



چهارمین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک ایران

۱۱ تا ۱۲ آبان ۱۳۸۹، تهران، ایران

شماره و کد مقاله: ۱۰۶ (MARAKH)

مطالعه عددی رفتار دینامیکی سدهای سنگریزه ای با هسته آسفالتی به روش غیر خطی مطالعه موردی: سد شور کرمان

علی اختر پور^۱، علی خدایی اصفهانی^۲، علیرضا ابراهیمی^۳، علی ظهوریان وحید باغبان^۴

۱- دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه صنعتی امیر کبیر و کارشناس بخش سدسازی شرکت مهندسی مشاور مهار آب

۰۹۱۵۳۱۴۳۹۷۸ - a_akhtarpur@yahoo.com

۲- استادیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی امیر کبیر akhodai@hotmail.com - ۰۹۱۲۱۲۱۴۹۸۹

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک دانشگاه اصفهان Alirezaebrahimi61@yahoo.com - ۰۹۱۵۶۱۴۸۸۲۳

۴- دانشجوی کارشناسی ارشد ژئوتکنیک دانشگاه اصفهان rieck.8823@yahoo.com - ۰۹۱۵۳۱۰۸۸۲۳

چکیده

تحلیل های عددی غیر خطی برای بزرگترین سد از نوع هسته آسفالتی در ایران (سد شور) تحت اثر نیروهای لرزه ای صورت گرفته است. این سد به ارتفاع ۸۵m در حال ساخت می باشد که در منطقه ای، با خطر زلزله بالا با MDE برابر ۰.۸g واقع شده است. مراحل مختلفی از ساخت و آبیگری با استفاده از مدل هیبربولیک بر اساس روش تفاصل محدود تحلیل شدند. سپس تحلیل های دینامیکی غیر خطی صورت پذیرفت تا رفتار هسته آسفالتی تحت شرایط بار لرزه ای مورد بررسی قرار گیرد. نتایج نشان می دهد که لرزش حاصل از زلزله منجر به ایجاد ترکهای ریزی شده و نفوذپذیری آسفالت در بخش بالایی هسته را افزایش می دهد. حداکثر نشست در نزدیکی تاج در شیب بالادست، اتفاق افتاده اما این نشست به اندازه ای نمی باشند تا تحت شرایط معمول بهره برداری منجر به از دست رفتن ارتفاع آزاد و سرریز آب از مخزن شود. همچنین تغییر شکلهای هسته آسفالتی کاملاً به تغییر شکلهای پوسته بستگی داشته و هسته باریک بر رفتار عمومی سد اثری ندارد. همچنین در زمان زلزله جابجایی های مختلفی بین هسته نازک و لایه های انتقال دیده می شود.



چهارمین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک ایران
۱۱ تا ۱۲ آبان ۱۳۸۹، تهران، ایران

شماره و کد مقاله: ۱۰۶ (MARAKH)

۱. مقدمه

بتن آسفالتی به مدت ۵۰ سال است که به عنوان یک دیوار نفوذناپذیر داخلی در سازه های هیدرولیکی چون سدهای خاکی مورد استفاده قرار می گیرد. از جمله خواص مهم مهندسی بتن آسفالتی که در سازه های هیدرولیکی استفاده می شود میتوان به کارایی در طول تراکم و ریختن، نفوذناپذیری، انعطاف پذیری در مقابل ترک خوردگی ناشی از میدان تنش و تغییر مکانهای غیریکنواخت اشاره کرد. در نواحی با آب و هوای سرد و بارانی، ساخت این نوع از سدها آسانتر و در بسیاری موارد اقتصادی تر از سدهایی با هسته خاکی می باشد. پایش و رفتارنگاری این نوع از سدهای خاکی نشان از رفتار و عملکرد مناسب آنها در طول زمان ساخت و در زمان بهره برداری می باشد. هر چند که بیشتر این نوع از سدها در نواحی با خطر زلزله خیزی کم تا متوسط ساخته شده اند و اطلاعاتی در مورد رفتار واقعی آنها تحت زلزله های شدید وجود ندارد. بنابراین رفتار هسته بتن آسفالتی به عنوان المان آب بند در نواحی با خطر لرزه ای بالا باید بیشتر مورد توجه و تحقیق قرار بگیرد. در این مطالعه از اطلاعات مربوط به بزرگترین سد بتن آسفالتی در ایران به ارتفاع ۸۵m که در حال ساخت می باشد، استفاده شده است. نتایج حاصل از تحلیل های عددی نشان از پاسخ این نوع از هسته ها تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی می دهد.

۱.۱. سوابق مطالعات عددی بر روی سدهای هسته آسفالتی

[7] Valstad و همکاران، سد Storvatn را که در نروژ واقع شده را با استفاده از روش نیومارک تحلیل کرد. مطالعات آنها نشان داد که تحت اثر لرزش شدید، گسیختگی در هسته نازک در نزدیکی تاج ممکن است رخ دهد.

[1] Hoeg در مطالعه بر روی سد Storvatn نشان داد که اگر شیپهای سد خیلی تند باشند، ممکن است که کرنش های برشی نسبتا بزرگی در بالای هسته اتفاق بیفتد. هر چند ایشان نتیجه گرفتند که سدهای پاره سنگی با هسته بتن آسفالتی به طور عمومی در وضعیت مناسبی از لحاظ ایمنی در برابر زلزله قرار دارد.

[8] Meintjes & Jones سد Ceres واقع شده در آفریقای جنوبی را با استفاده از روش نیومارک تحلیل کردند و نتیجه گرفتند که رفتار پیش بینی شده سد رضایت بخش بوده است.

[9] Gurdil تحلیل لرزه ای را برای سد Kopru واقع شده در ترکیه را انجام داد. تحلیل او بر اساس روش معادل خطی بود. ایشان نتیجه گرفتند که تعدادی ترک در هسته در نزدیکی تراز تاج رخ خواهند داد. هر چند رفتار خودترمیمی بتن آسفالتی می تواند سبب بسته شدن ترکها شود.

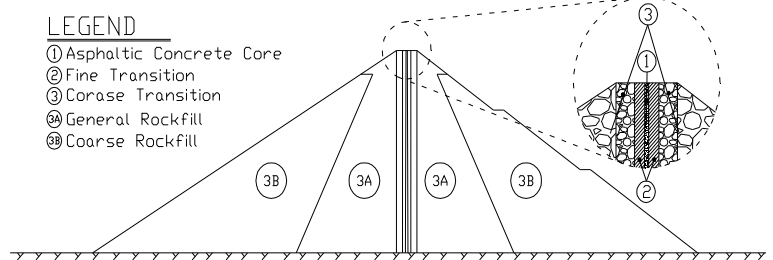
[6] Mahin-roosta & Ghanooni تحلیل دینامیکی را بر روی یک سد نمونه ای بتن آسفالتی به ارتفاع ۱۱۵m را انجام دادند. با استفاده از تحلیل غیر خطی، آنها نتیجه گرفتند که مقطع بالایی هسته، تنش های کششی کوچکی را تجربه خواهد کرد که کمتر از مقاومت مصالح آسفالت می باشد.

[4] Salemi & Baziar تعدادی آزمایشات تجربی و عددی را برای سد میجران واقع شده در ایران به ارتفاع ۶۰m را انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند که هسته بتن آسفالتی تحت زلزله شدید رفتاری ایمن خواهد داشت.

[10] Feizi - Khankandi و همکاران یک تحلیل غیر خطی 2D را بر روی یک سد پاره سنگی با هسته بتن آسفالتی به ارتفاع ۱۲۵m را انجام داد. نامبرده نشان داد که سد پاسخی مناسب در طول زلزله و بعد از لرزش زلزله خواهد داشت.

۲. معرفی سد رودخانه شور

سد شور در جنوب استان کرمان واقع شده در ایران، بزرگترین سد سنگریزه ای با هسته بتن آسفالتی می باشد که در حال ساخت است. ارتفاع این سد ۸۵m بوده و در طول دره ای U شکل قرار گرفته است. طول تاج این سد در حدود ۴۵۰m و هسته بتن آسفالتی قائم آن که به عنوان المان آب بند عمل می کند دارای عرضی برابر ۱.۲m در پایین بوده که با کاهش تدریجی به ۰.۶m در تاج می رسد و توسط فیلترهایی (Zones2a) و نواحی انتقال در بالادست و پایین دست (Zones2b) احاطه شده است. سد در ناحیه با خطر لرزه ای بسیار زیاد با MDE برابر ۰.۸g واقع گردیده است.



شکل ۱- موقعیت محل و مقطع سد شور

۳. روش تفاضل محدود

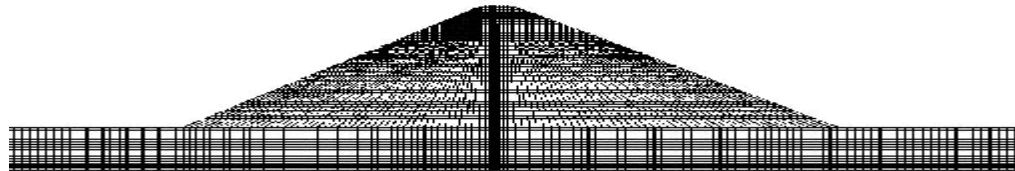
۳.۱. دیدگاه کلی

تحلیل دینامیکی تغییر شکل کرنش صفحه ای دو بعدی برای سد شور با استفاده از برنامه تفاضل محدود FLAC با استفاده از مدل الاستو پلاستیک موهر کولمب صورت گرفت. این مدل نیاز به معرفی خواص الاستیک، سطح تسلیم، سطح پتانسیل پلاستیک و قانون جریان دارد که برای کرنش های برشی از قانون جریان غیر مرتبط و برای کرنش های کششی از قانون جریان مرتبط استفاده شده است.

به منظور مدل کردن تغییرات پارامترهای مصالح خاکریز با تنش موثر (زاویه اصطکاک و مدول برشی در تحلیل دینامیکی) از زبان برنامه نویسی در محیط نرم افزار FISH استفاده شده است. همچنین از FISH جهت معرفی مدل غیر خطی هیپربولیک در تحلیل استاتیکی استفاده شده است.

۳.۲. هندسه و شرایط آب زمینی

مدل ساده شده خاکریز و شبکه بندی تفاضل محدود (FDM) مورد استفاده در تحلیل در شکل ۲ نشان داده شده است. بر اساس خواص الاستیک مورد استفاده برای مصالح سد، سرعتهای موج برشی به صورت زیر می باشند:



شکل ۲- شبکه بندی تفاضل محدود

$$C_p = 753 \text{ m / sec}$$

$$C_s = 413 \text{ m / sec}$$

بمنظور اطمینان از دقت کافی در انتقال امواج، در طول تحلیل دینامیکی، اندازه المانها به اندازه ای کوچک انتخاب شده اند تا معیار ارائه شده توسط Lysmer & Kuhlemeyer را ارضاء کنند.

$$\Delta L = \frac{\lambda}{10}$$

که در آن λ طول موج مرتبط با بیشترین مولفه فرکانس که شامل انرژی قابل توجهی می باشد و L طول المان می باشد. فرض شده است که سطح آب در پایان مرحله ساخت در تراز کف سد باشد.

۴. تحلیل استاتیکی

تحلیل های استاتیکی برای مراحل مختلف از جمله پایان ساخت و آبیگری مخزن صورت گرفته است. در تحلیل ها از مدل هیپربولیک ارائه شده توسط [15] Chang & Duncan استفاده شده است. جدول ۱ خواص مصالح مورد استفاده در تحلیل عددی را نشان می دهد.

جدول ۱- خواص هیپربولیک مصالح خاکریز برای نواحی انتقالی و پوسته های سنگریزه ای

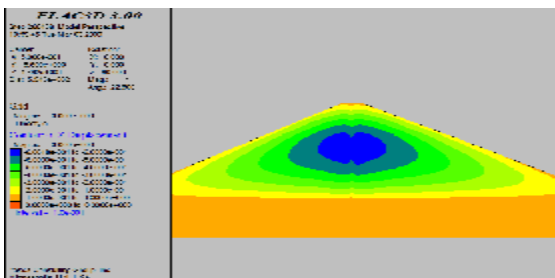
Material	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	k_i	K_b	K_{ur}	n	m	R_f	$C(\text{Pa})$	ϕ	$\Delta\phi$
ROCKFILL	2200	400	250	700	0.65	0.5	0.7	0	46	3
TRANSITION	2150	200	150	400	0.4	0.5	0.7	0	38	4

جدول ۲- خواص موهر کولمب مصالح برای هسته بتن آسفالتی

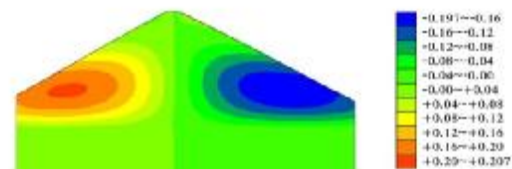
Material	$\gamma(\text{Kg/m}^3)$	$E(\text{MPa})$	$C(\text{kN/m}^2)$	u	ϕ	ψ
Asphalt	2420	150	360	0.49	18	0

۴.۱. مرحله پایان ساخت

تحلیل ها بر اساس مراحل ساخت در ۴۵ لایه صورت پذیرفتند. اشکال ۳ و ۴ کنتورهای تغییر مکان عمودی و افقی را نشان می دهند. حداکثر تغییر مکان در درون پوسته اتفاق افتاده است. مقدار نشست ماکزیمم تقریباً برابر ۰.۶۶م می باشد. تغییر مکانهای افقی به صورت کنتورهای متقارن، با مقدار حداکثر معادل ۲۱cm می باشند.



شکل ۳- کنتورهای تغییر مکان قائم در مرحله پایان ساخت



شکل ۴- کنتورهای تغییر مکان افقی در مرحله پایان ساخت

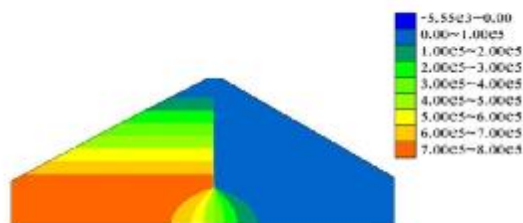
۴.۲. مرحله آبیگری

سطح آب به ارتفاع ۸۰m در طی سه مرحله افزایش داده شد. در طول آبیگری نیروی هیدرواستاتیکی بر روی سطح هسته آسفالتی عمل می کند زیرا نفوذپذیری بتن آسفالتی در مقایسه با مصالح پوسته و مصالح ناحیه انتقال خیلی کم می باشد. خصوصیات هیدرولیکی برای مصالح مختلف در جدول ۳ نشان داده شده اند.

جدول ۳- خواص هیدرولیکی مصالح خاکریز

Material	Bedrock	Asphalt Core	Zones 2a/2b	Zone 3
Mobility Coefficient (m ² /Pa.s)	1x10 ⁻¹⁰	1x10 ⁻¹⁵	1x10 ⁻⁸	1x10 ⁻⁶
Permeability (m/s)	1x10 ⁻⁶	1x10 ⁻¹¹	1x10 ⁻⁴	1x10 ⁻²

از تحلیل مکانیکی و جریان توام برای مدلسازی این مرحله استفاده شده است. شکل ۵ کنتورهای فشار آب حفره ای پیش بینی شده را بعد از اولین مرحله آبیگری را نشان می دهد. الگوی کنتورهای فشار آب حفره ای به نظر منطقی می رسد.



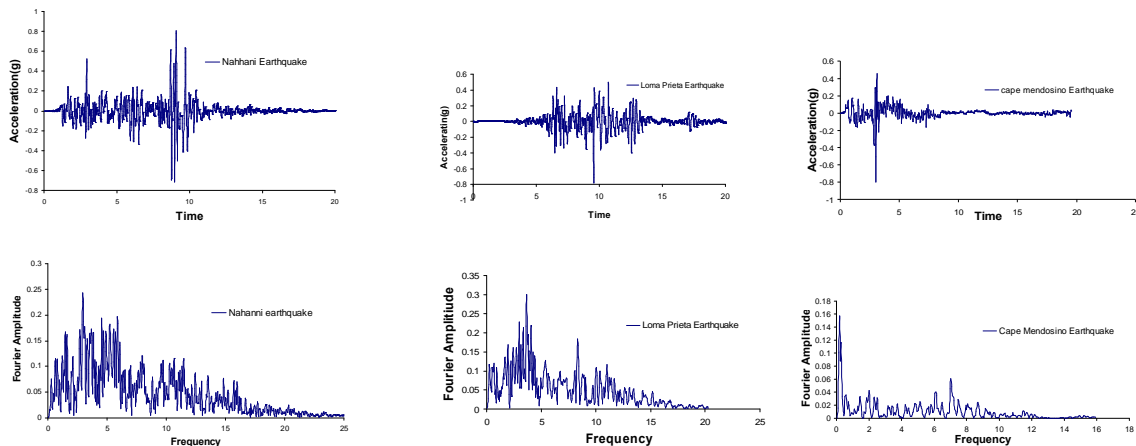
شکل ۵- کنتورهای فشار آب حفره ای بعد از آبیگری

۵. تحلیل دینامیکی

۵.۱. انتخاب امواج لرزه ای

مهندسین مشاور ATC [11] در گزارش برآورد خطر لرزه ای در منطقه سرچشمه، ۳ شتابنگاشت مختلف را مطرح نمودند که برای تحلیل لرزه ای مناسب می باشند. از دو مولفه افقی تاریخچه شتاب- زمان، از شدیدترین مولفه برای مدل سازی استفاده شده است. تمام امواج بر اساس شتاب MDE اصلاح شده اند.

همانطور که در شکل ۶ دیده می شود عمده انرژی در شتابنگاشت های توصیه شده، در فرکانسهایی کمتر از ۱۵، ۱۵ و ۲۰ هرتز به ترتیب برای زلزله های Loma Prieta، Cap Mendocino و Nahanni منتقل می شوند.



شکل ۶- تاریخچه زمانی و فرکانسهای حوزه برای زلزله های Nahanni و Cap Mendocino، Loma Prieta

لذا امواج لرزه ای تصحیح شدند تا فرکانسهای بزرگتر از مقادیر فرکانسهای فوق حذف شوند. فرآیند تصحیح به منظور محدود کردن اندازه المان ها و اطمینان از انتقال صحیح امواج صورت گرفت. بعد از اتمام تصحیح فرکانس، امواج برای انتقال خط پایه (Base Line Drift) تصحیح شدند. در انتها شتابنگاشت ورودی بر اساس روابط موجود در راهنمای نرم افزار تبدیل به تاریخچه تنش برشی گردیده و به پایه مدل عددی وارد شد. این مطلب بمنظور امکان اعمال همزمان حرکت پایه در یک مرز و اعمال شرایط میرایی مرز خاموش (Quiet Boundary) صورت می گیرد.

۵.۲. خصوصیات دینامیکی مصالح

خواص میرایی و سختی مصالح خاکریز مورد استفاده در تحلیل تفاضل محدود در جدول ۴ خلاصه شده اند و به صورت زیر مورد بحث قرار گرفته اند.

جدول ۴- خواص میرایی و سختی مصالح خاکریز (σ_m تنش موثر متوسط می باشد)

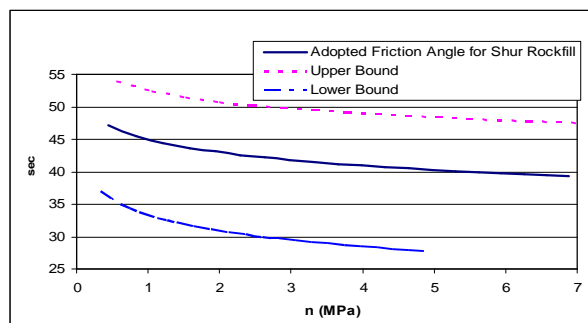
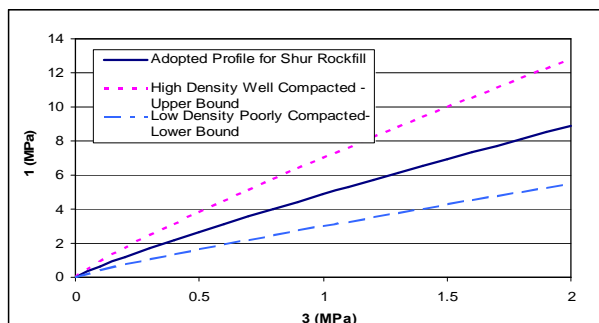
Material	ν	G(MPa)	Initial Damping %	Modulus Reduction & Damping Curve
Bedrock	0.23	2,700	1	Schnabel (1973) [11]
Asphalt Core	0.49	2,500	1	Nakamura(2004) [12]
Zone 2	0.3	*19.8 $\sigma_m^{0.5}$	1	Ishibashi (1993) [13]
Zone 3	0.23	*37.4 $\sigma_m^{0.5}$	1	Ishibashi (1993) [13]

۵.۲.۱. زاویه اصطکاک مصالح سنگریز

Douglas بعد از بررسی تعداد زیادی از آزمایشات بزرگ مقیاس بر روی مصالح سنگریز معادله زیر را برای مقاومت برشی این مصالح ارائه داد.

$$\sigma_1' = RFI \cdot \sigma_3'^{\alpha}$$

بهترین تخمین $\alpha = 0.8726$ برای می باشد RFI ضریبی است که به تخلخل اولیه، تیز گوشگی، حداکثر اندازه ذرات و درصد ریزدانه ها و مقاومت فشاری محدود نشده سنگ بکر بستگی دارد. مرز بالا و پایین مقاومت برشی بر اساس تمام اطلاعات موجود و پروفیل فرض شده برای سد شور در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷- حداکثر تنش اصلی در برابر حداقل تنش اصلی (σ_1 VS σ_3) و زاویه اصطکاک پاره سنگها در برابر تنش عمودی (σ_{sec} VS σ_n)

۵.۲.۲. مدول برشی

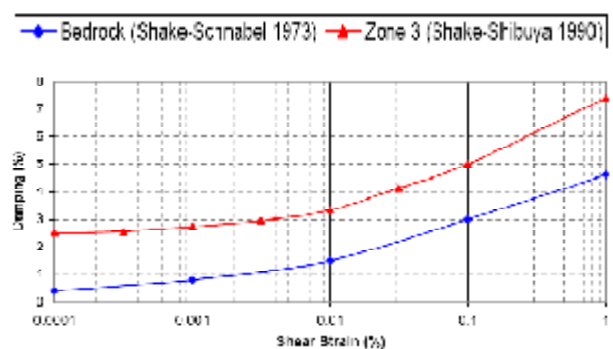
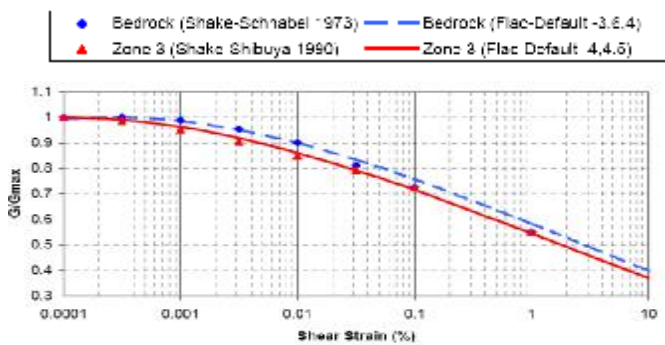
مدول برشی حداکثر در کرنش برشی کوچک، G_{max} بر اساس روش ارائه شده توسط Kramer و نتایج آزمایش سرعت امواج لرزه ای در شالوده سد اصلی تعیین شده اند. G_{max} برای سنگ بستر بر اساس متوسط سرعت موج برشی محاسبه گردیده و برابر $1050m/s$ می باشد. برای ناحیه ۲ و ناحیه ۳، مقادیر G_{max} بر اساس رابطه تجربی ارائه شده توسط Seed و Idriss می باشد.

$$G_{max} = 220k_{2max} \sigma_m^{0.5}$$

در معادله فوق k_{2max} ضریب مدول برشی و تابعی از دانسیته متوسط و نوع خاک می باشد. برای مصالح پاره سنگی با کیفیت خوب (ناحیه ۳) دامنه k_{2max} از ۱۲۰ در سطح به ۱۸۰ در عمق ۱۰۰ متر می رسد. مقدار ۱۷۰ برای ناحیه ۳ انتخاب شده است. برای ناحیه انتقال (ناحیه ۲) مقدار ۹۰ انتخاب شده است.

۵.۲.۳. میرایی

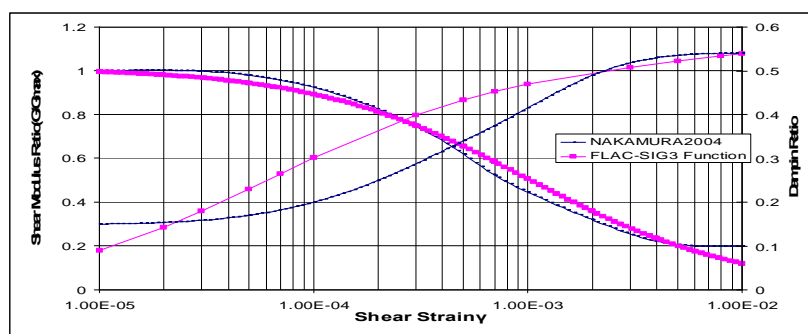
چون میرایی هیستریزیس به تنهایی نمی تواند مولفه های با فرکانس بالای امواج لرزه ای را میرا نماید، یک مقدار میرایی اولیه معادل ۱ درصد برای کلیه مصالح فرض گردید. میرایی اصلی مصالح از نوع هیستریزیس بوده و منحنی های در نظر گرفته شده برای سنگ بستر از Schnabel و برای نواحی ۲ و ۳ از Ishibashi در تحلیل فرض گردیده اند.



شکل ۸- تغییرات در منحنی های میرایی و مدول برشی برای نواحی ۲، ۳ و سنگ بستر

مدل هیستریزیس موجود در برنامه در فضای مدول در برابر لگاریتم کرنش برشی از درجه سوم به شکل S با شیبهای برابر صفر در کرنش های خیلی کوچک و خیلی بزرگ می باشد و نیاز به دو پارامتر L1 و L2 داشته که با استفاده از روش برازش منحنی برای این مصالح بدست آمدند. منحنی انتخاب شده برای بتن آسفالتی از Nakamura اخذ شده است. این منحنی توام با منحنی فرض شده در برنامه در شکل ۹ آورده شده است. آنچه آنکه در شکل مشاهده می گردد اختلاف در محدوده کرنش های متوسط در

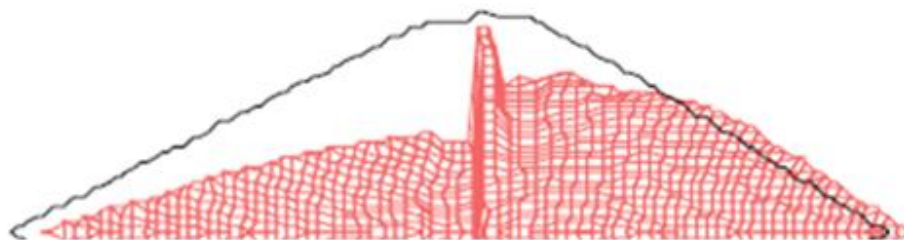
منحنی های میرایی مشاهده می گردد. شکل ۹ منحنی های فرض شده برای هسته آسفالتی را نشان می دهد. همانطور که دیده می شود، مدل هیستریک ساخته شده خصوصا در دامنه وسط کرنش های برشی مقداری انحراف از منحنی Nakamura دارد.



شکل ۹- تغییرات مدول برشی و نسبت میرایی برای هسته بتن آسفالتی

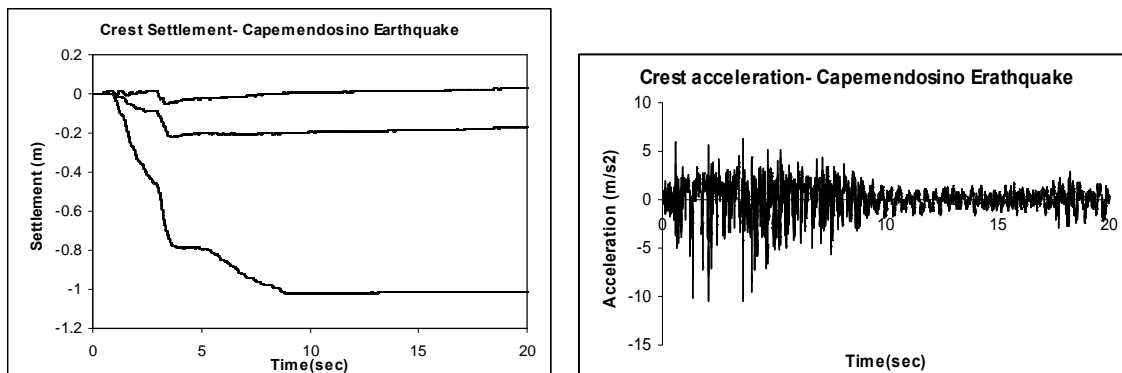
۶. نتایج تحلیل

الگوی کلی تغییر شکل در اثر بار لرزه ای در شکل ۱۰ نشان داده شده است. معلوم است که الگوی پیش بینی شده تغییر شکل شامل نشست و لغزش نواحی سنگریزه ای در هر دو طرف هسته می باشد در حالیکه هسته به طور کلی عمودی باقی می ماند. این نتیجه در تطابق بارفتار عملی گزارش شده در رابطه با این نوع از سدها می باشد.

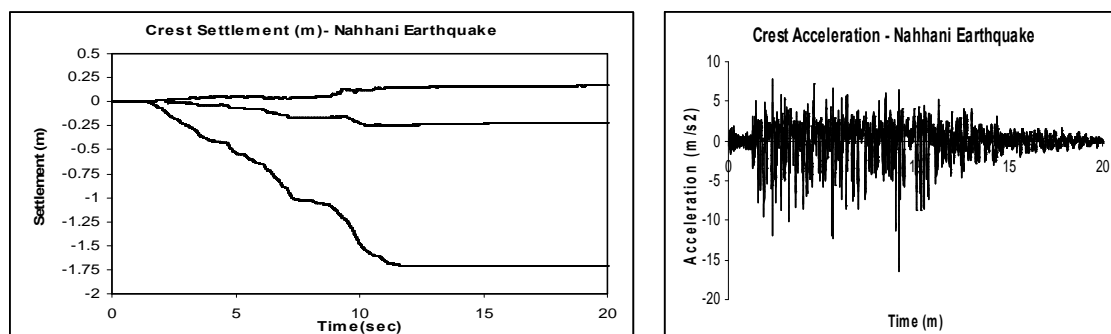


شکل ۱۰- الگوی کلی تغییر شکل تحت اثر بار لرزه (بزرگنمایی ۵، حداکثر جابجایی ۲.۱۵-)

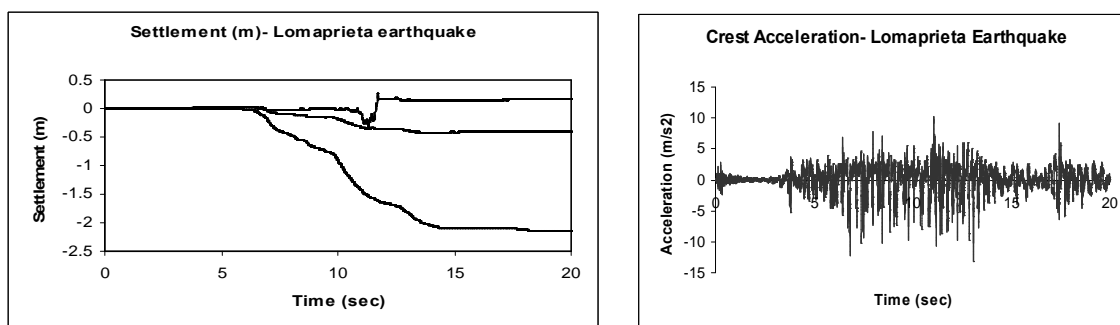
تغییرات شتاب تاج و تغییر شکل عمودی بر حسب زمان در اشکال ۱۱، ۱۲ و ۱۳ به ترتیب برای هر یک از امواج لرزه ای نشان داده شده اند. همچنین نتایج تحلیل در جدول ۵ خلاصه شده اند.



شکل ۱۱- شتاب تاج و تغییر شکل عمودی بصورت تابعی از زمان مربوط به زلزله Cap Mendocino



شکل ۱۲- شتاب تاج و تغییر شکل عمودی بصورت تابعی از زمان مربوط به زلزله Nahanni



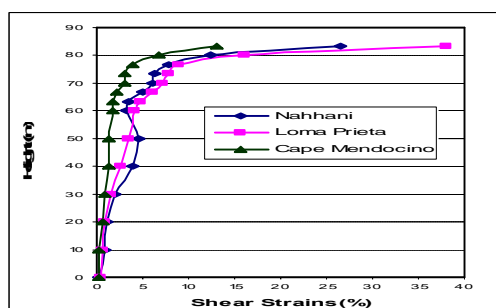
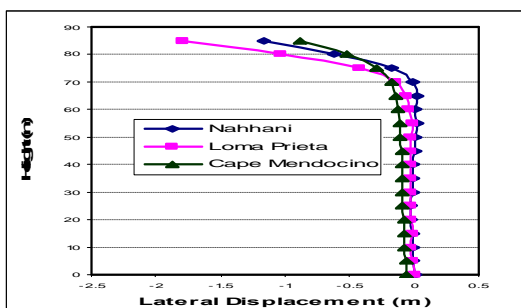
شکل ۱۳- شتاب تاج و تغییر شکل عمودی بصورت تابعی از زمان مربوط به زلزله Loma Prieta

جدول ۵ - خلاصه نتایج تغییر مکانهای پیش بینی شده از روش FDM

Earthquake	Predicted Peak Crest Acceleration (g)	Predicted Crest Settlement, m			Predicted Core Horizontal Relative Displacement, m
		U/S	Core	D/S	
Loma Prieta	1.34	-2.15	+0.17	-0.40	-1.79
Cape Mendocino	1.1	-1.01	+0.03	-0.17	-0.82
Nahanni	1.68	-1.71	+0.17	-0.22	-1.12

۱. (-) نشاندهنده حرکت بسمت پایین دست و پایین می باشد و بالعکس

شتاب تاج حداکثر پیش بینی شده بین مقادیر $1.1g$ تا $1.7g$ در مقایسه با شتاب حداکثر اعمالی برابر $0.8g$ متغیر است بدین مفهوم که بزرگنمایی شتاب بین 1.4 تا 2.1 می باشد. دامنه این بزرگنمایی ها برای سدهای سنگریزه ای بر اساس نتایج مطالعات گذشته مورد انتظار است. تحلیل های تفاضل محدود نشان می دهد که بیشترین نشست پیش بینی شده در ناحیه پوسته بالادست و در مجاورت تاج سد رخ می دهد. این تغییر مکانها به سرعت با عمق کاهش می یابند. نشست حداکثر تاج ناشی از زلزله Loma Prieta برابر $2.15m$ بوده که در شکل ۱۳ نشان داده شده است. میزان تغییر شکلهای برآورد شده به نظر زیاد می رسد اما به اندازه ای نمی باشند تا منجر به از دست رفتن ارتفاع آزاد و آب مخزن در شرایط بهره برداری شود. بدین معنی که تغییر شکل عمودی حداکثر پیش بینی شده معادل $2.15m$ از ارتفاع آزاد سد که $4m$ می باشد، تجاوز نمی کند. کرنش های برشی و جابجایی های افقی در مرکز هسته سد ناشی از زلزله های ثبت شده در شکل ۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۱۴- کرنش های برشی و جابجایی های افقی هسته آسفالتی بعد از اعمال بار لرزه ای



مشاهده می گردد که حداکثر تغییر مکان افقی معادل $1/78$ m ناشی از زلزله Loma Prieta بوده که در نزدیکی تاج اتفاق می افتد. این مقدار جابجایی افقی اگر چه بیش از عرض هسته آسفالتی می باشد ولی چون توام با خم شدن به سمت بالادست بوده و در محدوده قابل توجهی اتفاق می افتد، نمی تواند سبب ایجاد گسیختگی کامل در هسته گردد. علاوه بر این فرض بر این است که انعطاف پذیری هسته در حد مناسبی بوده تا از جدایی هر قسمت از هسته جلوگیری شود. بر اساس آنچه در شکل مرتبط با کرنش های پلاستیک مشاهده گردید، تغییر شکل های پلاستیک هسته و احتمال ترک خوردگی آن در 15 m بالایی سد مورد انتظار است.

کرنش های برشی باقیمانده در حدود 4% تا 7% در تراز 15 m پایین تر از تراز تاج تا مقدار بیش از 12% در تراز نرمال متغیر است. مطالعات آزمایشگاهی نشان می دهد که این مقدار کرنش برشی منجر به توسعه ترکها و افزایش نفوذپذیری هسته آسفالتی می شود اما فشار آب به اندازه کافی نمی باشد تا نگرانی در رابطه با نشست متمرکز زیاد و احتمال آب شستگی بدنه سد وجود داشته باشد.

۷. جمع بندی و نتیجه گیری

- نتایج حاصل از تحلیل FDM موید آن است که شیب بحرانی خاکریز برای پایداری لرزه ای، شیب بالادست می باشد.
- حداکثر تغییر شکل پیش بینی شده مصالح پاره سنگی، تغییر شکل عمودی برابر 2.15 m بر اساس نرم افزار FDM می باشد. تحت شرایط عادی بهره برداری این مقدار کمتر از حداقل ارتفاع آزاد 4 m بین تراز تاج و تراز سرریز می باشد. بنابراین بزرگی این تغییر شکلها منجر به سرریز شدن آب از مخزن نخواهد گردید.
- تغییر شکل های هسته آسفالتی کاملاً به تغییر شکل های پوسته بستگی دارد و یک هسته آسفالتی به ضخامت 1 m نمی تواند بر رفتار عمومی سد اثر بگذارد.
- در طول بارگذاری دینامیکی جابجایی های مختلفی بین هسته نازک و لایه های انتقالی مشاهده می شود.
- تحلیل غیر خطی نشان داد که میزان کرنش برشی سیکلیک درون هسته آسفالتی در مقایسه با لایه های فیلتر و انتقالی خیلی کوچک می باشد. مقدار کرنش برشی سیکلیک درون هسته نسبتاً کم می باشد. این مقدار در نواحی انتقال در هر دو سمت هسته خیلی زیاد می باشد و به این مفهوم است که این مصالح به حالت پلاستیک رسیده اند.
- بر اساس تغییر شکل پیش بینی شده برای هسته سد و سطح پیش بینی شده کرنش برشی در مصالح هسته، ناپیوستگی کامل در هسته سد اتفاق نیفتاده اما ترک هایی توسعه یافته و نفوذپذیری در بخش بالایی هسته اتفاق می افتد. در این تراز فشار آب به اندازه ای نمی باشد تا منجر به نشست متمرکز و آب شستگی بدنه سد شود.
- بر اساس نتایج تحلیل عددی نشان داده در شکل ۱۴، جابجایی های افقی در 70 m بالایی به سرعت افزایش می یابد. از این رو به نظر می رسد که کاهش ضخامت هسته در ارتفاع سد، همانطور که در طراحی در نظر گرفته شده است، مناسب نمی باشد.



چهارمین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک ایران

۱۱ تا ۱۲ آبان ۱۳۸۹، تهران، ایران

شماره و کد مقاله : ۱۰۶ (MARAKH)

۸. فهرست مراجع

1. Hoeg, K.. 1993. Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams, Norwegian Geotechnical Institute of Technology, Oslo,(Norway)
2. ICOLD Press, Bituminous cores for earth and rockfill dams, Bulletin 42& 84, 1982, 1992
3. Creegan, P., and Monismith, C. 1996. Asphaltic concrete water barriers for embankment dams, ASCE Press,
4. Salemi, Sh., Baziari, M.H., (2003), "Dynamic Response Analysis of a Rockfill Dam with Asphalt-Concrete Core", Proc. Of soil and Rock American Conference, MIT, Boston
5. Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A.. A., Ghanooni, S. 2004. Behavior of Asphaltic Concrete Core Rockfill Dams, Published in International conference on Geotechnical Engineering (ICGE) (UAE)
6. Ghanooni, S. and Mahin Roosta, R., "Seismic analysis and design of asphaltic concrete core dams," Journal of Hydropower and Dams, 9, Issue 6, 75-78, 2002.
7. Design report, Shur river dam, Australian Tailing Cosultants, ATC, 2008
8. Itasca Consulting Group, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Minneapolis, Minnesota, USA, 1998
9. Vermeer, P.A. and de Borst, R. (1984). "Non-Associated plasticity for soils, concrete and rock", Heron, 29(3), 1-64, (Quoted by Itasca 1998).
10. Kuhlemeyer, R.L. and Lysmer, J. 1973., Finite element method accuracy for wave propagation problems, J. of soil mechanics and foundations, Div. ASCE, 99(SM5), 421-427
11. Schnabel, P.B. (1973). Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motions, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California.
12. Nakamura, Y., Okumura, T., Narita, K. and Ohne, Y., "Improvement of impervious asphalt mixture for high ductility against earthquake excitation," Proc. New Developments in Dam Engineering, 647-656, 2004.
13. Ishibashi, I. and Zhang, X.J. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191.
14. Kurt John Douglas, "The Shear Strength of Rock Masses", Ph.D. Thesis, School of Civil and Environmental Eng, Sydney Australia, Chapter 4, December 2002
15. Kramer, Steven, Jan 1996. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall International Series in Civil Engineering Mechanics, (USA)
16. Seed, H.B., Idriss, I.M. "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report EERC 70-10, earthquake engineering Research center, University of California, Berkeley, 1970.



چهارمین همایش بین المللی مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک خاک ایران
۱۱ تا ۱۲ آبان ۱۳۸۹، تهران، ایران

شماره و کد مقاله: ۱۰۶ (MARAKH)

17. Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K., "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, Journal of geotechnical engineering, Vol. 112, No. 11, pp. 1016-1032, 1984.
18. Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A., A. Ghalandarzadeh and K. Hoeg, (2008). 2D Nonlinear Analysis of Asphaltic Concrete - Core Embankment Dams The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), October 2008
19. Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A., A. Ghalandarzadeh and K. Hoeg., Cyclic triaxial tests on asphaltic concrete as water barrier for embankment dams, J. of Soils and Foundations, the Japanese Geotechnical Society, Vol. 48, No. 3 (2008.6)
20. Valstad, T., Selness, P.B., Nadim, F. and Aspen, B. "Seismic response of a rockfill dam with an asphaltic concrete core", Journal of water power and dam construction, 43, 1-6, 1991