

بررسی و تحلیل علل ترک خوردگی سدهای خاکی (مطالعه موردی سد محمودآباد زنجان)

حسن رحیمی^۱ - حجت احمدی^{۲*}

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۰۵/۲۲

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۴/۰۶/۱۱

چکیده

ترک خوردگی سدهای خاکی بعنوان یکی از عوامل اساسی تهدیدکننده پایداری سدهای خاکی محسوب می شوند. در این تحقیق با مدلسازی رفتار یک سد خاکی و اعمال شرایط بوجود آمده در شرایط وقوع زلزله، با استفاده از روشهای تعادل حدی و روش اجزاء محدود، علت بوجود آمدن ترک در سد خاکی بررسی شد. برای این منظور سد خاکی محمود آباد واقع در استان زنجان به ارتفاع ۱۹ متر که در زلزله سال ۱۳۸۱ آوج در محدوده تاج سد دچار ترک خوردگی طولی گردیده بود مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج این بررسی نشان داد که علت وقوع ترک در این سد وجود لایه های نازک سست ماسه ای در پی سد بود که در زمان زلزله بعلت وقوع پدیده روانگرایی موجب لغزش یا تغییر شکل بدنه شده بود. برای اصلاح تغییر شکلهای ایجاد شده سه راه کار مختلف ارائه شد که از بین روشهای پیشنهادی اصلاح ترکها با تزریق دوغاب سیمان بعنوان راهکار پیشنهادی بکار رفت. پس از ۸ سال از زمان اجرای روش اصلاحی پیشنهادی، گزارشی در خصوص اختلال کارکرد و بهره برداری سد منتشر نشده و موفقیت روش مذکور مورد تایید قرار گرفته است.

واژه های کلیدی: اجزای محدود، ترک طولی، زلزله، سد خاکی، لغزش شیب

مقدمه

پایین دست یک زمین لغزش خیلی عظیم رخ داد خود سد دچار آسیب جدی نشد (۱۰) با این وجود بر اساس توصیه های سازمان مهندسی ارتش امریکا (۱۴) وقوع زلزله بعنوان یکی از حالات بحرانی در تحلیل پایداری سدهای خاکی ذکر شده است. تحلیل و بررسی اثرات زلزله در رفتار سدهای خاکی به روشهای مختلف شبه استاتیکی و یا دینامیکی انجام می شود. نکته مهمی که باید در تحلیل نیروهای وارده بر اثر زلزله در نظر گرفته شود، تغییر رفتار و خصوصیات مکانیکی مصالح خاکی است (۸). سدهای خاکی به سبب قرارگیری بر روی بسترهای آبرفتی و مصالح دانه ای که معمولاً اشباع نیز می باشند، ممکن است در قسمت پی در معرض وقوع پدیده روانگرایی قرار گیرند. روانگرایی ماسه های اشباع در حین زلزله عامل ایجاد خسارات زیادی به ساختمانها، سدهای خاکی و سازه های حائل خاک بوده است (۳ و ۸). دو مثال خوب از این رخداد زلزله ۱۶ ژوئن ۱۹۶۴ میلادی در نیگاتای ژاپن و آلاسکا می باشد (۸ و ۹). تانی و ناکاشیما (۱۳) با بررسی تعداد ۲۳۱۹ سد خاکی کوچک و بزرگ آسیب دیده از زلزله طی سالهای ۱۹۲۷ تا ۱۹۹۷ نشان دادند که اکثر این سازه ها در اثر پدیده روانگرایی مصالح پی دچار آسیب شده اند. آثار زلزله بر روی این سازه های به صورت ترکهای طولی در امتداد تاج و در هر دو بخش پایین دست و بالادست سد مشاهده شده بود. چاراتانگون و همکاران (۴) با شبیه

ناپوستگی و یکپارچه نبودن مصالح بکار رفته در ساخت سدهای خاکی باعث می شود که این سازه قادر به تحمل نیروهای خمشی و کششی نبوده و کلیه نیروها از طریق وزن بدنه سد و با کمک مقاومت برشی مصالح تحمل شود. با این وجود این سازه بعنوان یک ساختمان مقاوم در برابر زلزله شناخته شده است و حتی بسیاری از محققان و کارشناسان به این باور غلط رسیده اند که سد خاکی سازه ای کاملاً مقاوم در برابر زلزله می باشد در حالیکه گزارشهای متعددی مبنی بر خسارت دیدن سدهای خاکی بر اثر زلزله منتشر شده است (۱ و ۲). بررسی سدهایی که به دفعات پس از بازسازی دچار آسیب شده اند نشان داده که نقش یک عامل واحد در ناپایداری سازه مهمترین دلیل آسیبها می باشد (۵). سد هبگن واقع در مونتانا شمالی آمریکا ۴۴ سال بعد از ساخت در سال ۱۹۵۹ دچار زلزله ای با بزرگی ۷/۶ در مقیاس ریشتر گردید و با اینکه حدود ۳ متر نشست پیدا کرد و در دره

۱- استاد گروه مهندسی آبیاری و آبادانی، پردیس کشاورزی و منابع طبیعی کرج، دانشگاه تهران

۲- استادیار گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه ارومیه

*- نویسنده مسئول: (Email:h.ahmadi@urmia.ac.ir)

نکته مهم در خصوص تعیین مقدار کرنش پلاستیک و به تبع آن تعیین کرنش نهایی این است که مسیر تنش در المان از فضای الاستیک عبور کند. سطح خارجی این فضا که سطح تسلیم نامیده می شود بصورت ریاضی توسط تابع تسلیم $f(\sigma) = 0$ تعریف میگردد و تا زمانی که تنشهای ایجاد شده در المانی از خاک در طول بارگذاری در سطح تسلیم قرار بگیرد کرنشهای پلاستیک غیر قابل برگشت ایجاد می شوند بطوریکه نمو تابع تسلیم نسبت به تنش به شکل زیر قابل بیان است:

$$\delta f = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma} \delta \sigma = 0 \quad (5)$$

در رابطه فوق T ترانسپوز بردار مربوطه است. به این ترتیب با قرار دادن رابطه ۴ در رابطه ۵، ضریب μ به صورت زیر قابل تعیین خواهد بود:

$$\mu = \frac{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D \delta \varepsilon}{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \quad (6)$$

ماتریس سختی مرکب از رفتار الاستیک و پلاستیک خاک (D^{ep}) به شکل زیر می باشد:

$$\delta \sigma = \left[D - \frac{D \frac{\partial g \partial f^T}{\partial \sigma \partial \sigma} D \delta \varepsilon}{\frac{\partial f^T}{\partial \sigma} D \frac{\partial g}{\partial \sigma}} \right] \delta \varepsilon = D^{ep} \delta \varepsilon \quad (7)$$

در ادامه با حل عددی معادله فوق تغییر شکل‌های الاستوپلاستیک ایجاد شده در محیط خاک قابل تعیین خواهند بود. به منظور حل معادله (۷) لازم است که توابع تسلیم $f(\sigma)$ و پتانسیل پلاستیک $g(\sigma)$ مشخص شود که هر یک از این توابع با انتخاب مدل رفتاری گسیختگی مناسب برای خاک قابل تعریف است. با انتخاب مدل رفتاری موهر - کولمب هر یک از توابع فوق به شکل زیر تعریف می گردند.

$$f(\sigma) = f(p', q) = q - Mp' \quad (8)$$

$$g(\sigma) = g(p', q) = q - M^* p' + k \quad (9)$$

که در این روابط p و q فضای تنشهای اصلی، k سرعت موج برشی و M و M^* به ترتیب پارامترهای ثابت وابسته به زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع خاک است که به ترتیب بصورت زیر تعیین میگردند:

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (10)$$

$$M^* = \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi} \quad (11)$$

که در آن ϕ و ψ به ترتیب زاویه اصطکاک داخلی و زاویه اتساع خاک می باشند که با استفاده از رابطه بولتن بر اساس مقدار زاویه اصطکاک داخلی خاک قابل تعیین است:

$$\psi = \phi - 35 \quad (12)$$

برای خاکهایی با زاویه اصطکاک داخلی کمتر از 35 درجه مقدار زاویه اتساع برابر صفر لحاظ می گردد. بدین ترتیب با انتخاب مدل موهر کولمب بعنوان مدل رفتاری و معیار گسیختگی برای خاک، معادله رفتار

سازی زلزله سال ۲۰۱۱ تاهاکو در ساحل اقیانوس اطلس، با آنالیز معکوس آسیب دیدگی سد خاکی فوجیما را مورد بررسی قرار داد. با اعمال سناریوهای مختلف از عوامل احتمالی آسیب دیدگی سد و مدلسازی دینامیکی رفتار آن، در نهایت مقایسه نتایج با مشاهدات، علت اصلی شکستگی سد شتاب بزرگ زلزله و فشار آب منفذی اضافی ایجاد شده در زیر بدنه بالادست سد عنوان شد. مینگ شی و همکاران (۱۰) با مطالعه آزمایشگاهی به کمک یک میز لرزه بزرگ، آثار زلزله سال ۲۰۰۸ ونشووان به بزرگی ۸ ریشتر را بر روی ۲۵۷ سد آسیب دیده مورد بررسی قرار دادند و وجود لایه های ماسه ای کوارتزی در پی سدها را عامل اصلی ترک خوردگی ها گزارش کردند. طبق تحقیقات ایشان بیشترین آسیبها بصورت ترک خوردگی در تاج و روی بالادست سدها بود.

در این تحقیق با بررسی شرایط وقوع ترک خوردگی و ارائه روابط مناسب جهت بررسی چنین پدیده ای، دلیل ترک خوردگی سد خاکی محمود آباد زنجان با استفاده از مدل‌های کامپیوتری مبتنی بر روشهای تعادل حدی و اجزای محدود مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است و پس از ارائه دلایل آسیب دیدگی، روش علاج بخشی پیشنهادی ارائه شده است.

مواد و روش ها

معادلات اساسی

یکی از مدل‌های مناسب در مهندسی ژئوتکنیک جهت ارزیابی مسائل مربوط به رفتار خاک، مدل رفتاری الاستوپلاستیک می باشد که در این مدل کرنش کلی ایجاد شده در هر جزء (المان) از خاک به دو بخش کرنشهای الاستیک و پلاستیک به شکل زیر تفکیک می گردد:

$$= \delta \varepsilon^e + \delta \varepsilon^p \quad (1)$$

که در رابطه فوق ε^p و ε^e به ترتیب کرنشهای پلاستیک و الاستیک ایجاد شده می باشد. که کرنشهای الاستیک ایجاد شده برابر خواهد بود با

$$\delta \sigma = D \delta \varepsilon^e \quad (2)$$

که در آن تغییرات تنش و D ماتریس سختی الاستیک می باشد. برای تعیین کرنشهای پلاستیک ایجاد شده بر اثر تغییرات تنش در المان نیاز به ارائه تابع پتانسیل پلاستیک $g(\sigma)$ می باشد که با انتخاب تابع مناسب کرنشهای پلاستیک به شکل زیر قابل تعیین خواهد بود:

$$\delta \varepsilon^p = \mu \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (3)$$

در رابطه فوق μ یک ضریب از نوع اسکالر می باشد. با قرار دادن روابط ۳ و ۲ در رابطه ۱، معادله زیر حاصل می گردد:

$$= D \delta \varepsilon - \mu \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (4)$$

تنش- کرنش خاک به شکل زیر حاصل می‌شود:

$$\delta\sigma = \left[\begin{pmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{pmatrix} - \frac{1}{KMM^*+3G} \begin{pmatrix} MM^*K^2 & -3M^*GK \\ -3MGK & 9G^2 \end{pmatrix} \right] \delta\varepsilon \quad (13)$$

K و G به ترتیب مدول حجمی و مدول برشی خاک می‌باشند که خود وابسته به نسبت پواسون و مدول الاستیسیته خاک هستند. بدین ترتیب به روش اجزاء محدود و با انتخاب المانها و توابع شکل مناسب می‌توان معادله ۱۳ را در حالت کرنش مسطح حل نمود. با حل معادله فوق امکان تعیین نقاطی از هندسه مدل که در معرض گسیختگی و یا ترکهای کششی هستند فراهم می‌شود. در گره‌هایی از المانهای مستعد چنین شرایطی، مقادیر تنش ایجاد شده منفی بوده و اصطلاحاً چنین نقاطی در حالت کشش قرار می‌گیرند و بدین ترتیب می‌توان با حل این معادله نقاط یا سطوحی که احتمال ترک در آنها وجود دارد را مشخص کرد بدون اینکه گسیختگی و یا شکست هندسه مدل از روند حل عددی جلوگیری کند. بدین ترتیب ترک خوردگی سد خاکی و یا مناطق مستعد به ترک خوردگی با لحاظ معادله ۱۳ قابل بررسی است.

مطالعه موردی (سد خاکی محمودآباد)

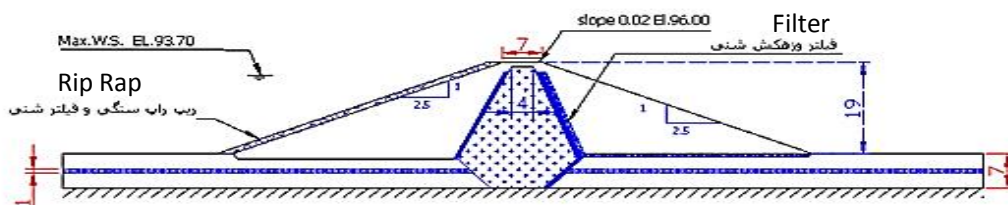
این سد در محدوده فعالیت سازمان جهاد کشاورزی استان زنجان، با هدف ذخیره سازی و تامین آب کشاورزی روستای محمودآباد زنجان از طریق ذخیره سیلاب رودخانه شور احداث گردیده است. سد محمود آباد با حجم مخزن ۲ میلیون متر مکعب در فاصله ۶ کیلومتری جنوب روستای محمودآباد از توابع شهرستان خدابنده قرار دارد. سد مزبور از نوع ناحیه بندی شده با هسته رسی به ارتفاع ۱۹ متر از بستر رودخانه، طول تاج ۱۹۵ متر، عرض تاج ۷ متر و شیب شیروانی‌های بالادست و پایین دست با نسبت ۱: ۲/۵ (در جهت قائم و ۲/۵ در جهت افقی) طراحی و اجرا شده است. عرض هسته در تاج ۴ متر و در پی ۲۱ متر می‌باشد که با خاکبرداری‌های صورت گرفته در پی تا رسیدن به لایه سخت گسترش داده شده است (شکل ۱).

در بالادست هسته رسی یک لایه فیلتر شنی به ضخامت ۶۰ سانتیمتر به منظور جلوگیری از شسته شدن مصالح هسته در هنگام پایین افتادن ناگهانی سطح آب و در بخش پایین دست آن یک لایه زهکش افقی و به ضخامت ۶۰ سانتیمتر به همراه زهکش و فیلتر

دودکشی به ضخامت ۱/۵ متر (۶۰ سانتیمتر زهکش و ۹۰ سانتیمتر فیلتر) برای جلوگیری از شسته شدن مصالح هسته و تخلیه آب نشتی در نظر گرفته شده است. عملیات اجرایی این سد در بهمن ماه سال ۱۳۷۸ با انحراف آب رودخانه شور و گود برداری محل پی سد آغاز و خاکریزی بدنه سد در مرداد ماه سال ۱۳۷۹ شروع و پس از دو فصل کاری عملیات خاکی در مهر ماه سال ۱۳۸۰ خاتمه یافت. آبیگری سد از پاییز سال ۱۳۷۹ آغاز شد اما دلیل کمی نزولات جوی، سطح آب دریاچه هیچگاه به تراز نرمال نرسیده و حداکثر تراز ثبت شده حدود ۱۲ متر از کف بوده است. تا ۲ سال بعد از کارکرد سد، هیچ گونه مشکلی در آن مشاهده نشد تا اینکه در تاریخ ۱۳۸۱/۴/۱۱ بدنال وقوع زلزله آوج یک سری ترکهای طولی در روی تاج سد و به موازات محور طولی آن مشاهده گردید. پس از این حادثه، با انجام خاک ریزی در روی شیب پایین دست تکیه گاه راست اقدام به افزایش ضخامت بدنه و تقویت خاکریز شد و ترکها تدریجاً با گذشت زمان و عبور وسایل نقلیه از روی تاج پر گردید اما پس از وقوع زلزله خرداد ماه سال ۱۳۸۳ در شمال کشور، مجدداً ترکها باز شدند. بر اساس گزارشهای موجود هیچگونه خروج آب نشتی از طریق زهکشها مشاهده نگردید.

مشخصات ژئوتکنیکی پی و بدنه

براساس بررسی‌های عمومی ژئوتکنیکی بستر رودخانه که تکیه‌گاه اصلی بدنه سد محسوب می‌گردد، از دو بخش رسوبات آبرفتی متشکل از شن و ماسه در قسمت فوقانی به ضخامت حدود ۵ متر و نهشته‌هایی در قسمت تحتانی با ضخامت نسبتاً زیاد تشکیل شده است (۱۱ و ۱۲). بررسی مقاطع ژئوتکنیکی و ژئوفیزیکی نشان داد که لایه موجود در سطح بستر رودخانه خود از یک لایه درشت دانه (متشکل از قلوه سنگ و شن) به ضخامت حدود ۳ تا ۴ متر در قسمت فوقانی و یک لایه ریزدانه‌تر متشکل از ماسه به ضخامت حدود ۱ تا ۲ متر در قسمت تحتانی تشکیل یافته است (۱۱ و ۱۲). براساس طراحی انجام یافته، لایه زیر هسته تماماً برداشته شده و هسته مستقیماً روی نهشته‌های زیرین قرار گرفته است در حالیکه در زیر پوسته صرفاً حدود ۰/۵ تا ۱ متر از مصالح سطحی برداشته شده و پوسته روی لایه درشت دانه استقرار یافته است.



شکل ۱- مقطع عرضی سد خاکی محمود آباد (ابعاد به متر می‌باشد)

Figure 1- The main cross section of Mahmoud-Abad earth dam (Dimensions in meter)

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح بدنه و بخشی از پی سد خاکی محمود آباد

Table 1- Soil parameters of the body and foundation materials of Mahmoud-Abad earth dam

مصالح سد Dam Material	پارامترهای مقاومت برشی Soil Strength						وزن واحد حجم Unit weight kN/m ³		پارامترهای رفتاری behavior parameters		
	UU		CU		CD		خشک	اشباع	مدول یانگ E(MPa)	نسبت پواسون μ	
	C (kg/cm ²)	ϕ	C (kg/cm ²)	ϕ	C (kg/cm ²)	ϕ					
هسته Core	0.2	9	0.4	24	0.5	28	18	18.5	60	0.3	
پوسته Shoulder	0	34	0	34	0	24	18	19	110	0.25	
پی درشت دانه Foundation (Coarse)	0	30	0.1	30	0.1	20	18	19.5	80	0.28	
پی ریزدانه Foundation (Fine)	0	20	0	20	0	20	18	18.5	80	0.28	

متر کاملاً مشهود بوده و آثار ادامه آن به سمت ساحل چپ نیز قابل ردیابی بود. عرض ترک حدود ۲ تا ۳ سانتی متر و عمق ظاهری آن در جهت قائم حدود ۲ متر برآورد شده است. این افتادگی لبه بالا دست تاج در مجاورت تکیه سمت راست در طول حدود ۳۰ تا ۵۰ متر و بمیزان حدود ۸ تا ۱۰ سانتی متر قابل مشاهده بود. این پایین افتادگی ناشی از حرکت یا لغزش شیب بالا دست بسمت مخزن اتفاق افتاده بود. به دلیل ناصاف بودن سطح سنگ چینی شده شیب بالادست، ردیابی آثار جابجایی یا لغزش توده خاک در شیب مذکور میسر نگردید. در شیب پایین دست هیچگونه آثار لغزش یا جابجایی مشاهده نشد. شکل ۲، تصویر ترکهای طولی روی تاج سد خاکی محمودآباد نشان می‌دهند.

مدلسازی رفتار سد

به منظور بررسی شرایط پایداری و تحلیل رفتار سد خاکی محمودآباد و تعیین علل بروز ترک طولی روی تاج، با استفاده از اطلاعات ژئوتکنیکی موجود و مشخصات سد و بهره‌گیری از دو نرم‌افزار XSLOPE و PLAXIS رفتار سد و شرایط پایداری آن مورد تحلیل قرار گرفت. نرم‌افزار XSLOPE پایداری سد را با روش تعادل محدود و نرم‌افزار PLAXIS رفتار تنش - تغییر شکل سد را با روش اجزاء محدود و با حل معادله ۱۳ مورد تحلیل قرار می‌دهد. در تحلیل پایداری سد با نرم افزار XSLOPE شرایط نشست پایدار بر اساس تراز سطح آب زمان وقوع زلزله لحاظ گردید و از روش مورگان اشترن و پرایس برای تعیین ضریب اطمینان پایداری با اعمال ۱۰۰۰ سطوح لغزش احتمالی استفاده شد. در مدلسازی با نرم افزار PLAXIS با استفاده از مدل رفتاری موهر- کولمب به صورت کرنش صفحه‌ای انجام شد. رفتار مصالح در تمام بخشهای سد، به غیر از لایه نازک ماسه ای زیر پی زهکشی شده انتخاب شد.

بررسی دانه‌بندی و نتایج آزمایش‌های انجام گرفته نشان می‌دهد که مصالح قسمت فوقانی (درشت‌دانه) در گروه GP، GM و GW یا ترکیبی از آنها در سیستم یونیفاید قرار داشته در حالیکه این مصالح در قسمت تحتانی (ریزدانه) متشکل از ماسه در گروه‌های SM، SP و SW می‌باشد. مشخصات ژئوتکنیکی مصالح درشت‌دانه و ریزدانه مورد به همراه مشخصات بخشی از مصالح پی در جدول ۱ ارائه شده است.

عملیات اجرایی

سد محمود آباد در عرض یک سال و با روش خاک کوبی ساخته شده و در حین اجرا تغییرات مختصری در نقشه‌های اجرایی ایجاد گردید. از جمله این تغییرات حذف کف بند بتنی زیر هسته و سکوی ۴ متری در روی سطح شیبدار بالادست است بگونه‌ای که این سطح، با حذف سکوی خاکی با همان شیب ۱ : ۲/۵ تا رسیدن به پی ادامه یافت. بعلاوه بدلیل شرایط نامناسب تکیه گاه سمت راست، محور سد در مجاورت این تکیه گاه در حدود ۳۰ درجه بسمت بالا دست انحراف یافته است. علاوه بر این به علت مشکلات اجرایی، در رابطه با کنترل تراکم مصالح خاک کوبی شده سخت‌گیری زیادی بعمل نیامده، بگونه‌ای که در خاک کوبی هسته و پوسته تراکم نسبی تا حدود ۹۰ یا ۹۱ درصد نیز پذیرفته شده است در حالیکه بر اساس مبانی طراحی، مصالح هسته و پوسته می‌بایست حداقل تا ۹۵ درصد دانسیته ماکزیمم براساس آزمایش تراکم پراکتور متراکم شوند (۸). بر اساس ارقام مندرج در برگه‌های کنترل عملیات خاکی، تراکم قسمت فیلتر و زهکش در موارد متعددی کمتر از محدوده تعیین شده (۸۵ درصد) بوده و در مواردی تا ۵۵-۶۰ درصد نیز رسیده است.

پس از وقوع زلزله سال ۱۳۸۳ یک ردیف ترک طولی به موازات تاج سد و بفاصله ۲/۵ متری از لبه شیب بالادست در بخشهایی از بدنه سد مشاهده شد. این ترک در نزدیکی ساحل راست در طول ۸ تا ۱۰



شکل ۲- ترک طولی روی تاج سد

Figure 2- Longitudinal crack on the crest of dam

که سد برای شرایط زلزله از ضریب اطمینان پایداری کافی برخوردار نبوده است. در شکل ۴ مقادیر تغییر شکل‌های حاصله در کل بدنه سد بر حسب میلی‌متر و به صورت منحنی‌های هم تغییر شکل نشان داده شده و حداکثر مقدار تغییر شکل برابر ۸۱ میلی‌متر در لبه بالادست تاج سد رو به مخزن می‌باشد که این امر با مشاهدات صحرایی کاملاً مطابقت دارد. در شکل ۵ شبکه مش تغییر شکل یافته پس از وقوع زلزله نشان داده شده و همانطور که مشخص است بیشترین جابجایی در حوالی لبه بالادست تاج رخ داده است. لازم به ذکر است جهت مشاهده بهتر تغییر شکل‌ها مقیاس تغییر شکل‌ها ۲۰ برابر بزرگتر شده تا در آن چگونگی جابجایی‌ها کاملاً مشهود باشد.

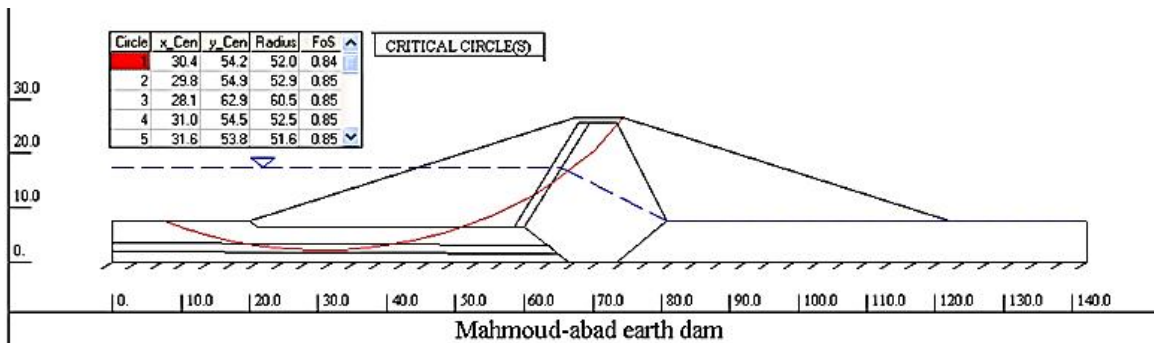
در شکل ۶ جهت عمومی و مقدار حرکت مصالح در قسمت‌های مختلف بدنه سد مشخص گردیده است. همانطور که مشاهده می‌شود در بخش‌های نزدیک به پاشنه سد و در مخزن تغییر شکل‌ها به صورت بالازدگی می‌باشد ولی به دلیل قرارگیری در زیر سطح آب امکان بررسی فیزیکی میسر نبود.

در شکل ۷ محل وقوع تنش‌های کششی و حالت خمیری نشان داده شده است. در این شکل نقاط سفید در لبه بالادست تاج، محل وقوع کشش و نشانگر پتانسیل ترک خوردگی می‌باشد. بر اساس این شکل بیشترین نقاط تحت کشش در نزدیکی لبه بالادست تاج قرار دارند که تا عمق حدود ۲ متر ادامه یافته و این امر کاملاً با مشاهدات صحرایی انطباق دارد و بروز ترک کششی ناشی از لغزش در حوالی لبه بالادست تاج سد را توجیه می‌نماید.

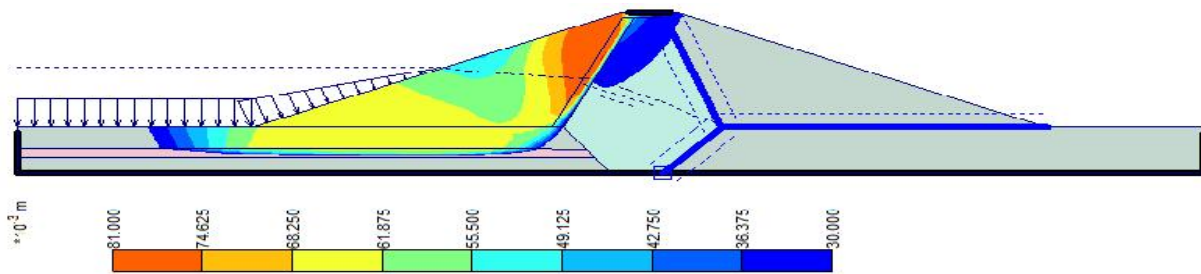
با توجه به شتاب زلزله طرح و زلزله آوج به ترتیب برابر $0.2g$ و $0.16g$ و تراکم نسبی پایین لایه ماسه ای زیرین، طبق نمودار سید و ادریس (۳) این لایه در ناحیه روانگرایی قرار داشته بنابراین با توجه به شرایط وقوع پدیده روانگرایی حالت زهکشی نشده برای این لایه اعمال گردید. جهت تعیین تغییر شکل‌ها، درجه آزادی هندسه سد در پی صفر در نظر گرفته شد و شرایط مرزی در پایین هندسه ثابت و در مرزهای سمت راست و چپ از نوع غلطکی با درجه آزادی در جهت قائم انتخاب گردید. ضریب شتاب زلزله در تحلیل‌ها بر اساس اطلاعات موجود از زلزله آوج $0.16g$ انتخاب شد.

نتایج و بحث

نتیجه حاصل از تحلیل پایداری سد محمود آباد بر اساس ضریب زلزله طرح و تراز سطح آب حداکثر ثبت شده در مخزن در حالت نشت دائم با استفاده از مدل XSLOPE و بر اساس روش مورگان اشترن و پرایس در شکل ۳ نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، سد مذکور نسبت به وقوع زلزله طرح حساس بوده و ضریب اطمینان پایداری آن در این حالت کمتر از ۱ می‌باشد که نشان از ناپایداری آن در زمان وقوع زلزله دارد. شکل ۳، موقعیت وقوع دایره لغزش و عبور آن از لایه ماسه‌ای افقی در زیر قشر آبرفتی پی در شیب بالادست را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود در این حالت با اعمال ضریب زلزله $0.16g$ ، ضریب اطمینان پایداری در حدود 0.84 به دست آمده است. در واقع این بخش از نتایج نشان می‌دهد



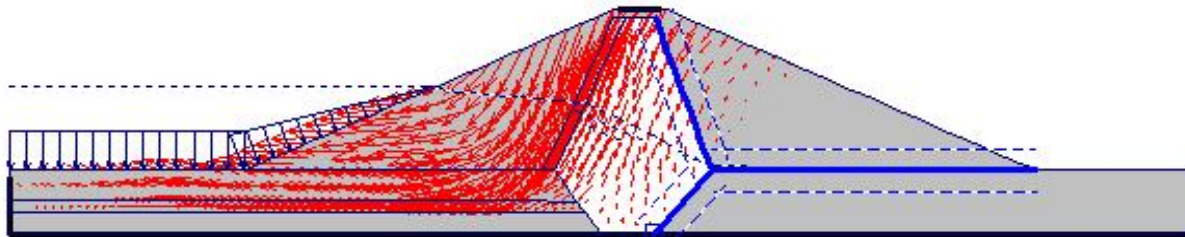
شکل ۳- دایره لغزش بحرانی در هنگام وقوع زلزله، فرض شده شیب پایین دست کاملاً خشک است (مقادیر محورها به متر است)
Figure 3- The critical slip surface during earthquake, The down shoulder be assumed as dry (Dimensions in meter)



شکل ۴- سطوح هم تغییر شکل محاسبه شده در بدنه بالادست
Figure 4- Displacement regions on the upper shoulder of dam



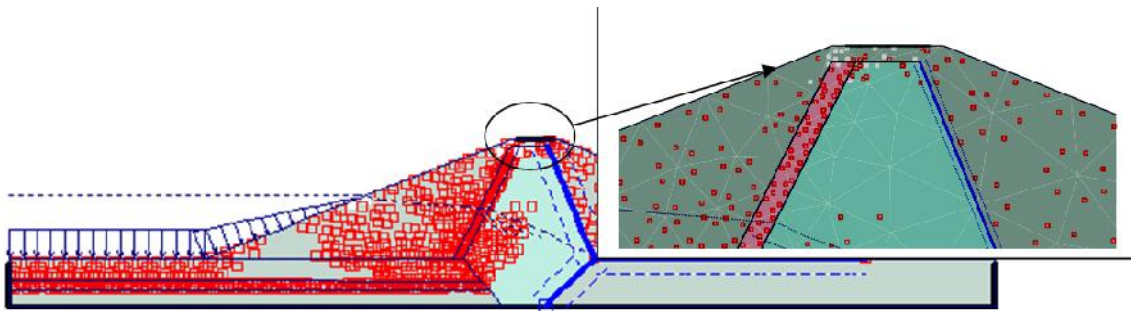
شکل ۵- تغییر شکلهای ایجاد شده در بدنه سد پس از وقوع زلزله
Figure 5- Developed deformations on the dam body after earthquake



شکل ۶- جهت جابجایی و تغییر بوجود آمده پس از زلزله
Figure 6- Direction of displacement on deformed regions after earthquake

هنگام وقوع زلزله و بر اثر روانگرا شدن لایه‌های ماسه‌ای نسبتاً سست با طبقه‌بندی SW-SP-SM در زیر بدنه سد می‌باشد.

بدین ترتیب با توجه به تحلیل انجام شده، علت اصلی وقوع ترک در لبه بالادست تاج سد مرتبط با ایجاد لغزش شیب بالادست در



شکل ۷- محل بروز ترکهای کنششی، نقاط سفید رنگ نشانگر مناطق بروز تنشهای کنششی و مستعد گسیختگی می باشد
Figure 7- Locations of developed tension cracks (the white points indicate the location or ready to cracks)

بدیهی است که این گزینه نسبت به گزینه شماره ۱ دارای قابلیت اجرایی بیشتر بوده و هزینه آن نیز به مراتب کمتر است.

گزینه ۳- در این گزینه که براساس تحمل وضع موجود می باشد، هزینه خاصی به پروژه تحمیل نخواهد شد و در آن سعی می شود ضمن پر کردن و ترمیم ترکهای ایجاد شده با تزریق دوغاب سیمان، با انجام عملیات پایش رفتار بدنه سد و تغییر شکل های احتمالی آن طی زمان بطور مداوم ثبت گردیده و چنانچه مقدار این تغییر شکلها بیشتر از حد مورد انتظار باشد، تمهیدات چاره جویی بعدی اتخاذ گردد. در شرایط موجود بنظر می رسد که پایداری سد عموماً در شرایط وقوع زلزله مورد مخاطره بوده و در شرایط عادی مشکل خاصی در این رابطه وجود نداشته نباشد. معذالک چون تا سال ۱۳۸۴ به علت عدم نصب پنج مارک و سایر سیستم های ابزاربندی، رفتار سد مورد پایش قرار نگرفته بود، توصیه شد با نصب چند نقطه نشانه در روی تاج، بدنه و تکیه گاهها، و کنترل مختصات آنها این نقیصه برطرف گردد. در این رابطه پیشنهاد نصب حداقل دو پنج مارک روی قسمت های ثابت و غیر قابل حرکت تکیه گاههای چپ و راست، ۵ نقطه روی تاج سد در لبه بالادست، ۳ نقطه روی تاج در لبه پایین دست، ۶ نقطه روی شیب پایین دست (در دو ردیف) و ترجیحاً ۳ نقطه در روی شیب بالادست (در تراز نرمال آب) صورت گرفت. توصیه گردید که قرائت این نقاط به صورت دوره ای و هر ماه یکبار انجام شود و در صورت وقوع زلزله جدید یا مشاهده تغییرات قابل ملاحظه، ثبت داده ها برای یک هفته به صورت روزانه انجام گیرد. چنانچه طی این اندازه گیری ها تغییر شکل های قابل ملاحظه و مداوم مشاهده شود بلافاصله باید طبق نظر مشاور طرح سطح آب در مخزن پایین برده شده و تمهیدات چاره جویانه (گزینه های ۱ یا ۲) مورد اجرا قرار گیرد.

بر اساس گزارشهای دریافتی طی سالهای ۱۳۸۴ تا سال ۱۳۹۳، تغییرات قابل ملاحظه ای در بدنه سد مورد مطالعه مشاهده نشده است و سازه از نظر پایداری، در تعادل به نظر می رسد. علت پایداری

بر اساس بررسی اوراق نتایج آزمایشهای تراکم صحرائی مصالح، کیفیت تراکم خاک در قسمتهای پوسته و هسته نسبتاً رضایت بخش بوده و تنها در قسمت فیلترها بدلیل مشکلات اجرایی تراکم های نسبتاً کم حدود ۶۰ تا ۸۰ درصد پذیرفته شده است. بنابراین در تحلیلها فرض گردیده مصالح بدنه سد و لایه آبرفت درشت دانه در زیر پوسته دارای مشخصات فنی پیش بینی شده در گزارش طراحی می باشند و تنها نقطه ضعف امکان وقوع پدیده روانگرایی در لایه ماسه ای زیر پوسته و کاهش مقاومت برشی بر اثر این پدیده می باشد که نتایج بدست آمده از مدل کامپیوتری نیز موید آنست. بدین ترتیب علت وقوع ترک در سد محمودآباد وجود لایه های سست ماسه ای در پی سد بوده که در شرایط وقوع زلزله موجب ناپایداری شیب بالادست به علت اشباع بودن ماسه گردیده است. در چنین شرایطی برای رفع مشکلات حاصله انجام یکی از روشهای زیر با هدف کنترل حرکات بعدی بدنه سد و کاهش خطر لغزش توصیه شد:

گزینه ۱- تخلیه مخزن، برداشتن کلیه مصالح پوسته بالادست و مصالح آبرفتی کف پی در زیر پوسته بالادست تا رسیدن به لایه مقاوم پی و خاک کوبی مجدد این قسمت از بدنه با شرایط تراکمی توصیه شده در طرح بدیهی است که این روش مؤثرترین گزینه و در عین حال پرهزینه ترین روش محسوب گردیده و ممکن است به لحاظ اقتصادی قابل توجیه نباشد.

گزینه ۲- در این روش سعی می شود تا بدون انجام عملیات تخریبی، شیب بالادست ملایم تر شود. بدین منظور باید ابتدا مخزن سد تخلیه گردد و سپس یک سکوی خاکی (برم) با ارتفاع ۵ تا ۷ متر و با شیب ۳:۱ در روی پوسته بالادست اجرا شود. محاسبات پایداری انجام شده در حالت وقوع زلزله طراحی با ضریب شتاب ۰/۲ نشان داد که در این حالت ضریب اطمینان پایداری بدنه بالادست ۱/۲۸ می باشد. پس از اصلاح شیب بالادست لازم است ترکهای ایجاد شده روی تاج سد با استفاده از دوغاب خاک رس یا دوغاب سیمان پر شده و سطح تاج مجدداً طبق مشخصات طراحی اولیه ترمیم گردد.

بررسی رفتار سد محمود آباد با مدل کامپیوتری، با توجه به دو زلزله رخ داده در منطقه احداث طی سالهای ۱۳۸۱ و ۱۳۸۴، و مقایسه نتایج حاصل از مدلسازی و با تغییر شکلهای رخ داده در سازه نشان داد که وجود لایه‌ی ماسه ای در پی سازه و عدم لحاظ آن در طراحی این سازه مهمترین عامل ناپایداری آن بوده که در زمان وقوع زلزله به دلیل ایجاد پدیده روانگرایی و در نتیجه کاهش پارامترهای مقاومت برشی این لایه، سد دچار آسیب شده است.

از بین روشهای اصلاحی پیشنهاد شده، روش پایش سازه بدون اعمال عملیات ترمیمی پر هزینه انتخاب شد که در واقع این روش کم هزینه ترین روش بود. زیرا در شرایط استاتیکی به نظر نمی‌رسید که پایداری شیب‌های بدنه سد خاکی محمودآباد مورد مخاطره باشد و لذا چنانچه صرف هزینه‌های تعمیر و بازسازی برای این سد قابل توجیه نباشد توصیه شد تا ضمن انجام عملیات ترمیمی مقدماتی، با این شرایط مدارا شود و در عین حال با انجام عملیات پایش رفتار سد تحت نظر قرار گیرد که بر اساس گزارشهای موجود، پس از گذشت بیش از سال اعمال روش پیشنهادی موفق بوده است.

استاتیکی و ثبات سازه ممکن است به عدم وقوع زلزله‌ای با بزرگی قابل ملاحظه در منطقه پس از زلزله سال ۱۳۸۴ باشد. لازم به ذکر است که این سازه در حد فاصل زلزله اول و دوم (سال ۱۳۸۱ تا ۱۳۸۴) نیز متعادل به نظر می‌رسید. البته این امکان وجود دارد که بدنه بالادست پس از لغزش صورت گرفته در سال ۱۳۸۴ به تعادل کامل رسیده باشد، هر چند به دلیل تغییر شکل کم ایجاد شده در بدنه طی زلزله مذکور، این احتمال ضعیف می‌باشد ولی انتظار می‌رود بر اثر زلزله های رخ داده تراکم نسبی لایه ماسه ای افزایش یافته و پتانسیل روانگرایی در آن کاهش پیدا کرده باشد. با این حال هنوز این احتمال وجود دارد که با وقوع زلزله ای هر چند کوچکتر از زلزله طرح پایداری سازه با تهدید جدی روبه رو شود.

نتیجه گیری

براساس مجموعه مشاهدات و تحلیل‌های بعمل آمده در رابطه با شرایط پایداری و مشکلات سد محمودآباد موارد زیر قابل نتیجه گیری و توصیه می‌باشند:

منابع

- 1- Ambresys N. 1960. On Seismic behavior of earth dams. Proceeding 2nd world conferences on earthquake. Vol. 1, Tokyo. Japan.
- 2- Ambresys N. 1962. The Seismic Stability Analysis of earth dams. Proceeding 2nd Symposium on earthquake Engineering. University of Roorkee, India.
- 3- Braja M. Das. Fundamentals of Geotechnical Engineering. Chris Carson. United State.
- 4- Charatpangoon B., Kiyono J., Furukawa A., and Hansapinyo C. 2014. Dynamic analysis of earth dam damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. Soil Dynamucs and earthquake Engineering. 64. 50-62.
- 5- Corominas J., and Moya J. 2008. A review of assessing landslides frequency for hazard zoning purposes. Geology Engineering. 102 (3-4): 193-213.
- 6- Ishihara K. 1985. Stability of natural deposits during earthquakes. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1: 321-376.
- 7- Ming Shi Z., Wang Y-Q., Peng M., Chen J-F., and Yuna J. 2014. Characteristics of the landslide dams induced by the 2008 Wenchuan earthquake and dynamic behavior analysis using large-scale shaking table tests. Engineering Geology. Corrected proof. Doi: 10.1016/j.enggeo. 2014.10.1009.
- 8- Rahimi H. 2003. Embankment Dams. University of Tehran. IRAN (In Persian)
- 9- Seed H. and Bolton Wilson D. S. 1967. Turnagain Heights Landslide. Reprinted from Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Turnagain Heights Landslide, Anchorage, Alaska.
- 10- Sherard j. I. 1967. Earthquake consideration in earth dam design. Jr. Soil Mech. & Fund. Division. ASCE, Vol. 93, No. SM4.
- 11- Soil and Water Service Company. 1998. Second Phase of Study about Mahmoud Abad Earth dam. Technical Report. Volume I. Agricultural Agency. Zanjan Province. (in Persian)
- 12- Soil and Water Service Company. 1998. Second Phase of Study about Mahmoud Abad Earth dam. Technical Report. Volume II. Agricultural Agency. Zanjan Province. (In Persian)
- 13- Tian S. and Nakashima M. 1999. Earthquake damage to earth dams in Japan-maximum epicentral distance to cause damage as a function of magnitude. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 18: 593-602.
- 14- U.S. Army Corps of Engineers. 1986. Earth & Rock-Fill Dams General Design & Construction Considerations. U.S. Army Corps of Engineers

Investigation on the Causes of Cracking in Earth Dams (Case study: Mahmood-Abad Earth Dam)

H. Rahimi¹- H. Ahmadi^{2*}

Received: 13-08-2013

Accepted: 02-09-2015

Introduction: Cracking of earth dams is a one of the main threat causes of stability of embankment dams. In this research by modeling of the behavior of an embankment dam and employing conditions of the earthquake, the reasons of cracking were inspected using by modeling of earth dam behavior. Based on the literature, one of the main causes of dam failures is sliding and cracking of the dam structure during earthquake. Localized liquefaction of foundation soils was one of the causes of the observed post-earthquake distress within these dams.

Material and Methods: In order to study the causes and the results of crack on earth dams, Mahmoodabad earthen dam with a height of 19 m, is located in Zanjan province, northwest of Iran, which suffered a longitudinal crack on the crest and slight sliding of the upstream slope due to 2001 Avaj earthquake was studied. This dam has faced earthquake two times with an interval of two years. During the first earthquake with the magnitude about 6.6 in Richter scale small longitudinal cracks had created on the crest. The developed cracks had been repaired by injecting the cement and then has been hidden by passing the time. After the second earthquake with the magnitude about 6.5 in Richter scale the hidden cracks had been appeared again and the slight movement of the upper slopes of dam reported. Based on the site investigation and documented information about dam, including maps and parameter data, the behavior of the dam has modeled by using Plaxis as a finite element model. In order to check the accuracy of the design of dam, the stability analysis has been conducted using by Xslope as a limit equilibrium model. The foundation conditions and the Geotechnical properties of the layer beneath the dam has been inspected by open excavation.

Results and Discussion: Underground investigation about Geotechnical properties of dam foundation has showed that there is a thin sandy layer confined in alluvium material of the river base beneath the dam structure. In fact, this layer has not been considered in the analysis as well in design. Because of fully saturated condition of this layer in an operation period of dam it might subjected to liquefaction during the happening of the earthquake. Evaluation of liquefaction potential of this layer based on Seed and Idriss (1971) diagram showed probability of this phenomenon. To prove this hypothesis, the stability analysis had been conducted in two different conditions by including the thin sandy layer and without considering the mentioned layer. The analysis showed in the case of absence of sandy layer the required safety factor was satisfied, but including the sandy layer leads cause the safety factor dropped to 0.84 that means accruing of liquefaction in the thin layer would lead to structural instability of the studied dam. The simulation of the behavior of dam by employing the accrued earthquake acceleration confirmed the liquefaction has been accrued in the thin sandy layer. The results of finite element simulation showed the depth of the cracks on the crest is about 2 meters and also the upstream slope has slipped about 81 mm to the reservoir of the dam. These results was consistent with the observed values. To overcome the next risks, also to repair the damaged parts of the dam, 3 different methods had been proposed. The curing technics was deploying of the reservoir and removing of the damage part of the dam and as well the thin sandy layer and reconstructed that part of dam, Deploying of reservoir of the dam and adjusting the slope of the upper shoulder to stable condition and at least repairing the developed cracks by injecting cement slurry and tolerate the current condition without imposition any additional costs to the project. The third method has been selected, but for any probable risky condition monitoring of the dam has been advised.

Conclusion: Based on the overall results of the investigations, it was concluded that cracking and sliding of upstream shell is mainly due to the presence of a loose, fine sandy layer under the base of the dam which was liquefied during the earthquakes. In order to overcome the problem, one of the three offered solutions, including modification of cracks by injecting cement slurry, was applied and after roughly 9 years, the provided reports confirmed the adequacy of the applied solution.

1- Professor, Department of Irrigation and Reclamation, Pardiss of Faculty and Natural Resources University of Tehran, Tehran,
2- Assistant Professor, Department of Water Engineering, Faculty of Agriculture, Urmia University, Urmia, Iran
(*- Corresponding Author Email: h.ahmadi@urmia.ac.ir)

Keywords: Earth Dam, Earthquake, Finite Element, Longitudinal Cracking, Slope Stability