیم بازگردانده شوند. با فرض اینکه تغییرات تنش در جهت نرمال بر سطح تسلیم است، رابطه تصحیح تنش به فرم زیر استخراج می‌شود [۱۷]:

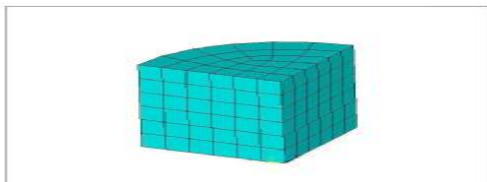
$$\{\delta \sigma\} = -\frac{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}} \quad (19)$$



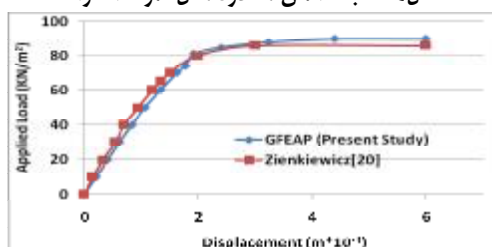
شکل ۲: تجزیه بردار تنش به بخش‌های الاستیک و پلاستیک.

تنش‌های بالا تنش‌های کوشی (مهندسی) هستند. یعنی رابطه بندی پلاستیسیته در ترم‌های تنش‌های کوشی انجام شده است. این تنش‌ها عینی نبوده و برای تحلیل‌های غیرخطی هندسی مناسب نیستند. در الگوریتم ارائه شده در حالت تغییر مکان‌های بزرگ در مسئله مورد تحلیل، تنش‌های بالا با تبدیلات مناسب به تنش‌های دوم پیولا-کیرشهف تبدیل شده و در معادلات تعادل نموی به کار می‌روند [۱۸].

شده و در سطح بار 90 kN/m^2 به مقدار مجانب خود می‌رسد. همان طور که دیده می‌شود، نتایج نشانگر درستی الگوریتم پیشنهادی و توانایی برنامه نگاشته شده در تحلیل مسائل الاستوپلاستیک است.



شکل ۴: شبکه المان محدود مثال نمونه استوانه.



شکل ۵: نتایج مثال نمونه استوانه در مقایسه با نتایج مرجع [۱۹].

تحلیل استاتیکی تیر شکافتار

در این مسئله یک تیر شکافتار تحت آزمایش خمشی سه نقطه‌ای (شکل ۶) قرار می‌گیرد [۲۰]. نسبت عمق شکاف به عمق تیر برابر $0/5$ است. به دلیل تقارن نیمی از سازه مدل شده است. خواص مصالح بتنی به کار رفته عبارتند از: $f_c = 29 \text{ MPa}$, $f_t = 3.1 \text{ MPa}$, $E = 21.7 \text{ GPa}$, $\nu = 0.2$ برای مدلسازی رفتار مصالح از مدل موهر-کولمب استفاده شده است. عوامل زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی مصالح با استفاده از روابط زیر به دست می‌آیند [۱]:

$$\phi = \arcsin\left(\frac{f_c - f_t}{f_c + f_t}\right) = 53.79^\circ \quad (26)$$

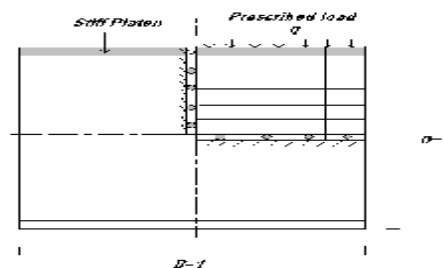
$$C = \left(\frac{f_c f_t}{f_c - f_t}\right) \tan \phi = 4.74 \text{ MPa} \quad (27)$$

در شکل (۷) منحنی بار تغییر- مکان تیر در وسط دهانه ارائه شده است. تیر تا سطح بار 600 N رفتار خطی دارد و پس از این سطح، رفتار مصالح حالت غیرخطی به خود گرفته و در سطح بار 1800 N به مقدار مجانب می‌رسد. در شکل (۸) نیز نتایج تحلیل مرجع [۲۰] ارائه شده است. دیده می‌شود که با وجود برخی تفاوت‌ها در مدلسازی و شبکه المان محدود بارهای نهایی در تحلیل حاضر به خوبی محاسبه شده‌اند.

در این روابط β , C_b , n , ρ , ρ_b , \ddot{v}_g , h ترتیب عمق مخزن، مؤلفه قائم شتاب زمین، جرم واحد حجم مصالح بستر، جرم واحد حجم آب، بردار نرمال بر سطح، سرعت صوت در سنگ پی و نسبت امپدانس صوتی مخزن به امپدانس صوتی سنگ پی است. برای حل معادلات اندرکنشی آب و سازه از روش حل نوسانی و المان 20 گرهی اویلری استفاده شد. صحت‌سنجی محاسبات هیدرودینامیک از طریق مثال‌های نمونه متعدد انجام شده و سپس در تحلیل‌های دینامیکی سد به کار رفته است [۱].

کاربرد عددی

مدل‌های ارائه شده در برنامه GFEAP اعمال شدند. این برنامه برای تحلیل غیرخطی جامع سدهای بتنی قوسی [۱] نگاشته شده است. تحلیل غیرخطی مادی و هندسی، احتساب اندرکنش آب و سازه به روش نوسانی، مدل‌سازی رفتار غیرخطی درزه‌ها با احتساب شکست کششی- برشی از ویژگی‌های این نرم‌افزار است. در این قسمت ابتدا، مثال‌های مقدماتی برای صحت‌سنجی برنامه و الگوریتم‌های مورد استفاده ارائه شده و در ادامه تحلیل دینامیکی غیرخطی سد ماروپوبنت ارائه می‌شود.



شکل ۳: مثال نمونه استوانه‌ای.

تحلیل سه‌بعدی نمونه استوانه‌ای

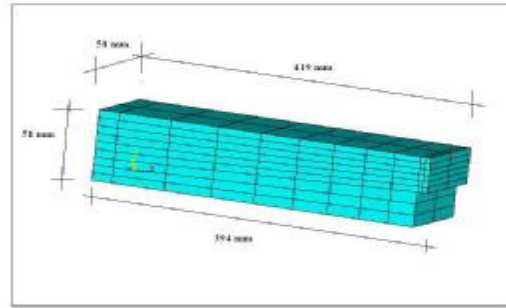
در این مثال تحلیل استاتیکی استوانه بین دو فک صفحه‌ای تحت فشار از بالا و پایین (شکل ۳)، ارائه شده است [۱۹]. با توجه به تقارن، تنها یک چهارم سازه مدل شده است (شکل ۴). خواص مصالح عبارتند از:

$$E = 2 \times 10^5 \text{ kN/m}^2, \nu = 0.25, C = 10 \text{ kN/m}^2, \phi = 45$$

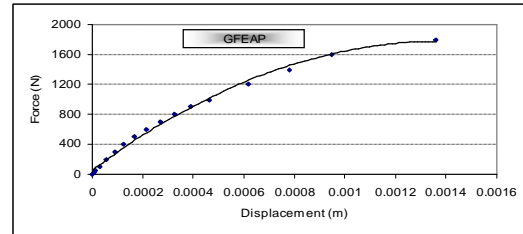
از مدل موهر-کولمب استفاده شده است. در شکل (۵) نتایج تحلیل اخیر با نتایج تحلیل مرجع [۱۹] ارائه شده است. در تحلیل در تراز بار 48 kN/m^2 رفتار غیرخطی شروع

تحلیل سیلندر ضخیم تحت فشار داخلی

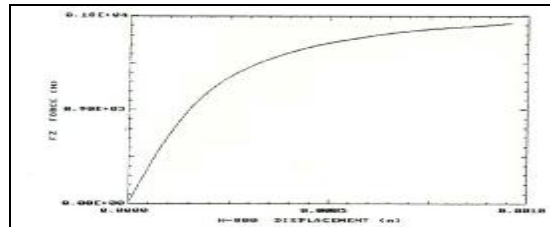
در این مسئله یک لایه از یک سیلندر ضخیم تحت فشار افزایشده داخلی با رفتار مصالح فون- میزس و با وضعیت کرنش مسطح مدل شده است (شکل ۹). در شکل (۱۰) منحنی فشار- تغییرمکان شعاعی سیلندر به همراه نتایج مرجع [۲۱] ارائه شده است. مسئله تا سطح بار 12 dN/mm^2 رفتار خطی داشته و پس از آن رفتار مصالح حالت غیرخطی به خود گرفته و در سطح بار 18 dN/mm^2 به مقدار مجانب می‌رسد. مقایسه نتایج مرجع [۲۱] با تحلیل حاضر درستی الگوریتم پیشنهادی و توانمندی برنامه نگاشته شده را مشخص می‌کند.



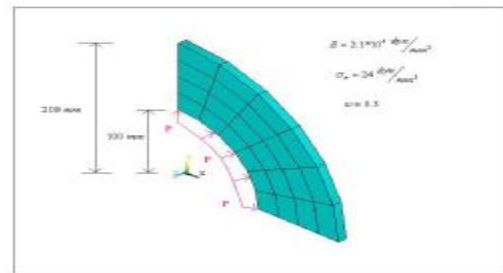
شکل ۶ مثال تیر شکافدار، شبکه المان محدود نصف تیر.



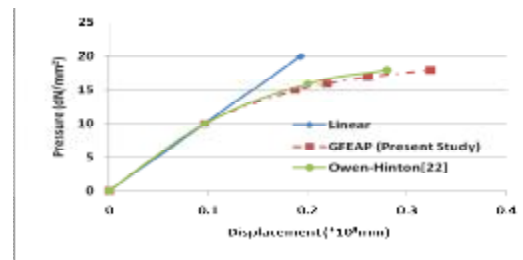
شکل ۷ منحنی نیرو-تغییرمکان.



شکل ۸ منحنی نیرو تغییر مکان (نتایج مرجع [۲۰])



شکل ۹ هندسه و شبکه المان محدود مثال سیلندر.



شکل ۱۰ منحنی بار- جا به جایی مثال سیلندر ضخیم در مقایسه با مرجع [۲۱].

تحلیل مسئله کرنش مسطح تحت فشار یکنواخت

در این مسئله یک نوار تحت فشار یکنواخت q با رفتار مصالح دراکر-پراگر در حالت کرنش مسطح مدل شده است. مشخصات هندسی و مادی این سیلندر و شبکه المان محدود مورد استفاده در شکل (۱۱) ارائه شده است. از مدل دراکر- پراگر با ثوابت مادی مختلفی زیر در تحلیل‌ها استفاده شده است [۱۷]:

$$K = \frac{6C \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = 12.25, \alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} = 0.149 \quad (28\text{-الف})$$

$$K = \frac{6C \cos \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} = 9.74, \alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi)} = 0.118 \quad (28\text{-ب})$$

$$K = \frac{3C}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} = 9.22, \alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} = 0.112 \quad (28\text{-ج})$$

این سه رابطه به ترتیب با تطبیق دادن مدل دراکر-پراگر با مدل موهر-کولمب در نصف‌النهار فشاری، کششی و شرایط کرنش مسطح به دست آمده‌اند. شکل (۱۲) منحنی فشار- تغییر مکان در مرکز نوار (نقطه M) ارائه شده است. در شکل (۱۳) نیز نتایج مرجع [۱۷] ارائه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود، نتایج با نتایج مرجع [۱۷] تطابق عالی داشته و برای هر سه مدل ثوابت مصالح بارهای نهایی به خوبی محاسبه شده‌اند.

مشخصات مادی سد به کار رفته در تحلیل‌ها عبارتند از: مدول الاستیسیته $27/579 \text{ GPa}$ ، جرم واحد حجم بتن 2483 Kg/m^3 ، ضریب پواسن بتن $0/2$ ، ضریب بزرگنمایی دینامیکی برای مقاومت کششی، فشاری و مدول الاستیسیته $1/5$ ، $1/3$ ، و $1/25$ ، مقاومت کششی تک محوری 3 MPa ، مقاومت فشاری تک محوری 27 MPa ، نسبت میرایی 5% در صد، سرعت صوت در آب 1440 m/s ، نسبت دامنه موج بازگشتی به موج برخوردی $\alpha = 0.55$ ، نسبت امیدانس سنگ به آب $\beta = \frac{1+\alpha}{1-\alpha} = 3.44$ است.

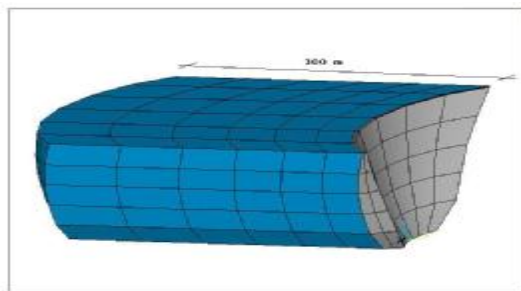
مقاومت کششی با استفاده از رابطه رافائل به صورت زیر محاسبه شده است:

$$f_t = 0.324 f_c^{2/3} = 3 \text{ MPa} \quad (29)$$

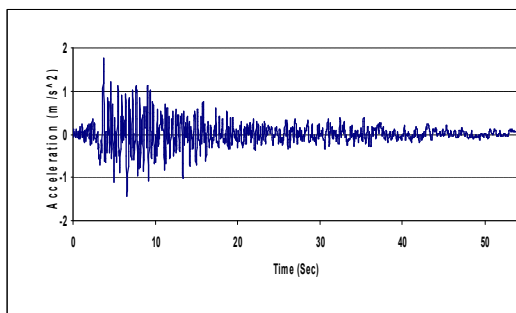
عوامل زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی مصالح مورد استفاده در مدل‌های موهر-کولمب و دراگر-پراگر با استفاده از روابط (۲۶ و ۲۷) محاسبه شده‌اند.

عوامل دیگر مدل ویلیام وارنکه عبارتند از:

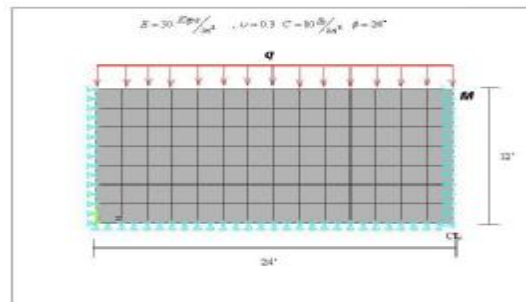
مقاومت فشاری دومحوری 33 Mpa ، نقطه تنشی بزرگ روی نصف‌النهار کششی $(-\bar{\xi}_1, \bar{r}_1) = (1.73, 1.45)$ و نقطه تنشی بزرگ $(-\bar{\xi}_2, \bar{r}_2) = (1.73, 1.45)$ بر نصف‌النهار فشاری. عوامل مدل دراگر-پراگر از رابطه (۲۸) که با انطباق مدل دراگر-پراگر و مدل موهر-کولمب در نصف‌النهار کششی حاصل شده است، به دست می‌آید.



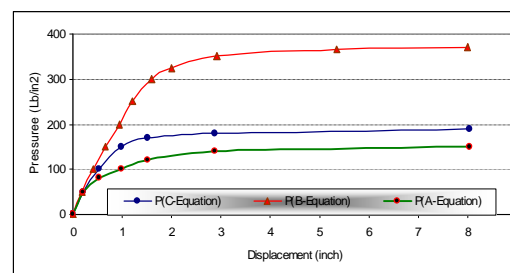
شکل ۱۴: شبکه المان محدود سد و مخزن.



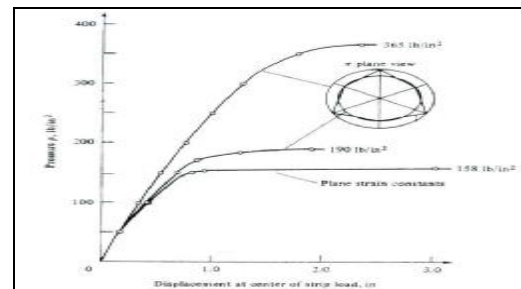
شکل ۱۵: مؤلفه افقی زلزله تفت (بدون مقیاس).



شکل ۱۱: مثال نمونه کرنش مسطح [۱۷].



شکل ۱۲: منحنی بار-جا به جایی.



شکل ۱۳: منحنی بار جا به جایی، نتایج مرجع [۱۷].

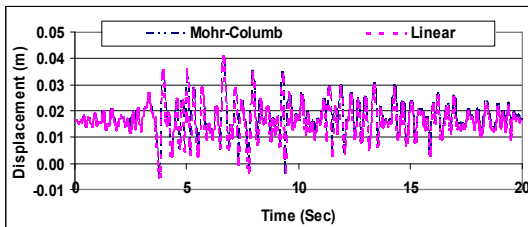
تحلیل سد ماروپوینت

این سازه یک سد بتنی قوسی به ارتفاع $141/73$ متر با عرض دره برابر با 184 متر در تراز تاج سد، زاویه مرکزی 133 درجه در تراز تاج، ضخامت $2/66$ متر در تاج و $15/73$ متر در کف در طره مرکزی است.

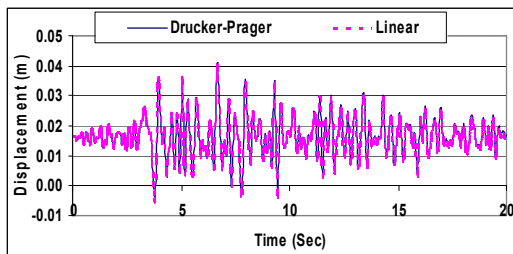
در شکل (۱۴) شبکه المان محدود مورد استفاده در تحلیل‌ها ارائه شده است. در این شبکه بندی از 60 المان 20 گرهی جامد با 423 گره برای مدل‌سازی سازه سد استفاده شده است. برای مدل‌سازی مخزن حجمی از دریاچه به طول دو برابر ارتفاع سد (300 متر) انتخاب و با المان‌های 20 گرهی سیال مدل شد. تعداد المان‌های قلمرو دریاچه سد 180 و تعداد گره‌های آن 1043 عدد است. تحلیل دینامیکی سد تحت اثر مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله تفت انجام شده است (اشکال ۱۵ و ۱۶).

جدول ۲: ویژگی مدل‌های تحلیلی از نظر تسلیم در نقاط گوس در سطح بارگذاری (الف).

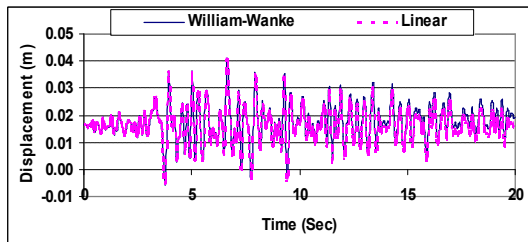
مدل‌های تسلیم	موهر-کولمب	دراکر-پراگر	ویلیام-وارنکه
المان‌های تسلیم شده	۸	۸	۱۲
نقاط گوس تسلیم شده	۲۸	۲۸	۵۴
زمان شروع تسلیم (ثانیه)	۳.۲۴	۳.۲۴	۳.۲۴



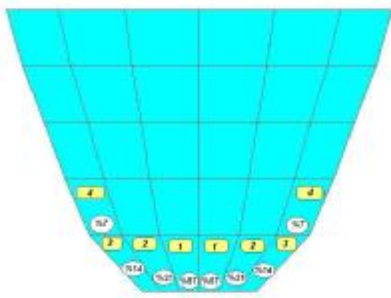
شکل ۱۷: تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در جهت رود (مدل موهر-کولمب در مقایسه با تحلیل خطی).



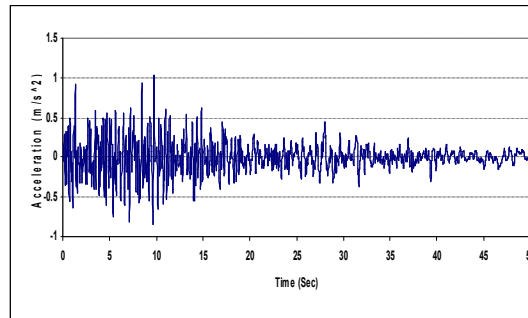
شکل ۱۸: تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در جهت رود (مدل دراکر-پراگر در مقایسه با تحلیل خطی).



شکل ۱۹: تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در جهت رود (مدل ویلیام-وارنکه در مقایسه با تحلیل خطی).



شکل ۲۰: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل موهر-کولمب.



شکل ۱۶: مؤلفه قائم زلزله تفت (بدون مقیاس).

بارگذاری شامل ترکیب بارهای استاتیکی وزن و فشار هیدرواستاتیک و بارگذاری دینامیکی زلزله است. تحلیل‌ها با استفاده از دو مؤلفه زلزله تفت در جهات رود و قائم و در دو سطح بارگذاری با PGA برابر با 0.5g و 1g انجام شده است. به علاوه تحلیل مجزایی با رکورد زلزله میدان نزدیک بهم انجام شده است. در تحلیل‌ها از روش استاندارد نیومارک برای انتگرالگیری معادلات دینامیکی در قلمرو زمان با گام زمانی 0.05 و 0.1 استفاده شده است. برای مقایسه بهتر، نتایج این بخش در سه سطح بارگذاری جداگانه ارائه می‌شوند.

الف سطح زلزله با $PGA=0.5g$

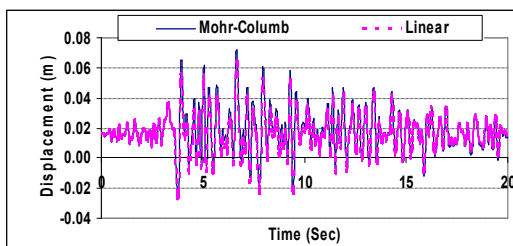
در این سطح بارگذاری سد با مدل‌های دراکر-پراگر، موهر-کولمب و ویلیام-وارنکه تحلیل شده است. برای اثبات درستی مدل‌سازی انجام‌شده، تحلیل غیرخطی این سد با مدل دراکر-پراگر نرم‌افزار ANSYS نیز انجام شد. در اشکال (۱۷ الی ۱۹) نتایج تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در راستای رود برای این مدل‌ها ارائه شده است. در اشکال (۲۰ الی ۲۲) نیز توزیع المان‌های تسلیم شده ارائه شده است. در این اشکال در هر المان، اعداد بالایی بیانگر ترتیب زمانی تسلیم و اعداد پایینی درصد آسیب المان است که این درصد برابر تعداد نقاط گوس پلاستیک شده نسبت به تعداد نقاط گوس المان است. در شکل (۲۳) المان‌های پلاستیک‌شده در تحلیل با نرم‌افزار ANSYS ارائه شده است. مقایسه اشکال (۲۲) و (۲۳) درستی مدل‌سازی اخیر را نشان می‌دهد. در جدول (۲) خلاصه ویژگی‌های تسلیم سد در نقاط گوس آن ارائه شده است.

است. در اشکال (۳۰ و ۳۱) نیز توزیع المان‌های تسلیم شده ارائه شده است. در جدول (۳) خلاصه ویژگی‌های تسلیم سد در نقاط گوس آن ارائه شده است. همان طور که از اشکال (۳۰ و ۳۱) و جدول (۳) واضح است، المان‌ها و نقاط گوس تسلیم شده در تحلیل با مدل ویلیام وارنکه متمرکزتر و بسیار کمتر از مدل موهر-کولمب است.

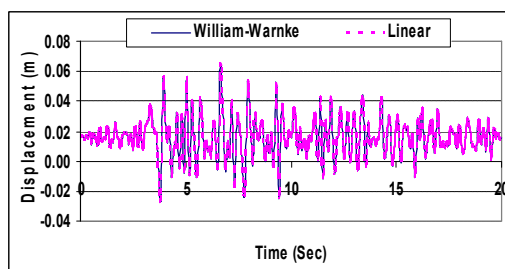
جدول ۳: ویژگی مدل‌های تحلیلی از نظر تسلیم در نقاط گوس.

مدلهای تسلیم بتن	موهر-کولمب	ویلیام-وارنکه
المان‌های تسلیم شده	۳۲	۲۰
نقاط گوس تسلیم شده	۲۴۶	۵۴
زمان شروع تسلیم (ثانیه)	۱.۶	۳.۱۸

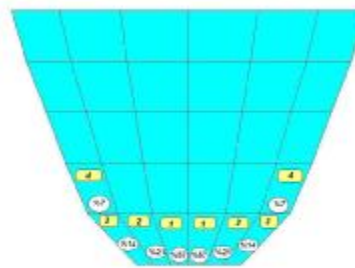
نتیجه‌گیری‌های عمده زیر را می‌توان از این تحلیل‌ها به عمل آورد: توزیع زمانی و مکانی تغییر مکان‌ها و فشارهای هیدرودینامیکی سد در تمام مدل‌های تحلیلی مشابه یکدیگر هستند، ولی الگوی تسلیم المان‌ها و نقاط گوس با یکدیگر متفاوت بوده و منجر به نتیجه‌گیری‌های متفاوتی در ارتباط با مقاومت مورد نیاز در مناطق مختلف سد خواهد شد. به طور مقایسه‌ای می‌توان اذعان داشت که مدل‌های موهر-کولمب و دراگر-پراگر به خوبی مدل‌های خاص بتن، قادر به مدلسازی صحیح مناطق تسلیم شده نیستند. در این میان مدل موهر-کولمب از نظر الگوی زمانی و توزیع مکانی المان‌های تسلیم شده نتایج بهتری در مقایسه با مدل تسلیم دراگر-پراگر ارائه می‌کند.



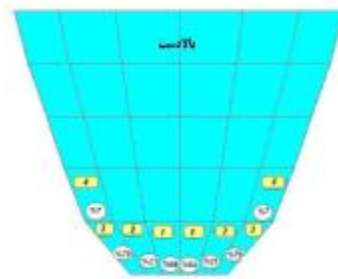
شکل ۲۴: تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در جهت رود (مدل موهر-کولمب در مقایسه با تحلیل خطی).



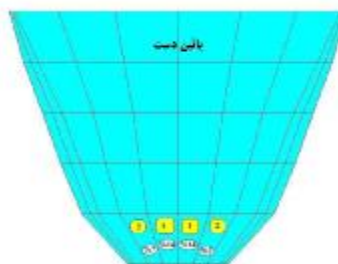
شکل ۲۵: تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در جهت رود (مدل ویلیام-وارنکه در مقایسه با تحلیل خطی).



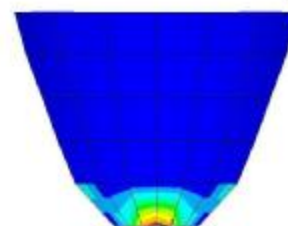
شکل ۲۱: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل دراگر-پراگر.



شکل ۲۲: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل ویلیام-وارنکه.

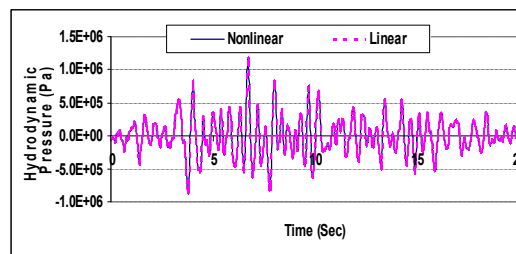
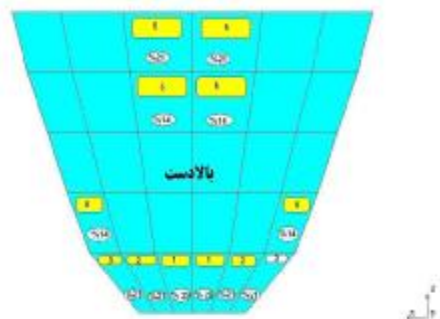


شکل ۲۳: توزیع المانهای پلاستیک در تحلیل با ANSYS.

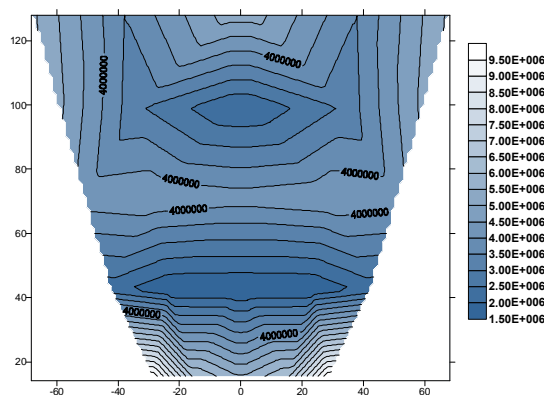
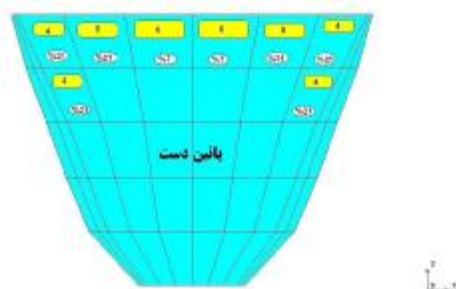


ب) سطح زلزله با $PGA=1g$

در این سطح بارگذاری، سد با مدل‌های موهر-کولمب و ویلیام-وارنکه تحلیل شده است. در اشکال (۲۴ و ۲۵) نتایج تاریخچه زمانی جا به جایی تاج سد در راستای رود برای این تحلیل‌ها ارائه شده است. در شکل (۲۶) تاریخچه زمانی فشارهای هیدرودینامیکی در کف مخزن در وجه بالادست سد ارائه شده است. در شکل (۲۹) پوش تنش‌های اصلی اول سد در وجه بالادست سد ارائه شده



شکل ۲۶: تاریخچه زمانی فشارهای هیدرو دینامیکی در کف مخزن در وجه بالادست سد.

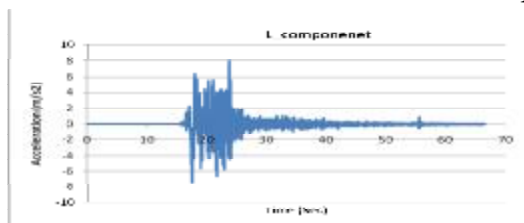


شکل ۲۹: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل ویلیام-وارنکه.

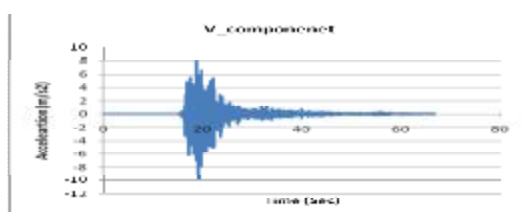
شکل ۲۷: پوش تنش‌های اصلی اول سد در وجه بالادست سد (تحلیل خطی).

ج) تحلیل با رکورد زلزله میدان نزدیک (زلزله بم)

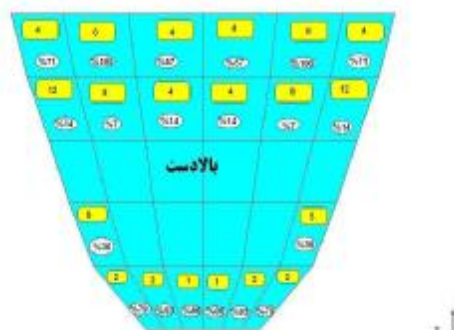
در این بخش تحلیل با رکورد میدان نزدیک زلزله بم (اشکال ۳۰ و ۳۱) ارائه شده است. در اشکال (۳۲) و (۳۳) نتایج تغییر مکان‌های تاج سد و توزیع نقاط پلاستیک سد ارائه شده است. تحلیل‌ها با گام زمانی ۰/۰۰۵ ثانیه انجام شده است. بر خلاف تحلیل‌ها با رکورد زلزله تفت، در این حالت پلاستیسیته شدید رخ داده در سد، منجر به تغییر شکل‌های دائمی پلاستیک ۱۰ سانتیمتری در تاج سد (شکل ۳۲) شد. با این وجود سد هنوز پایداری خود را حفظ کرده است.



شکل ۳۰: مؤلفه افقی رکورد زلزله بم.



شکل ۳۱: مؤلفه قائم رکورد زلزله بم.



شکل ۲۸: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل موهر-کولمب.

• با در نظر گرفتن معیارهایی همچون تطابق نتایج با نتایج آزمایشگاهی بتن، تطابق با ویژگی‌های سطح تسلیم واقعی بتن و محدوده کاربرد مدل پنج عاملی ویلیام-وارنکه به عنوان مدل منتخب در تحلیل غیرخطی الاستو-پلاستیک سدهای بتنی قوسی انتخاب شد.

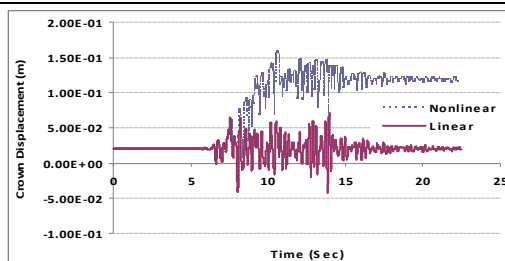
• مدل بالا به همراه مدل‌های موهر-کولمب و دراگر-پراگر در یک برنامه المان محدود غیرخطی به کار رفتند. الگوریتم محاسبه تنش با روش صریح و اصلاح تنش‌ها به روش برگشت شعاعی به سطح تنش از ویژگی‌های مدل پیشنهادی است. الگوریتم پیشنهادی محاسبات تنش، دارای مزیت همسازی با الزام‌های تحلیل‌های رفتار غیرخطی هندسی هستند.

• نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی روی سد ماروپوینت نشان می‌دهد، مدل‌های رفتاری مرسوم همانند موهر-کولمب و دراگر-پراگر برای مدلسازی رفتار واقعی سدهای بتنی تناسب کمتری دارند.

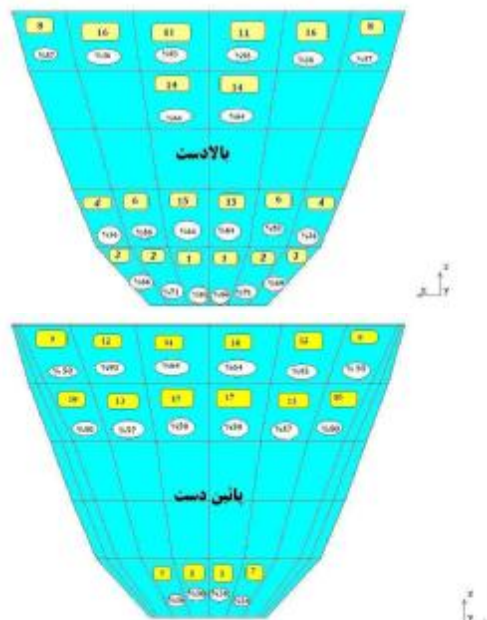
• برای مدلسازی سدهای بتنی با مدل‌های پلاستیسیته تأکید می‌شود از مدل‌های رفتاری خاص بتن همچون ویلیام وارنکه استفاده شود.

• ویژگی مهم این معیارها غیرخطی بودن پوش گسیختگی در فضای نامتغیرهای تنش و تطابق با سطوح شکست واقعی و نتایج آزمایشگاهی بتن است.

• مدل‌های خاص بتن همانند مدل ویلیام-وارنکه توانایی پیش‌بینی صحیح نقاط تسلیم سازه بخصوص در موقعیت‌های شکست کششی را دارد.



شکل ۳۲: تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج سد در تحلیل با مدل ویلیام-وارنکه (رکوردر زلزله بم).



شکل ۳۳: توزیع پلاستیسیته در تحلیل با مدل ویلیام-وارنکه (رکوردر زلزله بم).

خلاصه و نتیجه‌گیری

- در این مقاله مدلسازی الاستو-پلاستیک سدهای بتنی قوسی با احتساب اندرکنش آب و سازه ارائه شد.

مراجع

- 1 - Moradloo, J. (1996). *Nonlinear dynamic Analysis of arch concrete dam considering large displacement effects*, PhD Thesis, Tarbiat Modares University.
- 2 - Lotfi, L. (1996). "Comparison of discrete crack and elastoplastic model in nonlinear dynamic analysis of arch dams." *Dam Engineering*, Vol. VII, Issue 1.
- 3 - NRC, (1990). "Earthquake engineering for concrete dams: Design, performance, and research needs." *National Research Council*.
- 4 - Pekau, O.A., Chuhan, Z. and Lingmin, F. (1991). "Seismic fracture of concrete gravity dams", *Earthquake Engineering*, *Structural Dynamics*, Vol. 20, PP. 335-354.
- 5 - Feng, L. M. and Pekau, O. A. (1996). "Cracking analysis of arch dams by 3D boundary element method." *Journal Of Structural Engineering*, Vol.1 22, No. 6.
- 6 - Al-Eidi, B. and Hall, J. F. (1989). "Non-linear earthquake response of concrete gravity dam, Part 1 : Modeling." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, PP. 837-851.

- 7 - Al-Eidi, B. and Hall, J. F. (1989). "Non-linear earthquake response of concrete gravity dam, Part 2 : Behavior." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, PP. 85-865.
- 8 - Mao, M. and Taylor, C.A. (1997). "Nonlinear seismic cracking analysis of medium height concrete gravity dams." *Computers, Structures*, Vol. 64, No.5/6, PP.1197-1204.
- 9 - Gunglun, W., Pekau, O.A., Chuhan, Z. and Shaumin, W. (2000). "Seismic fracture analysis of concrete gravity dams based on nonlinear fracture mechanics." *Engineering Fracture Mechanics* Vol. 65, PP. 67-87.
- 10 - Espandar, R. and Lotfi, V. (2003). "Comparison of non-orthogonal smeared crack and plasticity models for dynamic analysis of concrete arch dams." *Computers & Structures*, Vol. 81, Issue 14, PP. 1461-1474.
- 11 - Ghrib, F. and Tinawi, R. (1994). "An application of damage mechanics for seismic analysis of concrete gravity dams." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, PP.157-173.
- 12 - Tinawi, R. and Ghrib, F. (1994). "An anisotropic damage model for the response of concrete gravity dams." *Dam Fracture and Damage*, Bourdarot, Mazars, Sauma (eds) Balkema.
- 13 - Olivier, J. and Cevera, M. (1995). "Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, PP. 1225-1245.
- 14 - Faria, R., Oliver, J. and Cevera, M. (1998). "A strain-based plastic viscose damage model for massive concrete structures." *International Journal of Solids Structures*, Vol. 35, No.14, PP.1533-1558.
- 15 - Lee, J. and Fenves, G. (1998). "A plastic- damage concrete model for earthquake analysis of dams." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, PP. 937-965.
- 16 - Mirzabozorg, G. (2004). "Damage mechanics approach in seismic analysis of concrete gravity dams including dam-reservoir interaction." *European Earthquake Engineering*, Vol. 3.
- 17 - Chen, W. F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*.
- 18 - Belytschko, T., Liu, W. K. And Moran, B. (2000). *Nonlinear finite elements for continua and structures*, John Wiley, Sons.
- 19 - Zienkiewicz, O. C. (2000). *The Finite Element Method, Solid Mechanics*.
- 20 - Malvar, L.J. and Fourny, M. E. (2000). "A three dimensional application of the smeared crack approach." *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, No. 1/2/3, PP. 251-260.
- 21 - Owen, D. R. J. and Hinton, E. (1980). *Finite Element in Plasticity: Theory and Practice*. Prindge Press Limited Swansea, U.K.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Objective Stress
- 2 - Staggered Method
- 3 - Fixed Smeared Crack Model
- 4 - Added Mass
- 5 - Damage Mechanics
- 6 - Associative flow rule