

مطالعه‌ی موردی: ایمنی سد در طول ساخت، درس‌هایی از سازه‌های انحراف روگذری در سد Aguamilpa

H. Marengo, M. ASCE

مترجم: ریحانه مقدس جعفری - کارشناس ارشد سازه‌های هیدرولیکی دانشگاه صنعتی شریف



که هر دو از دبی بیشینه‌ی طراحی سازه‌های انحراف تجاوز کرده و باعث روگذری کامل از فرازبند شدند. این حادثه، به دلیل پیشرفت قابل ملاحظه در ساخت سد که مانع از فروریختن کامل فرازبند شد، فاجعه‌بار نبود. (با جهت‌دهی مشاهدات این دو حادثه، امکان تمرکز بر ظرفیت اضافی سازه‌های انحراف در طول ساخت به وجود آمد).

سازماندهی این مقاله به این صورت است که: در ابتدا توصیفی از ایمنی سد در طول ساخت شامل طراحی اولیه‌ی سازه‌های انحراف، رخداد حوادث سال ۱۹۹۲ و تأثیرات آنها ارائه می‌شود. سپس تحلیل خطر روگذری در طول ساخت انجام می‌شود. درسهای اصلی آموخته شده از روگذری Aguamilpa و کاربردهای آنها برای پروژه‌های جدید به عنوان نتیجه‌گیری مطرح می‌شوند.

پیش‌زمینه

تحلیل خطر سدها از اهمیت زیادی مخصوصاً در استرالیا، کانادا، هلند، جنوب آفریقا، آمریکا (انرژی آبی و سدها^۴؛ ۱۹۹۷؛ ۱۹۹۸؛ hoeg؛ کمیته‌ی ملی سدهای بزرگ استرالیا؛ ۱۹۹۷؛ Salmon؛ Fell و همکاران و ۱۹۹۵؛ Vrijling و همکاران؛ ۱۹۹۶؛ Oosthuizen و همکاران ۱۹۸۹؛ ۱۹۹۸؛ Bureau of Reclamation؛ Bowles و همکاران ۱۹۹۷) و اخیراً کمیته‌ی جهانی سدها (۲۰۰۰) برخوردار است.

از آنجایی که اطلاعات آماری به دست آمده از وقایع تاریخی منبع ضعیفی برای تحلیل خطر می‌باشد،

خلاصه: مطالعه‌ای روی تحلیل ریسک روگذری سازه‌های انحراف آب سد Aguamilpa در مکزیک برای بررسی دقیق حادثه‌ی روگذری ژانویه‌ی ۱۹۹۲ انجام شد. این تحقیق به ویژه بر ارتفاع آب بالادست در طول سیل با در نظر گرفتن عرض و زبری واقعی دبی تونل^۱ متمرکز شده است. هنگام وقوع این دبی بیشینه، آب از روی فرازبند عبور کرده، آب عبوری از تونل‌های تخلیه جریان از حداکثر ظرفیت هیدرولیکی آنها فراتر رفت. تحلیل ریسک با در نظر گرفتن اطلاعات هیدرولوژیکی (آب شناختی) اولیه (تا سال ۱۹۹۲) و شرایط ایجاد شده‌ی نهایی انجام شد تا تابع عملکردی^۲ که ریسک تحلیل جبری^۳ اولیه را با تحلیل احتمالی انجام شده در سال ۱۹۹۲ مقایسه می‌کند، ایجاد شود. به علاوه، این مطالعه روی پیشرفت‌های عملی در مرحله ساخت تونل‌ها مانند پوشش‌دار کردن کف با بتن هیدرولیکی و بتن‌پاشی در سقف و دیوارها متمرکز می‌شود. این کار ایمنی سدها در طول ساخت را بهبود بخشیده و دوره‌ی برگشت واقعی را نیز افزایش می‌دهد. به دلیل شرایط جریان بزرگ مقیاس منحصر به فردی که در سازه‌های انحراف سدها ثبت می‌شوند، این تحقیق به صورت مطالعه‌ی موردی ارائه می‌شود.

کلمات کلیدی: روگذری موج، مدیریت خطر، گزارش‌های موردی، سدها، مکزیک.

مقدمه

در سال ۱۹۹۲، دو سیلاب غیرعادی در سد Aguamilpa در مکزیک هنگام ساخت رخ دادند،

روش‌های جدید برای ایجاد پایگاه‌های داده مانند عملکرد ملی گزارش برنامه‌ی سدهای مارتین مک‌کان^۵ (NPD)(McCann ۱۹۹۷) تخمین‌های بسیار معتبرتری را ایجاد می‌کند.

بررسی رفتار و شکست سازه‌های موقتی در طول ساخت

از ۱۰۷ شکست فاجعه بار سد، ۶۱ مورد توسط روگذری و ۱۳ مورد از آن ۶۱ مورد در طول ساخت رخ داد. (silveria ۱۹۹۰) بازنگری اقدامات لازم برای انحراف رودخانه (Fahlbusch ۱۹۹۹a) برای ۹۰ سد آشکار ساخت که در بیشتر موارد سطوح ایمنی سازه‌های انحراف احتمالاً تنها بخش بسیار کوچکی از سطوح ایمنی سازه کامل بوده است. یک استثنای مهم (Fahlbusch ۱۹۹۹a) به سد Mangla مربوط می‌شود که در آن سازه‌ی انحراف برای دوره‌ی برگشت ۱۰۰۰ ساله طراحی شده بود.

بر اساس پروژه‌هایی که دارای سیلاب «طراحی شده» به عنوان یک ریسک محاسبه شده در نقشه‌ی ساخت می‌باشند، (به‌عنوان مثال، Mangla، Kariba، Cahora Bassa، Ramganda، Itaipu، Ord، Akosombo و New Bullards Bar) مطالعه نشان داد که برای سازه‌های انحراف سدهای خاکی و سنگریزه‌ای، دوره‌ی بازگشت سیلاب متوسط ۳۰ سال است، درحالی که این مقدار برای سدهای بتنی ۲۰ سال می‌باشد. با توجه به بررسی‌های قبلی، این دوره‌های بازگشت کافی نمی‌باشند.

این دیدگاه توسط این نظر که دوره‌ی بازگشت لازم برای تضمین سطوح ایمنی ثابت^۶ در سازه‌های انحراف می‌بایست تقریباً ۱۰ برابر مقادیر موجود باشد، تأیید می‌شود.

بر این اساس، با دوره‌ی بحرانی ساخت معمول از دو تا چهار سال، به منظور تضمین سطوح ایمنی ثابت در طول تمام دوران بهره‌برداری سد، سازه‌های انحراف می‌بایست برای دوره‌ی بازگشت ۲۰۰ تا ۸۰۰ ساله طراحی شوند.

تنها ۵ مورد از ۹۰ پروژه‌ی بررسی‌شده (Fahlbusch ۱۹۹۹b)، سازه‌های انحرافی با ظرفیت‌های طراحی در این حدود داشتند.

این که چرا به چنین موضوع بحرانی کم توجهی می‌شود، در حال بررسی می‌باشد. مهمترین عوامل

کم توجهی به ایمنی سد در طول ساخت عبارتند از:
 ۱- مسئله به طور سنتی و با احتساب خساراتی که تنها احتمال دارد در حین ساخت در پایین دست سد رخ دهد، تحلیل شده است؛ بدون اینکه به خسارات وارده به خود سازه‌ها و کاهش سود ناشی از تأخیر در شروع تولید نیرو توجه شود.

۲- مسئله بدون توجه به پیامدهای آن، جزء مسئولیت‌های پیمانکار به حساب می‌آید.

۳- عقیده‌ای غیرمنطقی وجود دارد که بر اساس آن احتمال وقوع یک سیلاب بزرگ در مدت زمان کوتاه دوره‌ی ساخت وجود ندارد.

این تفکرات به طور کلی برخلاف مدارک هیدرولوژیکی موجود می‌باشد. بسیاری از سیلاب‌های مخرب در طول ساخت سدهای بزرگی مانند، Kariba، Oros، Aldedavillaa، Akosombo، Cahora Bassa، Tarbela و اکنون Aguamilpa رخ داده‌اند. درس اصلی سد Aguamilpa این بود که تحلیل ریسک باید متأثر از خصوصیات خاص هر سد باشد. دلیل شکست و پیامدهای آن نتیجه‌ای نیست که به آسانی قابل پیش بینی باشد.

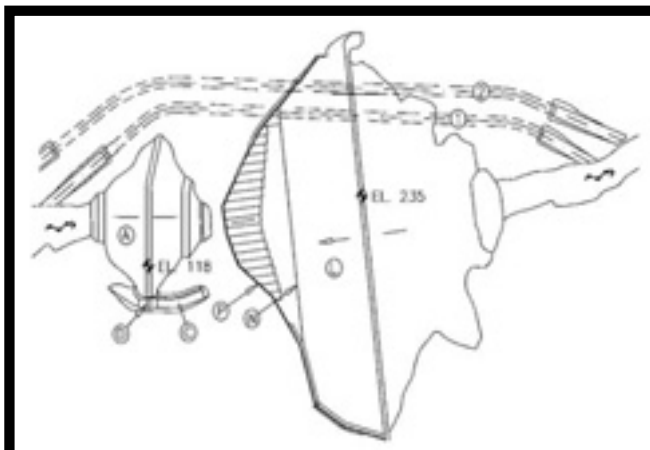
به دلیل این عدم قطعیت بالا، تحلیل خطر پاسخ مناسبی است. این روشی متوالی و به لحاظ مفهومی موجز است که دیدگاهی مرحله‌ای در هر مرحله از پروژه به ما می‌دهد.

سد Aguamilpa: سازه‌های انحراف

پروژه‌ی برقایی Aguamilpa در سال ۱۹۹۴ کامل شد. ارتفاع خاکریز ۱۸۷ متر است و ۱۴ میلیون مترمکعب سنگریزه دارد. تا ژوئن ۲۰۰۵ این سد بلندترین سد سنگریزه‌ای دارای روکش بتنی بوده که در جهان مورد بهره‌برداری قرار گرفته است. همچنین نیروگاه برقایی زیرزمینی با ۳ واحد توربین و ظرفیت ۳۲۰ MW برای هر کدام را داراست که در کل ظرفیت تولید نیروی آن ۹۶۰ MW است. نرخ تولید متوسط سالانه ۲۱۳۱ GW.h می‌باشد. این سد دارای یک سازه‌ی سرریز تاجی کنترل شده می‌باشد که برای دبی بیشینه‌ی $179.09 \text{ m}^3/\text{s}$ با دوره‌ی بازگشت ۱۰۰۰۰ ساله طراحی شده است. سازه‌های انحراف با کاربرد معیاری جبری^۷ برای دبی بیشینه‌ی $67.0 \text{ m}^3/\text{s}$ (حداکثر دبی تاریخی در ۵۰ سال قبل از سال ۱۹۸۷) که مربوط به دوره‌ی بازگشت ۵۰

بخشیدن به ساخت سد، حجم کلی اولیه‌ای که قرار بود ریخته شود، به یک میلیون مترمکعب محدود شد. به منظور کاهش خطر خرابی فرازبند در سیلابی بیش از سیلاب طراحی، یک کانال در تراز ۱۰۸ متر بالای سطح دریا و در تکیه‌گاه راست حفاری و با درپوش فیوژی^۱ به ارتفاع ۱۰ متر پر شد. (شکل ۱) رفتار تونل هیدرولیکی می‌تواند با موقتی در نظر گرفتن

ساله می‌شود، طراحی شدند. این سازه‌ها از دو تونل که مقطع عرضی دروازه‌ای^۲ با اندازه‌های ۱۶×۱۶ متر برای هر کدام و طول ۷۸۳ متر برای تونل اول و ۸۹۴ متر برای تونل دوم دارند، تشکیل شده‌اند. فرازبند به صورت یک سازه ی سنگی-خاکی به ارتفاع ۵۵ متر و طول تاج ۲۸۰ متر در ۱۱۸ متر بالای ارتفاع متوسط سطح دریا ساخته شد. برای سرعت



شکل (۱) سازه‌های انحراف سد Aguamilpa

(اطلاعات گرفته شده از CFE در سال ۱۹۹۴)

| | | | |
|---|------------------------------|----|-------------------|
| ۱ | تونل انحراف شماره ی ۱ | D | آب بند گداختنی |
| ۲ | تونل انحراف شماره ی ۲ | N* | سطح مصالح ۲ |
| A | بالادست فرازبند | P* | خط p (plinth) |
| C | کانال گداختنی (fusible dike) | L* | دال‌های بتنی رویه |
| | | * | ۱۸ ژانویه، ۱۹۹۲ |

سازه‌های انحراف محاسبه شود.

طراحی هیدرولیکی آنها مستلزم ایجاد یک معادله ی انرژی مدار^۱ بین ورودی و خروجی تونل‌های انحراف است و می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$E_E = 1.015D_i - \frac{0.20}{A_i} \sqrt{\frac{D_i}{g}} Q_i + \frac{Q_i^2}{A_i^2 2g} \left[\left(1 + \frac{2gn^2 L_i}{R_h^{4/3}} + K_{c1} + K_{c2} + K_e + K_{con} + K_{ran} \right) \right] + E_p \quad (1)$$

که E_E ارتفاع از سطح دریا بر حسب متر (Masl)، D_i (m) قطر معادل، A_i مساحت (m^2) هر مقطع عرضی؛ Q_i دبی تحلیل شده (m^3/s) در هر تونل؛ L طول هر امتداد تونل (m)؛ n ضریب اصطکاک مانینگ؛ R_h شعاع هیدرولیکی (m)؛ K_{c1} ، K_{c2} ، K_e ، K_{con} و K_{ran} ضرایب بدون بعد افت بارهای محلی و E_p ارتفاع خروجی

تحتانی تونل‌ها در محل احداث را می‌دهد.

با فرض:

$$\lambda_i = \frac{0.20}{A_i} \sqrt{\frac{D_i}{g}} \quad (2)$$

و

(3)

$$\psi_i = \frac{1}{A_i^2 2g} \left(1 + \frac{2gn^2 Li}{R_b^{4/3}} + K_{c1} + K_{c2} + K_c + K_{con} + K_{ram} \right)$$

رابطه ی زیر به دست می‌آید:

(4)

$$E_E = 1.015D_i - \lambda_i Q_i + \psi_i Q_i^2 + E_{pi}$$

با در نظر گرفتن اینکه $(t+1)$ معادله وجود دارد (که t تعداد تونل‌ها می‌باشد)، معادله ی ۴ باید در مورد تک تک تونل‌های تحلیل شده صدق کند.

برای تونل انحراف 16×16 m سد Agumilpa، با روش ذکر شده در بالا، معادله ی زیر مربوط به عملکرد هیدرولیکی سازه‌های انحراف که شامل روندیابی سیل می‌شود، به دست آمد:

$$E_E = Q_p^2 (0.000476b^{-2.40} + 0.7767n^2b^{-3.7337374}) + Q_p (-0.00185090b^{-0.70473034} + 0.0885n^2b^{-1.51117372}) + (2.16420499b^{0.99992585} + 0.0025n^2b^{0.71138999} + E_{pi}) \quad (5)$$

که b نصف عرض تونل (m) و E_{pi} ارتفاع از دال کف در خروجی هر تونل است.

وقوع سیل در طول ساخت

سیلابهای ۱۹۹۰ و ۱۹۹۱

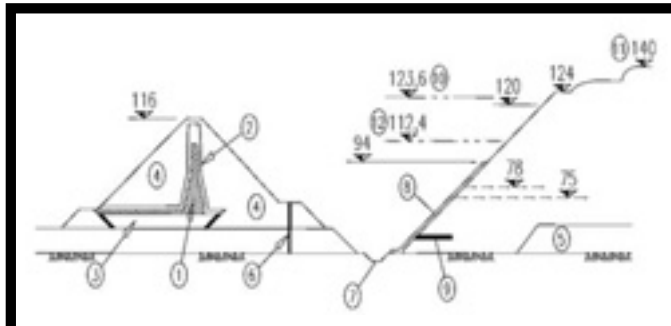
دو سیلاب (یکی در سال ۱۹۹۰ و دیگری در سال ۱۹۹۱) رخ دادند که بهسازی سنگ به وسیله ی مهارها و بتن‌پاشی در بخشهای مختلف تونل‌ها را ایجاب نمودند.

سیلابهای ژانویه ی ۱۹۹۲ و اثرات آنها

در ژانویه ی ۱۹۹۲ پدیده ی «ال‌نینو» باران‌های دائمی غیرطبیعی را در بخش‌های زیادی از حوضه ی آبریز رودخانه ی سانتیاگو ایجاد نمود.

وضعیت قبل از وقوع سیل

در ژانویه (CFE ۱۹۹۴) گزارش داده شد که



شکل (۲) فرازبند بالادست و شرایط خاکریز اصلی در طول سیلاب‌ها (اطلاعات گرفته شده از CFE ۱۹۹۴)

| | | | |
|---|-------------------|----|-----------------------------------|
| ۱ | رس | ۷ | چاه تلمبه‌زنی (pumping well) |
| ۲ | شن | ۸ | دال رویه ی بتنی |
| ۳ | ماسه با آهک | ۹ | زهکش‌های شنی |
| ۴ | سنگریز | ۱۰ | سطح پیشینیه ی رودخانه (سیلاب اول) |
| ۵ | مصالح آبرفتی | ۱۱ | سطح پیشینیه ی سد (ژانویه ۱۹۹۲) |
| ۶ | آب بندی (cut-off) | ۱۲ | سطح پیشینیه رودخانه (سیلاب دوم) |

بیکربندی در آن زمان مطابق شکل (۲) بوده است.

شرایط سد قبل از وقوع سیلاب به صورت زیر بود: دال‌های بتنی بین سطوح ۹۴ masl و ۱۲۰ masl قرار داده شده

و خاکریز اصلی (حجم تقریبی ۲/۵ میلیون مترمکعب) در ۵۰ دقیقه زیر آب رفت. ۱۴ ساعت بعد در طلوع ۱۹ ژانویه، ارتفاع آب به بیشینه ی ۱۲۳/۷ masl، درست پایین تر از سنگریز سد و بیش از ۵ متر بالاتر از تاج فرازبند، رسید.

سیلاب دوم

سیلاب مهم دوم در ۲۱ ژانویه و با دبی بیشینه ی $\frac{m^3}{s}$ ۷۷۰۰ رخ داد؛ که سطح آب را تا ۱۱۲/۴ masl افزایش داد.

سیلاب طراحی

با برداشت اطلاعات هیدرولوژیکی دبی بیشینه ی تاریخی ثبت شده در محل، برازش توزیع احتمالی با حداقل خطای درجه دوم ایجاد شد. نتایج دبی بیشینه ی مربوط به دوره‌های بازگشت مختلف همراه با نمونه ی به روز شده با در نظر گرفتن سیلاب‌های ۱۹۹۲ و بدون آنها در جدول (۱) نشان داده شده‌اند. مشاهده می‌شود که سیلاب طراحی تخمین زده شده با

و رویه ی سد با لایه‌ای آسفالتی محافظت شده بود. مقطع بین ۱۲۰ masl و ۱۲۴ masl نیز با صفحه‌ای پلاستیکی که قرار بود لایه‌ای آسفالتی روی آن قرار گیرد، پوشانده شده بود.

با وقوع ناگهانی دو سیلاب غیرعادی در طول دو هفته، حجم آب سطحی از اوج بیشینه‌ای^{۱۳} که در ۵۰ سال گذشته در این منطقه ثبت شده بود، فراتر رفت. آب از روی فرازبند ۵۵ متری گذشت و بین فرازبند و خاکریز اصلی سد محبوس شد. چنین شرایطی در طرح اولیه پیش‌بینی نشده بود و خسارات عمده‌ای را به رویه ی سد، که تنها بخشی از آن با تعداد کمی دال بتنی پوشانده شده بود، وارد کرد.

سیلاب اول

اولین سیلاب غیرعادی در ۱۸ ژانویه ی ۱۹۹۲ با دبی بیشینه ی $\frac{m^3}{s}$ ۹۳۳۹ رخ داد. به منظور جلوگیری از روگذری سازه و متعاقباً ریزش آن، آبرویی در تاج درپوش فیوز حفر شد. همانطور که انتظار می‌رفت، آب بند^{۱۴} به تدریج خراب شد و منطقه ی محصور بین فرازبند

| Tr ، دوره ی بازگشت (سال) | میزان جریان بدون سیلاب‌های ۱۹۹۲ $\frac{m^3}{s}$ | میزان جریان با سیلاب‌های ۱۹۹۲ $\frac{m^3}{s}$ |
|-----------------------------|---|---|
| 10 | 5,160 | 5,207 |
| 25 | 6,074 | 7,269 |
| 50 | 6,700 | 8,629 |
| 85 | 6,950 | 9,339 |
| 100 | 7,199 | 9,903 |
| 170 | 7,608 | 10,852 |

جدول (۱) میزان جریان بیشینه مربوط به دوره‌های بازگشت مختلف

سیلاب طراحی؛ و n دوره ی بازگشت طراحی است. برای سازه‌های موقت، مقدار n بسیار کوچک است. خطر محاسبه شده توسط معادله مقدار $R=0.396$ را برای $T_r=50$ سال و $n=2$ سال نشان می‌دهد.

تحلیل خطر روگذری سد

اعتمادپذیری^{۱۶}

اعتمادپذیری یک سیستم در طرح مهندسی عمران (Tang ۱۹۸۴) «به‌طور واقع‌گرایانه‌تر به شکل احتمال سنجیده می‌شود». هدف تحلیل اعتمادپذیری، تضمین

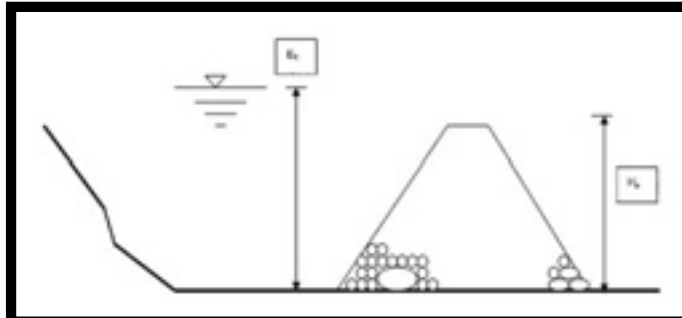
معیار جبری سازه‌های انحراف، $\frac{m^3}{s}$ ۶۷۰۰ و بر طبق داده‌های اصلی قبل از ۱۹۹۲ مربوط به دوره ی بازگشت ۵۰ ساله بود، ولی بر اساس اطلاعات اخیر، این دوره ی بازگشت ۲۳ ساله است.

احتمال خطر^{۱۵} سیستم به صورت زیر محاسبه می‌شود (USACE ۱۹۹۶):

(۶)

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

که R خطر روگذری؛ T_r دوره ی بازگشت پیشامد



شکل (۳) تابع عملکرد برای مورد روگذری سد یا فرازبند،
 $FU = H_p - E_E$ ، که H_p ارتفاع فرازبند بالادست (به عنوان مقدار ثابت)
 و E_E ارتفاع نهایی آب (اطلاعات گرفته شده از Marengo ۱۹۹۴)

در کاربرد خاص سازه های هیدرولیکی (سازه های انحراف و سرریزها) شاخص اعتمادپذیری β به صورت تابعی از احتمال (p) حاشیه ایمنی ($\beta = 1 - P(MS)$) بیان می شود و با فرض اینکه ظرفیت تخلیه ی سازه های انحراف سرریز کمیته جبری است، $P(MS)$ برابر با احتمال وقوع سیلاب، $X > Y$ ، می باشد.

تقریب ارائه شده در اینجا نشان می دهد که سیلابها به عنوان متغیرهای تصادفی نامنظم تخمین زده می شوند. ظرفیت تخلیه ی هیدرولیکی تونلها به ضریب زبری معادل واقعی مانینگ و ابعاد حفاری واقعی (عملی) تونل (عرض متوسط (b) مربوط می شود.

به دلیل کاربرد مواد منفجره که عرض های متفاوتی را ایجاد می کند و تغییرات زبری در ورودی های دارای بتن

پیشامد ($X > Y$)، که X ظرفیت تأمین^{۱۷} و Y ظرفیت نیاز (است) در دوران خدمت رسانی^{۱۸}، یا دوره ی خاصی از سیستم مهندسی است.

به طور سنتی، در یک مسئله ی موجودی-نیاز^{۱۹}، اطمینان به شکل ضریب ایمنی $FS = \frac{X}{Y}$ یا به صورت حاشیه ی ایمنی $MS = X - Y$ تعریف شده است که FS, MS, X و Y متغیرهای جبری ساده هستند.

اگر متغیرهای نیاز یا موجودی طبیعی تصادفی داشته باشند، FS و MS نیز تصادفی خواهند بود.

معمولاً زمانی که تحلیلی با متغیرهای تصادفی انجام می شود، نتایج به صورت شاخص اعتمادپذیری β بیان می گردد که احتمال تجاوز توان سیستم از میزان نیاز است.

| زبری (-) | | عرض (m) | |
|-------------|--------------|---------------|--------------|
| مقدار متوسط | انحراف معیار | مقدار متوسط b | انحراف معیار |
| 0.0315 | 0.00315 | 8.85 | 0.40 |

جدول (۲) پارامترهای عملکرد هیدرولیکی سازه های انحراف با لحاظ شرایط ساخت

در معادله ی (۷) ارائه می شود، که H_p ارتفاع فرازبند بالادست (به عنوان یک مقدار ثابت) و E_E ارتفاع نهایی آب است (شکل ۳).

$$FU = H_p - E_E \quad (۷)$$

بادر نظر گرفتن معادله ی (۵) می توان تابع عملکرد را به صورت زیر نوشت:

هیدرولیکی و در نواحی بتن پاشی شده، هر دو متغیر (ابعاد تونل و ضریب زبری) در مسیرهای کوتاه^{۲۰} مختلف تونل تغییر می کنند و می توانند تصادفی به حساب آیند.

تابع اعتمادپذیری

برای یک سد یا یک فرازبند (Marengo ۱۹۹۴)، تابع عملکرد FU که به شکل حاشیه ی ایمنی بیان شده،

(۸)

$$FU = H_p - Q_p^2(0.000476b^{-2.40} + 0.7767n^2b^{-3.737374}) - Q_p(-0.00185090b^{-0.70473034} + 0.0885n^2b^{-1.51117372}) - (2.16420499b^{0.99992585} + 0.0025n^2b^{0.71138999})$$

ملاحظات تحلیل

تحلیل روگذری سازه‌های انحراف بادر نظر گرفتن تاج اولیه‌ی فرازبند در ارتفاع ۱۱۸ masl (۱۵۵م ارتفاع)، مقدار ثابت نصف مقطع تونل $b=8/0$ م و ضریب زبری اولیه‌ی $n_f=0/036$ مانینگ انجام شد.

سنگ حفاری شده‌ی لخت در طول ۸۰۰ متر از تونل دست نخورده باقی ماند، درحالی‌که در ۱۵۰ متر از تونل بتن پاششی و بتن هیدرولیکی ریخته شد.

در نواحی‌ای که بهسازی^{۲۲} انجام شده بود، در حدود ۳۳۰ متر از هر تونل زبری معادل به مقدار n_{req} متوسط واقعی ۰/۰۳۱۵ کاهش یافت.

بر اساس گزارش اداره‌ی ساخت سایت (CFE ۱۹۹۴)، خاکبرداری اضافی متوسط تونل‌های انحراف ۱۷۰ cm (۰/۶۳٪) در

هر دو طرف خاکبرداری) و بنابراین ۸۵ cm برای هر طرف بود.

بادر نظر گرفتن این اطلاعات، شرایط عملکرد واقعی سازه‌های انحراف در جدول (۲) خلاصه شده است.

برای شروع روش لنگر آماری دوم در معادله‌ی (۸)، Q_p احتمال توزیع گامبل^{۲۳} مضاعف و b و n احتمال توزیع نرمال را دارند؛ و بنابراین عدم افزایش تعیین مقدار احتمال P_f برای H_p را بعد از به حساب آوردن تغییرپذیری n ، b و Q_p ، ممکن می‌سازد.

تحلیل اصلی با لحاظ موارد زیر انجام شد:

۱- تحلیل جبری که اطلاعات هیدرولوژیکی واقعی و اولیه را تا سال ۱۹۹۲ به کار برد.

۲- تحلیل احتمالی که شرایط زبری نهایی را با لحاظ حوادث ژانویه‌ی ۱۹۹۲ به کار برد. نتایج بیان شده در جدول ۳ مقادیر ارتفاع فرازبند، احتمال شکست، دوره‌ی بازگشت، احتمال خطر، شاخص اعتمادپذیری، ضریب زبری واقعی، عرض و دبی حداکثر محاسباتی را نشان می‌دهد.



| H (m) | Tr | R | n_{req} (-) | b (m) | Q_p (m ³ /s) |
|------------|----|---------|------------------|----------|------------------------------|
| 55 | 50 | 0.03960 | 0.0360 | 8.00 | 6,700 |
| 55 | 23 | 0.08507 | 0.036 | 8.00 | 6,700 |

جدول (۳) نتایج به دست آمده از تحلیل روگذری؛ تحلیل جبری با اطلاعات هیدرولوژیکی واقعی و اولیه.

محتمل‌ترین پارامترهای هیدرولیکی شکست

| H (m) | P_f (-) | Tr | R | β (-) | n_{req} (-) | b (m) | Q_p (m ³ /s) |
|------------|--------------|-----|---------|----------------|------------------|----------|------------------------------|
| 55 | 0.00612241 | 163 | 0.01222 | 2.50549 | 0.0325 | 8.696 | 8,747 |
| 60.7 | 0.0035738 | 280 | 0.00713 | 2.69065 | 0.0326 | 8.679 | 9,339 |

جدول (۴) تحلیل احتمالی با شرایط ساخت اولیه، حقیقی و نهایی - محتمل‌ترین پارامترهای هیدرولیکی شکست

و سقف^{۲۵} ریخته می‌شود، زبری معادل n_{req} به ۰/۰۲۵۲ کاهش می‌یابد؛ و

۴- تغییر ضریب زبری مانینگ وقتی که بتن هیدرولیکی در مقطع عرضی در کف و دیوارها ریخته می‌شود و بتن پاشی در سقف انجام می‌شود، رخ می‌دهد. در این شرایط، زبری معادل اصلی پروژه n_{req} به ۰/۰۲۰۴ کاهش می‌یابد.

لازم به ذکر است که عرض متوسط تونل پوشش دار

از دیدگاه ساخت، روش احتمالی با فرض یک سری ضرایب که کاربرد بسیار ساده‌ای دارند، منجر به اصلاح بعضی از متغیرها می‌شود. در این شرایط تحلیل شامل مورد زیر نیز می‌شود:

۳- تغییر ضریب زبری مانینگ زمانی که یک لایه بتن هیدرولیکی جهت تنظیم کف ریخته می‌شود. با پوشش^{۲۴} نهایی تونل، زبری معادل n_{req} به ۰/۰۲۹۲ کاهش می‌یابد. زمانی که بتن پاششی نیز در مقطع عرضی تونل (دیوارها

شده^{۲۶} در هر طرف به دلیل وجود پوشش به اندازه ی ۷/۵ cm کاهش می‌یابد.

نتایج تحلیل در جدول ۳ نشان داده شده‌اند.

نتایج به دست آمده

نتایج اصلی تحلیل روگذری به صورت زیر می‌باشد:

۱- با تحلیل جبری، احتمال خطر اولیه ی $R=0/0396$ ،

اکنون $R=0/08507$ با دوره ی بازگشت نهایی ۲۳ سال

می‌باشد. سیلاب‌های سال ۱۹۹۲ بسیار شدید بودند و

دوره ی بازگشت را از ۵۰ سال به ۲۳ سال کاهش دادند.

(۱۱۷/۳۹٪) با بررسی مرحله ی نهایی ساخت توسط

تحلیل احتمالی، دوره ی بازگشت واقعی سازه‌های

انحراف ۱۶۳ سال است. این رقم برای اهداف مقایسه‌ای

استفاده می‌شود.

دوره ی بازگشت نسبت به یک دوره ی بازگشت فرضی

۲۳ ساله که به سیلاب حداکثر $Q_p = 6700 - 8747 \frac{m^3}{s}$

مربوط می‌شود، $6/087$ برابر افزایش دارد که به دوره ی

بازگشت مرکب $(\frac{1}{0.0611241})^{28}$ مربوط می‌شود.

۲- شرایط نهایی رفتار مرکب ژانویه ی ۱۹۹۲

(ارتفاع ۱۲۳/۷۰ masl) به دبی، $Q_p = 9339 \frac{m^3}{s}$ زبری

واقعی $n_{req} = 0/0326$ و عرض متوسط $b=8/679m$

مربوط می‌شود که با دوره ی بازگشت پیوسته ی^{۲۹}

$(\frac{1}{0.035738})$ ۲۸۰ ساله متناسب می‌شوند. دوره ی

بازگشت مربوط به این پیشامد نهایی $T_r=280$ سال بود؛

که نسبت به دوره ی بازگشت نهایی سازه‌های انحراف

(۲۸۰-۱۶۳ سال) $71/78\%$ افزایش یافت و 46% بزرگتر

از تحلیل اولیه ی جبری (۲۸۰-۵۰ سال) بود. این به

معنای آن است که تحت شرایط اولیه ی سازه‌های

انحراف و با وقوع دبی، ساخت فرازبند بالادست $60/7$

متری برای رسیدن به ارتفاع ۱۲۳/۷۰ masl لازم بوده

است؛ برای این کار می‌بایست $1/5$ میلیون مترمکعب

مصالح پرکننده به جای ۱ میلیون مترمکعبی که در ابتدا

در فرازبند بالادست ریخته شده بود، ریخته شود. شکی

نیست که این تصمیم حداقل یک سال تأخیر در راه‌اندازی

پروژه و در نتیجه کاهش تولیدی برابر $2131GW.h$ در

سال اول که معادل مبلغ تقریبی ۸۳ میلیون دلار ایالات

متحده است را علاوه بر تأخیری یک ساله در برنامه ی

ساخت که در فرآیند مناقصه ی اولیه تنظیم شده بود،

برای CFE ایجاد می‌نمود.

۳- زمانی که زبری تنها با بتن هیدرولیکی در کف

اصلاح می‌شود، زبری معادل تونل $n_{req} = 0/0292$

بوده؛ دبی بیشینه ی شکست از $8747 \frac{m^3}{s}$ به $8946 \frac{m^3}{s}$

افزایش یافته و دوره ی بازگشت مرکب از ۱۶۳ سال

$(\frac{1}{0.0611241})$ به ۱۹۴ سال $(\frac{1}{0.051668})$ افزایش می‌یابد.

به علاوه، وقتی بتن پاششی در مقطع عرضی تونل

(دیوارها و سقف) ریخته می‌شود، زبری معادل اولیه ی پروژه

به $n_{req} = 0/0257$ کاهش می‌یابد و عرض $b=8/584$

متر است، میزان^{۳۰} دبی از $8747 \frac{m^3}{s}$ به $9579 \frac{m^3}{s}$ تغییر

می‌کند، یعنی دوره ی بازگشت از ۱۶۳ سال $(\frac{1}{0.061241})$

به ۳۳۳ سال $(\frac{1}{0.030047})$ می‌رسد.

سرانجام وقتی زبری با بتن هیدرولیکی در کف و

دیوارها، و بتن پاششی در سقف اصلاح می‌شود؛ زبری

معادل تونل $n_{req} = 0/0204$ می‌باشد، دبی بیشینه ی

شکست از $8747 \frac{m^3}{s}$ به $9944 \frac{m^3}{s}$ افزایش می‌یابد

و دروه ی بازگشت مرکب از ۱۶۳ سال $(\frac{1}{0.061241})$ به

۴۲۶ سال $(\frac{1}{0.0234591})$ افزایش می‌یابد.

کاربرد برای پروژه‌های اجرایی^{۳۱}

در مورد سازه‌های انحراف سدهای بزرگ، کاربرد

بهسازی‌های بتن پاششی برای هر تونل برای کل مقطع

عرضی به شدت توصیه می‌شود. این اقدام مؤثر^{۳۲} ساده

ضریب زبری کلی سازه‌های انحراف را به طور قابل

توجهی کاهش می‌دهد.

نتایج به دست آمده در این تحلیل برای پروژه‌های

جدید به کار رفت؛ در مورد سد El Cajon (روی

رود Santiago)، در Nayarit State بالادست

سد Aguilera و در La Parota (روی رود

Papagayo)، در ایالت Guerrero، معلوم شد که

| H (m) | P _f (-) | Tr | R | β (-) | n _{req} (-) | b (m) | Q _p (m ³ /s) |
|-------|--------------------|-----|---------|---------|----------------------|--------|------------------------------------|
| 55 | 0.0051668 | 194 | 0.01031 | 2.5651 | 0.0292 | 8.5922 | 8,946 |
| 55 | 0.0030047 | 333 | 0.00600 | 2.7481 | 0.0257 | 0.5842 | 9,579 |
| 55 | 0.0023459 | 426 | 0.00468 | 2.82839 | 0.0215 | 8.3972 | 9,944 |

جدول (۵) تحلیل احتمالی با ضرایب زبری کاهش یافته - محتمل‌ترین پارامترهای هیدرولیکی شکست.

سازه‌های انحراف باید با تونل‌های انحرافی که دارای ویژگی‌های گفته شده در بخش‌های قبل هستند، یعنی با دال بتن هیدرولیکی در کف و بتن پاششی در دیوارها و سقف طراحی شوند. سازه‌ی انحراف در سد El Cajon اکنون در حال ساخت است و بسیار شبیه به طرح ساخت Aguamilpa است. این سد یک فرازبند خاکی-سنگی به ارتفاع ۵۵m و دو تونل با مقطع عرضی دروازه‌ای و ابعاد ۱۴×۱۴ m برای هر کدام و طول ۷۳۴m برای تونل شماره ۱ و ۸۱۱m برای تونل شماره ۲ دارد.

تونل‌ها با بتن هیدرولیکی در کف و دیوارها و با بتن پاششی در سقف پوشانده شدند. زبری معادل $n_{req} = 0.0204$ ، میزان دبی بیشینه‌ی ورودی $3 \frac{m^3}{s}$ و ۸۳۰۱ و احتمال خطر محاسبه شده $R = 0.0200$ می‌باشد که مربوط به دوره‌ی بازگشت مرکب ۱۰۰ ساله است.

سازه‌های انحراف La parota در حال حاضر با نقشه‌ی ساختی که کمی با سدهای El Cajon و Aguamilpa متفاوت است، در دست طراحی می‌باشد. این سد فرازبندی خاکی-سنگی با ارتفاع ۶۹m دارد که دارای حجم $1200000 m^3$ و سه تونل، یکی با مقطع دروازه‌ای $10 \times 10 m$ و طول ۵۴۹m و دو تونل دیگر با مقطع $15 \times 15 m$ و طول ۶۰۲m برای تونل شماره ۲ و ۶۴۹m برای تونل شماره ۳ می‌باشد.

تونل‌ها در کف با پوشش بتن هیدرولیکی و در دیوارها و سقف به دلیل کیفیت خوب سنگ، با بتن پاششی طراحی می‌شوند. تونل‌ها زبری معادل $n_{req} = 0.0263$ ، میزان دبی بیشینه‌ی $3 \frac{m^3}{s}$ و ۱۳۱۹۱، و احتمال خطر محاسبه شده‌ی $R = 0.01166$ را که به دوره‌ی بازگشت مرکب ۱۷۱ سال مربوط می‌شود، دارند. این سطح ایمنی با احتمال خطر زیاد به این دلیل که فرازبند در حوادث فاجعه‌بار با بدنه‌ی سد یکپارچه باقی بماند، انتخاب شد. تنها اقدام مؤثر برای جلوگیری از خرابی‌های پایین دست، طراحی سازه‌ی انحراف به روش گفته شده می‌باشد. (جداول ۴ و ۵ را ببینید).

نتایج

نسبت به ایمنی سازه‌های انحراف در سدها در طول ساخت، با در نظر گرفتن تأثیر حیاتی آنها کم توجهی شده است. آنها^{۳۳} احتمالاً تنها بخش کوچکی از سطوح مورد نیاز برای سازه‌ی کامل هستند. دوره‌ی بازگشت لازم برای تعیین سطوح ایمنی ثابت در سازه‌های انحراف

باید تقریباً ۱۰ برابر مقدار فعلی باشد.

درس اصلی روگذری سد Aguamilpa این بود که ارزیابی احتمال خطر وابسته به خصوصیت منحصر به فرد^{۳۴} هر سد می‌باشد. (به این معنی که تحلیل خطر باید برای هر سد به طور جداگانه انجام شود).

با توجه به تحلیل خطر سازه‌های انحراف در سد Aguamilpa در طول ساخت، درسهای زیر از حوادث ژانویه‌ی ۱۹۹۲ آموخته شد:

۱- سیلابهای سال ۱۹۹۲ بسیار شدید بودند و عملاً^{۳۵} دوره‌ی بازگشت را از ۵۰ سال به ۲۳ سال ($117/39\%$) کاهش دادند.

۲- احتمال واقعی شکست سیستم که با روش لنگر آماری دوم ارزیابی شد به مقدار شکستی ($T_r = 163$ سال) منجر شد که $6/08$ برابر بزرگتر از مقدار به دست آمده به روش معیار جبری ($T_r = 23$ سال) است.

۳- شرایط هیدرولیکی با میزان دبی $9339 \frac{m^3}{s}$ و مخزنی با ارتفاع $123/7 masl$ که واقعاً در محل به وقوع پیوست، به دوره‌ی بازگشتی ۲۸۰ ساله مربوط می‌شود که مقداری غیرطبیعی برای این نوع طراحی است.

۴- زمانی که زبری تنها توسط بتن هیدرولیکی در کف کاهش می‌یابد، دوره‌ی بازگشت مرکب از ۱۶۳ سال ($1/0061231$) به ۱۹۴ سال ($1/00511668$) افزایش می‌یابد.

۵- به علاوه، وقتی دیوارها و سقف بتن پاشی می‌شوند، دوره‌ی بازگشت مرکب ۳۳۳ ساله به دست می‌آید و عملاً تغییری در طرح اولیه وجود ندارد. افزایش اساسی در ایمنی مرکب سیستم (هیدرولیکی، زمین‌شناسی و سازه‌ای) ایجاد می‌شود.

۶- سرانجام، زمانی که زبری با بتن هیدرولیکی در کف و دیوارها و بتن پاششی در سقف اصلاح می‌شود، دوره‌ی بازگشت مرکب سازه‌ی انحراف از ۱۶۳ سال به ۴۲۶ سال می‌رسد.

بعد از ساخت تونل‌ها بر اساس معیارهای گفته شده، صرفه‌جویی‌های مهمی در سازه‌های انحراف صورت گرفته است. زیرا با این روش می‌توان تعداد تونل‌های طراحی شده یا در غیر این صورت، ابعاد مقطع عرضی آنها را کاهش داد.

در نتیجه‌ی وقایع سال ۱۹۹۲، دوره‌ی بازگشت ۱۰۰ ساله برای طراحی سازه‌های انحراف سد El Cajon

و ۱۷۱ ساله برای سد Laparota که هر دو در مکزیک در حال احداث می‌باشند، اعمال شد.

سپاسگزاری

پیشاپیش از نظریات سودمند خوانندگان در مورد این مقاله سپاسگزاریم.

نشانه‌ها

در این مقاله نشانه‌های زیر به کار رفته‌اند:

$$A_i = \text{مساحت مقطع عرضی}$$

$$b = \text{عرض نصف مقطع تونل}$$

$$E_E = \text{ارتفاع سطح آزاد آب در ورودی سازه‌های انحراف}$$

$$E_p = \text{ارتفاع دال کف در خروجی هر تونل}$$

$$FS = \text{ضریب ایمنی}$$

$$FU = \text{تابع عملکرد}$$

$$F(x) = \text{تابع توزیع متغیر } x$$

$$H_p = \text{ارتفاع فرازبند}$$

$$K_{C1} = \text{ضریب افت فشار محلی}$$

$$K_{C2} = \text{ضریب افت فشار محلی}$$

$$K_{CON} = \text{ضریب افت فشار محلی}$$

$$K_e = \text{ضریب افت فشار محلی}$$

$$K_{ran} = \text{ضریب افت فشار محلی}$$

$$L = \text{طول تحلیل شده ی تونل}$$

$$MS = \text{حاشیه ای ایمنی}$$

$$n = \text{ضریب ارتفاع خطر}$$

$$n_r = \text{ضریب زبری معادل (مانینگ)}$$

$$n_{req} = \text{ضریب زبری معادل واقعی (مانینگ)}$$

$$P_F = \text{احتمال شکست}$$

$$Q_i = \text{میزان جریان در تونل } i \text{ ام}$$

$$Q_p = \text{میزان جریان بیشینه (هیدرولوژیکی)}$$

$$R = \text{احتمال خطر محاسبه شده}$$

$$T_r = \text{دوره ی بازگشت}$$

$$V = \text{سرعت آب}$$

$$\beta = \text{شاخص اعتمادپذیری}$$

$$\lambda_j = \text{تابع جبری}$$

$$\mu_Q^N = \text{مقدار متوسط میزان جریان با توزیع نرمال معادل}$$

$$\sigma_Q^N = \text{انحراف معیار میزان جریان با توزیع نرمال معادل}$$

$$\psi_j = \text{تابع جبری}$$

Journal of Hydraulic Engineering Vol 32, november 2006, ASCE

منبع:

پی‌نوشت‌ها

| | | | |
|---|-----------------|------------------------------|-------------------------------|
| 1-tunnel discharge | 7-deterministic | 19-supply-demand | 30-rate |
| 2-performance function | 8-portal | 20-reach | 31-construction projects |
| 3-deterministic analysis | 9-fuse plug | 21-original | 32-measure |
| 4-Hydropower & Dams | 10-energy-based | 22-بتن پاششی و بتن هیدرولیکی | 33-سطوح ایمنی سازه‌های-انحراف |
| 5-Martin McCann's National Performance of Dams program Report | 11-treatment | 23-Gumbel | 34-individuality |
| 6-consistent | 12-El Nino | 24-lining | 35-in effect |
| | 13-Maximum peak | 25-vault | |
| | 14-dike | 26-توسط بتن پاششی- | |
| | 15-Risk | 27-combined | |
| | 16-Reliability | 28-1/P _F | |
| | 17-Supply | 29-joint | |
| | 18-service life | | |