بررسی نتایج آزمون بارگذاری صفحهای با استفاده از شبیهسازی عددی سهبعدی در ساختگاه سد بهشتآباد

سىعيد مهدوى ^{*}، مهرنوش حقيقت؛ دانشگاه صنعتى اصفهان، دانشكدهٔ مهندسى معدن، مريم مختارى؛ دانشگاه يزد، پرديس فنى و مهندسى، دانشكده مهندسى عمران تاريخ: دريافت ٩٧/١٥/٢٤ حكيده

مدول تغییر شکل پذیری تودهٔ سنگ یکی از پارامترهای اساسی در طراحی سدهای بتنی قوسی که میتواند به طور مستقیم با استفاده از آزمون های برجا یا به صورت غیرمستقیم از روابط تجربی برآورد شود. برای ارزیابی مدول تغییر شکل پذیری تودهسنگ در کولههای سد بهشت آباد که بخش مهمی از پروژه انتقال آب به فلات مرکزی ایران است، از آزمایش بارگذاری صفحه ای استفاده شده است. در این تحقیق ابتدا روش های برآورد مدول تغییر شکل پذیری بررسی و بعد از توصیف ژئوتکنیکی ساختگاه سد، مدول تغییر شکل پذیری تکیهگاه سد با بهره گیری از روش های تجربی و تحلیلی برآورد شده است. روش های تجربی که در سه رده دسته بندی مهندسی و پارامترهای سنگ بکر به طور همزمان استفاده می کنند، به مدول از نتایج طبقه بندی مهندسی و پارامترهای سنگ بکر به طور همزمان استفاده می کنند، به مدول ارزیابی شده به وسیلهٔ آزمون بارگذاری صفحه ای نزدیک تر است. تطابق نداشتن شرایط مرزی فرض شده در روش های تحلیلی با روش اجرا منجر به افزایش ناگهانی مدول تغییر شکل بررسی تأثیر شرایط مرزی موجود بر مدول تغییر شکل پذیری، نتایج آزمون بارگذاری محاسبه شده بر مبنای آزمون بارگذاری صفحه ای با افزایش عمق می شود. از این رو، به منظور بررسی تأثیر شرایط مرزی موجود بر مدول تغییر شکل پذیری، نتایج آزمون بارگذاری صفحه ای با استفاده از شبیه سازی عددی سه بعدی و تحلیل برگشتی بررسی شد. بر اساس

^{*} نویسنده مسئول smahdevari@cc.iut.ac.ir

آنچه با استاندارد ASTM D4394 ارزیابی می شود از صفر تا ۹۰ درصد تفاوت دارد که میزان تفاوت با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری افزایش پیدا میکند.

واژههای کلیدی: آزمون بارگذاری صفحهای، مدول تغییرشکل پذیری، تحلیل برگشتی، سد بهشتآباد

مقدمه

یکی از پارامترهای اساسی که در انتخاب نوع سد بررسی می شود مدول تغییر شکل پذیری تودهٔ سنگ است. تحت تأثیر آبگیری و تخلیه آب مخزن سد و به تبع آن بارگذاری و باربردای ناشی از آن که بر تکیهگاههای سد اعمال می شود، تغییر شکل های برگشتناپذیر در تودهٔ سنگ رخ می دهد و که می تواند منجر به افزایش پتانسیل گسستگی بین بدنه سد و تکیهگاه شود. این گسستگی می تواند باعث ناپایداری سد شود. از این رو، برای جلوگیری از ایجاد چنین گسستگی هایی باید مدول تغییر شکل پذیری سنگ بیش تر از مقداری مجاز باشد.

نمونههای سنگی که از حفاری گمانههای مطالعاتی حاصل می شود کوچک مقیاس است و دربرگیرنده ناپیوستگیها و نقاط ضعف توده سنگ نیست. از اینرو، مدول تغییرشکل تعیین شده بر مبنای این پژوهشها نمایندهٔ مدول تغییرشکل سنگ بکر است و قابل استفاده بهعنوان مدول تغییرشکل توده سنگ نیست مگر اینکه اصلاحات لازم روی آن انجام شود که معمولاً بر اساس طبقهبندیهای تجربی انجام می شود [۱]، [۲].

روشهای در دسترس برای تخمین مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ را می توان به دو دسته روشهای مستقیم و روشهای غیرمستقیم تقسیم بندی کرد. در روشهای مستقیم مدول تغییرشکل پذیری توده سنگ با استفاده از آزمایشهای برجا تعیین می شود. برای بررسی مدول بارگذاری و باربرداری و میزان تغییر شکل پلاستیک توده سنگ، این آزمایشها در چرخههای بارگذاری و باربرداری اجرا می شوند. هم چنین به منظور بررسی خواص رئولوژی توده سنگ و واکنش زمین در مقابل بار اعمال شده، مقدار بار در یک بازه زمانی مشخص مطابق با استاندارد باید ثابت نگهداشته شود تا جابه جایی قرائت شده به وسیلهٔ ابزار، جابه جایی نهایی سنگ باشد. برخی از آزمایشهای برجای مرسوم، آزمون بارگذاری صفحهای، آزمون دیلاتومتری، آزمون بارگذاری شعاعی و فشارسنج منارد است [٤]، [٥]. در روشهای غیرمستقیم با استفاده از طبقهبندیهای مهندسی تودهٔ سنگ و نتایج آزمایشگاهی، مدول تغییرشکلپذیری تودهٔ سنگ به کمک روابط تجربی تعیین می شود [۷]-[۲۱]. روابط استفاده شده در این روشها بر اساس تحلیل رگرسیون، بین مدول تغییر شکل ارزیابی شده بر اساس آزمونهای برجا، نتایج طبقهبندی مهندسی توده سنگ و مدول تغییرشکل سنگ بکر که بر اساس آزمونهای آزمایشگاهی ارزیابی شده، توسعه داده شدهاند.

اگرچه استفاده از این روش ها راحت و کم هزینه است اما به دلیل طبیعت ناهمسان و تنوع تودهٔ سنگ، تطابق نداشتن مشخصات ژئومکانیکی پروژه با بانک اطلاعاتی که به منظور استخراج این روابط تجربی استفاده شده و همچنین محدود بودن اطلاعات در دسترس، نتایج به دست آمده عدم قطعیت دارد [۲۲].

روش های غیرمستقیم بر آورد مدول تغییر به دلیل عدم قطعیت آن، فقط در فاز اول و بررسی های امکان سنجی قابل استناد هستند. انجام آزمایش های برجا نیز زمان بر و پرهزینه است. علاوه بر این، استانداردهای در دسترس برای پردازش اطلاعات حاصل از آزمون های برجا، بر اساس یک سری فرضیات ساده کننده پایه گذاری شده است. به عنوان مثال توزیع تنش های برجا قبل و بعد از آزمون بارگذاری صفحه ای، نادیده گرفته می شود. هم چنین جابه جایی های اندازه گیری شده توسط ابزار، در نقاط نزدیک به صفحات بارگذاری، تحت تأثیر ریز ترک های ایجاد شده بعد از حفر گالری قرار می گیرد. بنابراین در این نقاط مدول محاسبه شده کم تر از مقدار واقعی است.

برای محاسبهٔ تنش ناشی از صفحه بارگذاری در عمق از فرض فضای نیمهمتناهی در استاندارد ASTM D4394 استفاده شده و تأثیر رژیم تنش موجود لحاظ نمی شود. با توجه به محدودیت های اجرایی و ابعاد گالری های اکتشافی این فرض در اغلب موارد ارضا نشده و تحت تأثیر رژیم تنش موجود در پیرامون گالری، تنش محاسبه شده بر اساس استاندارد بیش از مقدار واقعی تنش در عمق است، که در نهایت منجر به افزایش مدول محاسبه شده بر اساس استاندارد در عمق می شود. در برخی از موارد مقدار مدول محاسبه شده حتی از مدول تغییر شکل سنگ بکر نیز بسیار بیش تر است.

تاکنون تحلیل برگشتی بهعنوان راهحلی برای بررسی دادههای حاصل از ابزاربندی و تخمین پارامترهای ژئومکانیکی، موضوع بسیاری از تحقیقها بوده است [۲۳]-[۳۳]. بهدلیل این که ابزارهای مربوط به اندازه گیری جابه جایی ارزان تر و ساده تر است و هم چنین جابه جایی اندازه گیری شده سطح اطمینان بیش تری در مقایسه با تنش دارد. اغلب تحلیل های برگشتی بر اساس جابه جایی انجام شده است. به هر حال تحلیل برگشتی بر اساس اندازه گیری های بر جای تنش موضوع بسیاری از تحقیق ها بوده است [۲۵]، [۲۲].

با توجه به محدودیتهای ذکر شده روشهای مستقیم و غیرمستقیم برآورد مدول تغییرشکل، با استفاده از شبیهسازی عددی سهبعدی، بهعنوان یک ابزار پردازش دادههای حاصل از جابهجاییسنجهای نصب شده و توسعهٔ یک تابع خطای نوین با فرض یکسان بودن نقش آفرینی کلیه نقاط قرائت شده بهوسیلهٔ ابزار در تابع خطا، مدول تغییرشکل تکیهگاههای سد بهشت آباد با استفاده از تحلیل برگشتی محاسبه شده و نتایج حاصل با روشهای مستقیم و غیرمستقیم برآورد مدول تغییرشکل مقایسه شده است. سد بهشت آباد بخشی از پروژه انتقال آب به فلات مرکزی ایران است که در ادامه معرفی می شود.

زمين شناسى

بهدلیل گرم شدن عمومی زمین، رشد شهرنشینی، قرار گرفتن فلات مرکزی ایران در ناحیه خشک و بیابانی و کاهش بارشهای جوی در چند دهه گذشته، نیاز به آب در این منطقه بسیار افزایش پیدا کرده است. بنابراین برای تأمین آب این منطقه، پروژه عظیم انتقال آب به فلات مرکزی ایران در حال بررسی است. سد بهشتآباد که یک سد دوقوسی بتنی به ارتفاع ۱۸٤ متر است، بخشی از این پروژه عظیم است.

۱. موقعیت ساختگاه و زمین شناسی

ساختگاه سد بهطور تقریبی در فاصله ۲۷۰۰ متری تلاقی رودخانههای کوهرنگ و بهشت آباد واقع شده است. براساس گمانههای حفاری شده، نقشههای زمین شناسی و پژوهش های ژئوفیزیکی و زمین ساختاری، سنگهای تشکیل دهنده ساختگاه را می توان به چهار واحد تقسیم بندی کرد که توصیف مربوط به هر واحد در جدول ۱ آورده شده است. به علاوه پلان ساختگاه سد و مقطع زمین شناسی به تر تیب در شکل های ۱ و ۲ نمایش داده شده است. بر اساس نتایج حاصل از آزمون های آزمایشگاهی که روی مغزههای حاصل شده از حفاری دوجداره در ساختگاه سد انجام شدهاند، پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر برای هر واحد با استفاده از تحلیل آماری تعیین و در جدول ۲ نمایش داده شده است [۳٤].



LEGEND



1850 Topographic contour Fault ____ Thrust fault = Road Concealed thrust fault Spring Concealed fault Borehole 25 Bedding Strike-slip fault Fracture Landslide River Drainage 25 Fault Dip Scarp A A' ⊢ ⊣ Structural section

SYMBOLS

0 50 100 Meters

شکل ۱. پلان زمین شناسی ساختگاه سد بهشت آباد [۳٤]





[٣٤]	بهشت آباد	اه سد	ساختگ	زمينشناسي	إحدهاى	۱. و	جدول ا
------	-----------	-------	-------	-----------	--------	------	--------

موقعيت	نوع سنگ	واحد
بالا دست سد جناح چپ	آهک دولومیتی ودولومیت	А
بین واحد های A وC	آهک مارنی ومارن	В
پايين دست سد و جناح چپ	آهک دولومیتی ودولومیت	С
جناح راست	آهک	D

۲. طبقهبندی مهندسی تودهسنگ

بهمنظور ارزیابی خواص تودهٔ سنگ، مقادیر Q، RMR، RQD، 'RQI و 'GSI و 'GSI م RQD، 'RQD و احدهای A تا D محاسبه شده و در جدول ۳ نمایش داده شده است. علت محاسبهٔ مقادیر ذکر شده برآورد مدول تغییرشکل تودهٔ سنگ هر واحد با بهره گیری از روش های غیرمستقیم تجربی است. مدول تودهٔ سنگ هر واحد با استفاده از روش های پیشنهاد شده به وسیلهٔ سارفیم و پریریا (۱۹]، نیکلسون و بنیاویسکی [۱۵]، مهروتا (۱۳]، گریمستاد و بارتون (۱۱]، میتری و همکاران (۱۳]، روگ و همکاران (۱۳]، میتری و همکاران (۱۳]، میتری و همکاران (۱۳]، موک و دیتریچ [۱]، سونمز و همکاران [۳۵] و بیکی و همکاران [۳۸]، محاسبه شده است.

- 1. Geological Structure Index
- 2. Rock Mass Index

11.

UCS			مدول تغييرشكل	مقاومت		<i>د</i> دهای	واح
(MPa)	mi	چگالی(gr/cm ³)	پذیری	كششى	نسبت پواسون	زمين شناسى	
· · ·			(GPa)	(MPa)			
(00-11./7)	(1+-11)	(४/٦٣-४/٦٦)	(11/1-TV/A)	(٣/٦٦-٤/٩٨)	(•/٢١-•/٢٦)*	<u> </u>	
۸۳/۹	۱۰/۸	۲/٦٥	۲۹	٤/٢	۰/۲۳	حسک	
(10/1-71/)	(٩-١٠)	(۲/٦٧-٢/٧٣)	(11-72/9) /٣	(٢/•٤-٤/•٤)	(•/7٤-•/٣١)	اها .	А
٤٧/٨	٩/٦	۲/۷۰۲	١٦	٣/٠٦	۰/۲٥	أشباع	
Ψ.	٨	۲/۵۹		(1/19-1/11)		< 1	D
۳.				١/٩	•/1	E حشدی	В
(٦٠-١٢٠/٥)	11	۲/٦٤	(19/9-37//) /0	(۲/۱۳-۷/٦٠)	(•/٢٠-•/٢٩)	< 1	
лл			۲۸	٢٢/٥	•/٢٤	حشك	
(72/0-1.17)	۱.	Y/7V	(1./0-72/0)	(1/WA-0/AV)	(•/71-•/٣١)	اها .	С
٥٦			۱٥/٩	۳/۳۳	•/٢٦	اشباع	
(٧٥-٩٢)	(17-18)	(٢/٦٢-٢/٦٦)	(Y•/Y-E•/A)	(1/18-1/98)	(•/77-•/79)		
۸.	۱۲/٥	٢/٦٤	۳۰/۱	0/V0	۰/۲٥	حشك	
(٦٥-٧٠)	(11-17)	(1/77-1/79)	(17/7-77/0)	(1/٣-٤/٨١)	(•/٣٣-•/٣٠)	1.51	D
٦٨	11/0	۲/٦٧	11/1	۲/۵۳	•/٢٦	اشباع	
			انتز مقدار متوسط است.	ِ مقادیر خارج از پر	رانتز بیشینه و کمینه و	دير داخل پ	* مقا
					شکست هم ک می امد	ارت معران	. mi

جدول ۲. پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر واحدهای زمین شناسی ساختگاه سد بهشت آباد [۳٤]

روشهای تجربی ذکر شده را می توان در سه کلاس دستهبندی کرد. روشهای تجربی که مقدار مدول تغییرشکل پذیری را تنها با توجه به طبقهبندی توده سنگ تخمین می زنند در کلاس I ردهبندی می شوند. این کلاس شامل روابط پیشنهاد شده به وسیلهٔ سارفیم و پریریا [۱۹]، مهروتا [۱۳]، گریمستاد و بارتون [۱۱]، رید و همکاران [۱۷] و هوک و دیتریچ [۱] است. مدول تغییر شکل پذیری به دست آمده از این روش ها بیش از مقدار واقعی و در شرایطی که کیفیت تودهٔ سنگ خوب باشد نزدیک به مدول تغییر شکل پذیری سنگ بکر است. برای توده سنگهای ضعیف و تغییر شکل پذیری تخمین زده شده با استفاده از معادلات کلاس I، بیش تر مانند شیل، مدول تغییر شکل پذیری تخمین زده شده با استفاده از معادلات کلاس I، بیش تر از مدول سنگ ماند ترای

کلاس II شامل روابطی است که از طبقهبندی تودهسنگ و مدول تغییرشکلپذیری سنگ بکر بهره میبرند. روابط پیشنهاد شده بهوسیلهٔ نیکلسون و بنیاویسکی [۱۵]، میتری و همکاران [۱٤]، کاروالهو [۱]، سونمز و همکاران [۳٦] و هوک و دیتریچ [۱]، در این کلاس قرار می گیرند. این معادلات دارای یک آستانه بالا برای مدول تغییرشکل هستند و در شرایطی که امتیاز طبقهبندی مهندسی کامل باشد مدول تغییرشکل تودهٔ سنگ را برابر با مدول تغییرشکل سنک بکر پیشنهاد میکنند.

معادلات تجربی که مدول تغییرشکلپذیری توده سنگ را با توجه به سیستمهای طبقهبندی تودهٔ سنگ و مقاومت فشاری تکمحوره سنگ بکر برآورد میکنند در کلاس III قرار میگیرند. معادلات تجربی قرار گرفته در این کلاس شامل هوک و همکاران [۳۵] و بیکی و همکاران [۳۸] است. این روابط زمانیکه مقدار GSI زیاد باشد مدول تغییرشکلپذیری را بیش از مقدار واقعی برآورد میکنند. بهطور مثال زمانیکه مقدار متوسط مقاومت فشاری تکمحوره تودهٔ سنگ بهترتیب ۹۰ و ۲۰ مگاپاسکال باشد، مقدار متوسط مدول تغییرشکلپذیری بهدست آمده از این روشها ۸۰ گیگاپاسکال است. درحالیکه، مدول تغییرشکل سنگ آهک بکر با مقاومت ۲۰ مگاپاسگال (با توجه به ضریب تبدیل ۵۰۰) حدود

مقدار متوسط مدول تغییرشکلپذیری ارزیابی شده به وسیلهٔ کلاس های تعریف شده برای هر واحد زمین شناسی در شکل ۲ نشان داده شده است. به منظور مقایسهٔ نتایج، پارامترهای ژئوتکنیکی سنگ بکر در حالت خشک برای محاسبه مدول تغییر شکلپذیری استفاده شده است. مدول تغییر شکلپذیری محاسبه شده به وسیلهٔ کلاس های II و III تفاوت قابل ملاحظه ای با هم نداشته و نزدیک به مقدار واقعی مدول تودهٔ سنگ است که در ادامه با استفاده از نتایج آزمون بارگذاری صفحه ای و آنالیز برگشتی محاسبه شده است.

تعیین مدول تغییرشکل پذیری تودهٔ سنگ با استفاده از آزمونهای برجا

بهمنظور انجام آزمایشهای برجا، حفاری شش گالری اکتشافی برنامهریزی شده است. گالریها با مقطع مستطیلی به عرض و ارتفاع دو متر در سه رقوم ارتفاعی در تکیهگاههای راست و چپ حفاری میشوند. شکل ۳ موقعیتهای پیشنهادی برای آزمایشهای بارگذاری صفحهای و دیلاتومتری را نشان میدهد. در فاز اول پژوهشها ۱۰ آزمون بارگذاری صفحهای



شکل ۲. مقایسهٔ مدول تغییرشکل پذیری ارزیابی شده بهوسیلهٔ روشهای تجربی در ساختگاه سد بهشتآباد

المحلوق ، شاین خبسانی کوده ملک و پار، شرختان (ریابی ملک (و، خانه کی راسی او ،]

Α		В	С		D		واحدها
خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	اشباع	خشک	
(7/N-17) 7	(7/1-7/E) 7/7	(•/£9-•/01) •/0	(7/E-7/7) 7/0	(٣/١-٣/٤) ٣/٢	(Y/9-W/V) Y/9	(Y/9-W/V) W/Y	چسبندگی(MPa)
(٤١-٤٣) ٤٢	(۳٦-٣٨) ٣٧	(78-77) 79	(۳۸-E+) ۳۹	(٤٢-٤٤) ٤٣	(٤١-٤٣) ٤٢	(٤٢-٤0) ٤٤	زاویه اصطکاک داخلی(Degree)
(•/٢٤-•/٣) •/٢٧	(•/TV-•/M) •/T9	(•/٣٣-•/٤) •/٣٨	(•/٢٦-•/٣٣) •/٣	(•/٢٥-•/٣١) •/٢٨	(•/٢٧-•/٣٥) •/٣•	(•/٢٦-•/٣٤) •/٢٩	ضريب پوأسون
						ىىنگ ^ە	نتايج طبقەبندى تودە س
(٧٥-٩٠) ٧٧		۳.	(٩٠-١٠٠) ٩٣		(٨٠-٩٠) ٨٥		RQD
(1٤-٧٠) ٦٧		(20-0.) 21	۲)	(٦٧-٧١) ٦٨		/0) V•	RMR
			1				

(1/1-1/14) 3/11	(•/٣٢-•/٦٣) •/٤٢	(0/ET-1T/VV) V/A	(1./02-17/89) 12/8	RMi
(09-70) 77	(٤٠-٤٥) ٤٣	יזר (דר-זר)	(٦٠-٧٠) ٦٥	GSI
(٩-١٨) ١٣	(1-7) 1/0	(11/0-7.) 12/1	(11-20) 11	Q

* بازنگری شده توسط نویسنده

و ۹ آزمون دیلاتومتری در گالریهای LG1 وRG3 انجام شده و اجرای آزمایشهای تکمیلی با توجه به نتایج این آزمونها در فاز دوم پیش بینی شده است. گالری های LG1 و RG3 به ترتیب در ترازهای ۱۳۳۰ و ۱۷۲۰ متری نسبت به سطح دریا واقع شدهاند. الگوی بارگذاری و باربردای آزمون بارگذاری صفحهای که با استفاده از تحلیل تنش بدنهٔ سد به دست آمده است در شکل ٤ و نمایی از آزمون بارگذاری صفحهای در شکل ٥ نشان داده شده است. هر آزمون شامل دو صفحه بارگذاری است که می تواند دیواره گالری را در جهتها افقی یا قائم تحت بارگذاری قرار دهد. تغییر جهت بارگذاری (افقی یا قائم) به منظور بررسی ناهم سانگردی تکیه گاه سد انجام می شود. جابه جایی های زیر صفحه بارگذاری به وسیلهٔ یک اتساع سنج ٥ نقطه ای که درون یک گمانه در مرکز صفحه بارگذاری جانمایی شده ارزیابی می شوند

به منظور این که امکان مقایسه مدول تغییر شکل ارزیابی شده با آزمون بارگذاری صفحهای با روش های غیرمستقیم وجود داشته باشد، صرفاً مدول تغییر شکل بارگذاری با استفاده از استاندارد ASTM D4394 برای تکیهگاههای راست و چپ سد با توجه به جابه جایی های ثبت شده به وسیلهٔ کشیدگی سنج و تاریخچه بارگذاری در پنج نقطه ارزیابی و در شکل ۲ نمایش داده شده است [۳۹].



شکل ۵ الف و ب به ترتیب تغییرات مدول تغییر شکل را در گالری LG1 و RG3 نمایش میدهد که در آن V و H بیانگر این است که آزمون به صورت قائم یا افقی انجام شده است. D و U بیانگر صفحات بارگذاری بالایی و پایینی است و R و L بیانگر صفحات بارگذاری راست و چپ است.

روند افزایشی مدول تغییرشکل در عمق در هر دو گالری کاملاً مشهود است. مقدار بیشینه مدول تغییرشکل در گالری راست ۹۸ و در گالری چپ ۸۵ گیگاپاسگال برآورد شده که بسیار بیشتر از مدول تغییرشکل سنگ بکر است. که بیانگر تطابق نداشتن شرایط مرزی فرض شده در استاندارد با آزمون برجای انجام شده است. از اینرو، ارزیابی مدول تغییرشکل طراحی بر اساس استانداردهای مذکور، نیازمند قضاوت مهندسی است که باعث افزایش عدم قطعیت در برآورد مدول تغییرشکل طراحی می شود.



Time (Hours) شکل ٤. الگوی بارگذاری و باربرداری در آزمون بارگذاری صفحهای اجرا شده در ساختگاه سد بهشتآباد [۳۹]



شکل ۵. نمایی از آزمون بارگذاری صفحهای به صورت افقی در گالری RG3 [۳۹]

نشریهٔ زمینشناسی مهندسی، جلد چهاردهم، شمارهٔ ۱ بهار ۱۳۹۹





شکل ۵. تغییرات مدول بارگذاری در عمق الف) کوله راست سد بهشتآباد، ب) کوله چپ سد بهشتآباد

بهعنوان یک قاعدهٔ سرانگشتی معمولاً در محاسبه مدول تغییرشکل، مدول ارزیابی شده در ۲ نقطه انتهایی اتساعسنج حذف میشود. همچین مقادیری از مدول تغییر که بیش از مدول تغییرشکل سنگ بکر باشد نیز حذف میشوند. از اینرو، مقدار مدول طراحی بر اساس قضاوت مهندسی و نتایج آزمون بارگذاری صفحهای در تکیهگاههای راست و چپ تعیین و در جدول ٤ نمایش داده شده است. مقدار مدول تغییرشکل طراحی ارزیابی شده بر اساس آزمون بارگذاری صفحهای در تکیهگاه راست بیش از تکیهگاه چپ است که مطابق با مدول تغییرشکل سنگ بکر و روابط تجربی است.

شرط لازم برای فرض فضای نیمهمتناهی در استاندارد ASTM D4394، این است که ابعاد گالری ٦ برابر ابعاد صفحه بارگذاری باشد که بهدلیل مشکلات اجرایی غالباً این فرض رعایت نمی شود. از اینرو، با استفاده از شبیه سازی عددی سه بعدی و لحاظ کردن همهٔ شرایط مرزی موجود شامل هندسه گالری، مشخصات صفحه بارگذاری و رژیم تنش موجود و توسعه یک تابع خطا نرمال شده بر اساس بزرگی جابه جایی ها، مقدار مدول تغییر شکل تکیه گاه راست ارزیابی شده است.

جدول ٤. مقادیر مدول بارگذاری و باربرداری در کولههای سد ناشی از بررسی نتایج آزمون بارگذاری بر اساس استاندارد ASTM D4394

ری(GPa)ری	مدول باربردا	مدول بار گذاری(GPa)			
کوله چپ	كوله راست	کوله چپ	كوله راست		
*(17/9E=٣٦/V) 7٦/V7	(20/00-20/10) 20/11	(10/19-37/71) 72/02	(19/21-29/1) 29/27		
	ئى مىدھد	و خارج پرانتز مقدار متوسط را نماین	* داخل پرانتز دامنه تغییرات متغیر		

بحث و بررسی

شبیه سازی عددی

شبیهسازی عددی می تواند در دو محیط پیوسته و ناپیوسته انجام شود. تصمیم گیری در ارتباط با پیوسته و ناپیوسته بودن محیط بر اساس نسبت اندازهٔ بلوکهای ایجاد شده تحت تأثیر درزهها به دهانهٔ تونل و مکانسیم غالب تغییرشکل انجام می شود. در روبارههای کم بهدلیل سطوح تنش پایین جابه جایی ها عموماً روی درزه ها اتفاق می افتد و در روباره های زیاد جابه جایی های ناشی از توده سنگ اهمیت بیش تری دارند. در شرایطی که نسبت اندازهٔ بلوکهای ایجاد شده به دهانه تونل کوچکتر ۳ و بزرگتر از ۳۰ باشد می توان محیط را پیوسته در نظر گرفت [13]. در تحقیق حاضر با توجه لاگ گمانه حفاری شده در مرکز صفحات بارگذاری، محیط پیوسته منظور شده است. البته تغییرات تدریجی جابهجاییهای ثبت شده بهوسیلهٔ کشیدگیسنجها در عمق و نبودن تغییرات ناگهانی ناشی از بسته شدن درزهها، فرض پیوسته بودن محیط را تأیید میکند. از اینرو، در شبیهسازی عددی از پارامترهای معادل توده سنگ استفاده شده است.

آزمون بارگذاری صفحهای به دو صورت صفحه صلب و انعطاف پذیر انجام می شود. در شرایطی که صفحه صلب باشد مقدار جابه جایی ها زیر صفحه بارگذاری یکسان است و در مد انعطاف پذیر، مقدار تنش ثابت **است**. در سد بهشت آباد از صفحه های صلب به منظور بارگذاری استفاده شده است. به منظور تحلیل نتایج آزمون بارگذاری صفحه ای در تکیه گاه راست از نرمافزار FLAC3D استفاده شده است. به دلیل حجم بالای شبیه سازی عددی و عدم امکان شبیه سازی تمام آزمون ها از نتایج آزمون بارگذاری RG3-J4V استفاده شده است.

به منظور حذف تأثیرات مرزی، مدلی به ابعاد ۷۵ ۲۳ ۲۳ ۲۰ به ترتیب در جهتهای X,y,z اتخاذ شده است. ابعاد مدل بر اساس تحلیل حساسیت روی جانمایی مرزها حاصل شده است. موقعیت گالری RG3 در جهت y است. ابعاد المانها اطراف گالری ۲/۰ متر انتخاب شده که به طرف مرزهای مدل به تدریج افزایش پیدا می کند. بر اساس موقعیت اتساع سنجها، جانمایی برخی از گرهها به صورتی تغییر داده شده تا هر نقطه بررسی شده به وسیلهٔ اتساع سنج دقیقاً روی یک گره در مدل عددی واقع شده باشد. شکل ۲ طرحی شماتیک از هندسه مدل و شرایط مرزی را نشان می دهد.

بخش باقیمانده روباره در غالب تنش در مرز بالای مدل اعمال شده و از ملاک شکست موهر کلمب استفاده شده است. با توجه به شرایط زمین شناسی، نتایج آزمون های برجا و آزمایشگاهی و نیز قضاوت های مهندسی، دامنه ای برای تغییرات پارامتر های ملاک شکست موهر کلمب انتخاب شد که در جدول ۵ نمایش داده شده است.

میدان تنش حاکم بر مدل عددی با توجه به نسبت تنش افقی به قائم (K₀) ارزِیابی شده است. در خاک این نسبت با توجه به زاویهٔ اصطکاک داخلی خاک و در سنگ در شرایطی که تنشهای تکتونیکی اثر نکنند (با صفر درنظر گرفتن کرنشهای جانبی) بر اساس ضریب پوآسون ارزیابی می شود که مقدار آن از یک کمتر است. ولی بر اساس اندازه گیری های بر جا تحت تأثیر تنشهای تکتونیکی مقدار آن در سطح بیش از یک گزارش شده که با افزایش عمق مقدار آن به سمت یک همگرا می شود [٤٠].

نسبت تنش افقی به قائم یا بهعبارت دیگر راستا و بزرگای تنشهای اصلی، یکی از پارامترهای اساسی است که روی جانمایی مغار در نیروگاههای برق آبی تأثیر میگذارد. از اینرو، در اغلب این پروژهها با استفاده از آزمونهای مرسوم ارزیابی تنشهای برجا مانند شکست هیدرولیکی میدان تنش ارزیابی میشود.

سد بهشت آباد فاقد مغار است و ارزیابی میدان تنش در ساختگاه آن با توجه به هزینه زیاد آزمون شکست هیدرولیکی دارای توجیه اقتصادی نیست. از اینرو، بر اساس قضاوت مهندسی و پژوهش های پیشین انجام شده روی مقدار K₀، در همهٔ تحلیل ها، تغییرات نسبت تنش افقی به قائم ۰/۰ تا ۱/۵ لحاظ شده است و حساسیت تحلیل ها به تغییرات این پارامتر ارزیابی شده است [۰۵].

بعد از ایجاد شرایط سکون در مدل عددی و شکل گیری تنشهای برجا، گالری حفاری شده است. بهدلیل سطح مقطع محدود گالری و کیفیت مناسب سنگ، نگهداری نصب نشده است. از اینرو، مطابق با روش اجرا در تحلیل عددی نیز نگهداری نصب نشده و مدل بعد از حفر گالری به تعادل رسیده است. با حفر گالری رژیم تنش پیرامون گالری تغییر پیدا میکند.

سپس تنش حاصل از آزمون بارگذاری صفحهای به دیوارههای گالری اعمال شده است. چون صفحات بارگذاری صلب هستند، به جای اعمال تنش روی گرهها از سرعت استفاده شده است. منظور از سرعت میزان جابه جایی گره در یک دوره حل است. مقدار این جابه جایی باید در حدی کوچک باشد تا از ایجاد شوک در مدل عددی جلوگیری کند. مقدار سرعت با توجه به جابه جایی کل صفحه بارگذاری و تحلیل حساسیت روی نتایج شبیه سازی عددی TE-7 متر بر دوره حل انتخاب شده است.

جدول ٥. بازه تغییرات پارامترهای معیار موهرکلمب اعمال شده در شبیه سازی عددی

چسبندگی(KPa)	زاویه اصطکاک داخلی(Degree)	مدول تغییرشکل پذیری (GPa)	نسبت پواسون	پارامتر
7 • • • - 2 • • •	70-2.	٥-٣٠	٠/٢٥-٠/٣٥	بازه تغييرات



شکل ۵. هندسه مدل عددی و شرایط مرزی لحاظ شده در آن

۲. تحلیل برگشتی

برای پردازش نتایج شبیهسازی عددی، تحلیل برگشتی بهعنوان ابزاری برای تحلیل نتایج انتخاب شده است. در این روش پارامترهای ورودی مدل عددی بهگونهای تغییر داده می شوند تا مقادیر اندازه گیری شده به وسیلهٔ اتساع سنج ها تقریباً برابر با مقادیر به دست آمده از مدل سازی عددی در نقاط مربوط باشد.

فرم عمومی تابع خطا بهصورت معادلهٔ ۱ است، که در آن u_i جابه جایی اندازه گیری شده بهوسیلهٔ اتساعسنج ، u'_i جابجایی های به دست آمده از شبیه سازی عددی و i نماینده تعداد نقاط اندازه گیری است که از ۱ تا ٥ تغییر می کند. استفاده از توان دوم در تابع خطا برای جلوگیری از اثر کاهشی تغییرات غیر هم جهت بر مقدار تابع خطا است. $f = \sum_{i=1}^{n} (u_i - u'_i)^2$ (1)

در صورتی که جابه جایی نقاط شاهد در یک مرتبه بوده و از نظر اهمیت نیز یکسان باشند این فرم عمومی از تابع خطا قابل قبول است. ولی در آزمون بارگذاری صفحه ی جابه جایی نقاط نزدیک به صفحهٔ بارگذاری از مرتبه بالاتری نسبت به نقاط دور از صفحه بارگذاری قرار دارند و در صورت استفاده از این تابع خطا، مقدار تابع خطا صرفاً توسط نقاط ابتدایی کنترل می شود و نقاط انتهایی نقشی در تابع خطا ندارند. از این رو، از تابع خطایی که در معادلهٔ ۲ نمایش داده شده در تحلیل برگشتی استفاده شده است.

 $a_i = 1/u_i^2$ $f = \sum_{i=1}^n a_i (u_i - u_i)^2$ (7)

که در آن a_i یک فاکتور وزنی است که تفاضل جابهجاییها را در هر نقطه شاهد با استفاده از

جابهجایی ثبت شده بهوسیلهٔ ابزار در همان نقطه، نرمال میکند. به این ترتیب تمامی نقاط شاهد در تابع خطا نقش یکسانی بازی میکنند هر چند جابهجایی آنها از مرتبهٔ یکسانی نباشد.

بر اساس تحلیل حساسیت انجام شده، بهدلیل اینکه بخش عمده تغییرشکلهای ناشی از صفحات بارگذاری الاستیک است، تغییرات چسبندگی و زاویهٔ اصطکاک داخلی در بازه ذکر شده در جدول ۵، تأثیر قابل توجهای بر جابهجاییهای ناشی از بارگذاری صفحهای که بهوسیلهٔ شبیهسازی عددی محاسبه شده، نمیگذارد.

در تحلیل عددی انجام شده ضریب تنش افقی به قائم ۰/۰، ۱ و ۱/۵ منظور شده است. جابهجاییها در نقاط شاهد، مطابق آزمایش در ٤ سطح از تنش ۳، ۵، ۷ و ۱۰ مگاپاسگال ثبت شده است و مقدار تابع خطا در این چهار سطح تنش با هم جمع و بهعنوان تابع خطای نهایی لحاظ و در گرافهای مربوطه نمایش داده شده است.

تغییرات مقادیر تابع خطا در مقابل مدول تغییرشکل پذیری در شرایطی که ضریب پوآسون ۳/۰، زاویهٔ اصطکاک داخلی ۳۰ درجه و چسبندگی ۲ مگاپاسگال منظور شده است، بر اساس روابط ۱ و ۲ در شکل ٦ نمایش داده شده است. هر دو رابطه در مدول تغییر شکل ۱۲ گیگاپاسگال و نسبت تنش افقی به قائم ٥/٥ مقدار تابع خطا را کمینه نشان میدهند، ولی روند تغییرات تابع خطا یکسان نیست.

در تابع خطای نرمال شده بر اساس بزرگای جابهجایی (رابطهٔ ۲)، روند تغییرات تابع خطا در تمام مقادیر K₀ یکسان است و با افزایش مدول تغییرشکل مقدار تابع خطا کاهش پیدا کرده است. درحالیکه در تابع خطای نرمال نشده، در مقادیر K₀ مساوی ۱ و ۱/۵، تابع خطا در مدول ۹ گیگاپاسگال مقدار کمینه خود را دارد. همچنین تغییرات نسبت تنش افقی در بازه ۱ تا ۱/۵ تأثیر شایان توجهای بر مقدار تابع خطا ندارد.

مقادیر متوسط مدول تغییرشکل بارگذاری که با استفاده از آزمون بارگذاری صفحهای، روشهای تجربی و عددی ارزیابی شده، در شکل ۷ نمایش داده شده است. واضح است که روشهای عددی کمترین و روشهای تجربی بیشترین مدول تغییرشکل را برای ساختگاه سد



ب شکل ۲. تغییرات تابع خطا در مقابل مدول تغییر شکل، الف) رابطهٔ ۱، ب) رابطهٔ ۲ پیشنهاد میکنند. همچنین مدول تغییرشکل در کوله راست بر اساس روشهای تجربی و آزمون بارگذاری صفحهای بیش از کوله چپ است، که با مدول تغییرشکل سنگ بکر نیز هماهنگی دارد.

مقدار مدول تغییرشکل ارزیابی شده بهوسیلهٔ روشهای تجربی و بارگذاری صفحهای تقریباً ۲ و ۳ مرتبه با مدول ارزیابی شده بهوسیلهٔ روش عددی تفاوت دارد که بیانگر عدم قطعیت بالا در مدول ارائه شده بهوسیلهٔ روشهای تجربی و تأثیر شرایط مرزی بر نتایج آزمون بارگذاری صفحهای است. از اینرو، تحلیل نتایج حاصل از آزمون بارگذاری صفحهای با بهرهگیری از شبیهسازی عددی زمانیکه شرایط مرزی ذکر شده در استاندارد ASTM p4394 رعایت نشده باشد، امری اجتنابناپذیر است.

در مدلهای عددی ساخته شده، مقدار مدول در عمق ثابت درنظر گرفته شده است، درحالی که نتایج آزمون بارگذاری افزایش مدول در عمق را نشان می دهد. برای بررسی این موضوع که افزایش مدول در عمق آیا ناشی از عدم تطابق شرایط مرزی است یا خیر، مدل عددی دیگری که در آن مدول در عمق به تدریج از ۱۲ تا ۳۰ گیگاپایگال افزایش پیدا می کند ساخته شد. افزایش مدول تا عمق ٦ متری از صفحه بارگذاری لحاظ شده و از این عمق به بعد مدول ۳۰ گیگاپاسگال برای مدل لحاظ شده است. انتخاب حد پایین و بالای مدول بر اساس نتیجه تحلیل برگشتی و نتایج آزمون بارگذاری بر اساس استاندارد ASTM D4394 انجام شده است.

با افزایش مدول در عمق مقدار تابع خطا نسبت به حالتی که مدول ثابت است، افزایش پیدا می کند. جابه جایی ثبت شده به وسیلهٔ ابزار، مدل عددی با کم ترین مقدار تابع خطا (مدول برابر با ۱۲ گیگاپاسگال و نسبت تنش افقی به قائم برابر با ۰/۰) و مدل عددی با افزایش مدول در عمق برای صفحه بارگذاری قرار گرفته در سقف گالری در شکل ۸ نمایش داده شده است. واضح است با افزایش مدول در عمق مقدار جابه جایی محاسبه شده با مدل عددی از جابه جایی ثبت شده به وسیلهٔ ابزار فاصله گرفته است. از این رو، فرض افزایش مدول در عمق رد می شود.

به منظور بررسی بیش تر تأثیر ابعاد گالری بر تابع خطا، مدل های عددی که ابعاد گالری اکتشافی در آنها ٤ و ٦ متر بود ساخته شد. مطابق شکل ٩ با افزایش ابعاد گالری اکتشافی، مقدار تابع خطا افزایش پیدا می کند، که بیان گر تأثیر ابعاد گالری بر توزیع تنش و جابه جایی حاصل از صفحات بارگذاری و رد فرض فضای نیمه متناهی در محاسبهٔ توزیع تنش زیر صفحات بارگذاری است. با افزایش ابعاد گالری از ٤ تا ٦ متر میزان تغییرات تابع خطا اندک است که نمایان گر کاهش تأثیر ابعاد گالری بر مقدار تابع خطا، با افزایش ابعاد گالری است. علت افزایش تابع خطا با افزایش ابعاد گالری فاصله گرفتن از شرایط مرزی آزمون بارگذاری است که در گالری اکتشافی انجام شده است.



شکل ۷. مقادیر متوسط مدول تغییر شکل در ساختگاه سد بهشتآباد که با روشهای تجربی، عددی و آزمون بارگذاری صفحهای ارزیابی شده است



شکل ۸ مقایسه جابهجایی ثبت شده بهوسیلهٔ ابزار با مقدار ارزیابی شده توسط مدلهای عددی

به منظور روشن شدن دلیل افزایش مدول محاسبه شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 در عمق، توزیع تنش محاسبه شده بر اساس شبیه سازی عددی حاصل از بارگذاری صفحه ای، با توزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 و رابطهٔ بوسینسک در شکل ۹ مقایسه شده است.



شکل ۹. مقایسهٔ توزیع تنش حاصل از مدلسازی عددی با توزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 و رابطهٔ بوسینسک برای تنش بارگذاری ۳ مگاپاسگال

چنانکه ملاحظه میشود، توزیع تنش حاصل از مدلسازی عددی کمتر از تورزیع تنش ارزیابی شده بر اساس استاندارد ASTM D4394 است و میزان تفاوت آن با افزایش عمق بیشتر میشود. این موضوع دلیل افزایش مدول با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری را در

آزمون بارگذاری صفحهای توجیه میکند.

توزیع تنش محاسبه شده بر اساس رابطهٔ بوزینسک تطابق بیشتری با نتایج حاصل از مدلسازی عددی دارد، با این حال بهدلیل تأثیر رژیم تنش در پیرامون گالری، مقدار آن از آنچه از شبیهسازی عددی حاصل شده بیشتر است.

نتيجه گيري

روش های تجربی که مدول تغییرشکلپذیری تودهٔ سنگ را تنها با توجه به طبقهبندی توده سنگ برآورد میکنند، بهویژه زمانیکه سنگ تودهای و ضعیف باشد، مقادیر بالایی از مدول را پیشنهاد میکنند.

روش های تجربی که در آنها از طبقهبندی مهندسی سنگ و مقادیر مدول تغییر شکل پذیری سنگ بکر استفاده شده است در مقایسه با دیگر روش های تجربی کم ترین مقدار مدول تغییر شکل پذیری را محاسبه میکنند. در این بررسی مدول به دست آمده از این روش به مقدار واقعی نزدیک تر است.

III و III بر اساس ردهبندی انجام شده در این تحقیق، روش های تجربی که در کلاس II و III قرار می گیرند، تقریباً مقادیر یکسانی از مدول را پیشنهاد میکنند. ولی زمانی که مقدار GSI بالا باشد، کلاس III مقادیر بالاتری از مدول تغییر شکل را ارائه می دهد.

نتایج آزمون بارگذاری صفحهای با استفاده از شبیهسازی عددی و تحلیل برگشتی بررسی شد و مقدار مدول تغییرشکلپذیری برابر با ۱۲ گیگاپاسگال در تکیهگاه راست برآورد شد که کمتر از مقدار بهدست آمده از استاندارد ASTM D4394 است.

بهدلیل این که بخش عمده جابه جایی های حاصل از صفحه های بارگذاری در محدودهٔ الاستیک قرار می گیرند. تأثیر تغییرات چسبندگی و زاویهٔ اصطکاک داخلی بر تابع خطا قابل چشمپوشی است.

نتایج بهدست آمده از شبیهسازی عددی نشان میدهد که تودهٔ سنگ همگن است و مدول تغییر شکل پذیری بهدست آمده با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری تغییر نمیکند. ولی بهدلیل عدم تطابق شرایط مرزی اجرا شده و رژیم تنش موجود با آنچه با استاندارد ASTM D4394 فرض می شود مقدار مدول تغییر شکل پیشنهادی به وسیلهٔ استاندارد با افزایش عمق، افزایش پیدا کرده است.

تحلیل حساسیت روی عرض گالری نشان داد، زمانی که عرض گالری حدود ٦ برابر عرض صفحه بارگذاری است، تأثیر عرض گالری بر جابهجاییهای حاصل از صفحات بارگذاری قابل چشمپوشی است.

نتایج تحلیل تنش زیر صفحات بارگذاری نشان داد، که مقدار تنش محاسبه شده زیر صفحات بارگذاری در استاندارد ASTM D4394 از صفر تا ۹۰ درصد بیش از مقدار ارزیابی شده بر اساس شبیهسازی عددی است و میزان تفاوت در تنشهای ارزیابی شده بر اساس استاندارد و شبیهسازی عددی، با افزایش عمق افزایش پیدا میکند. این موضوع افزایش تصاعدی مدول تغییر شکل با فاصله گرفتن از صفحات بارگذاری را توجیه میکند.

منابع

- Hoek E., Diederichs M. S., "Empirical estimation of rock mass modulus", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 43 (2) (2006) 203-215.
- Zhang L., "Determination and applications of rock quality designation (RQD)", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8 (3) (2016) 389-397.

۳. ذوالفقاری ع.، سهرابی بیدار ع.، ملکی جوان م.، هفتانی م.، "بررسی اثر تزریق دوغاب بر مدول تغییر شکلپذیری توده سنگ با ارزیابی پارامترهای سیستمQ (بررسی موردی پی سنگ سدهای بختیاری، بازفت و خرسان ۲) "، نشریه زمین شناسی مهندسی، ۸ (۱۳۹۳) ۲۱۳۸–۲۱۳۹.

 American Society for Testing and Materials, ASTM D 4394-84, "Standard test method for determining the in situ modulus of deformation of rock mass using the rigid plate loading method", ASTM International, West Conshohocken, Penn (1998).

- ISRM, "The Blue Book-The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring 1974-2006", Ulusay R., Hudson J. A., (eds.), Ankara: ISRM & ISRM Turkish National Group, (2007).
- İbrahim Ferid Öge, "Determination of deformation modulus in a weak rock mass by using menard pressuremeter", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 112 (2018) 238-252.
- Barton N., "Rock mass classification, tunnel reinforcement selection using the Q-system", In: Proceedings of the ASTM Symposium on Rock Classification Systems for Engineering Purposes, Cincinnati, Ohio, (1987).
- Barton N., "Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 39 (2) (2002) 185-216.
- Bieniawski Z. T., "Determining rock mass deformability: Experience from case histories", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 15 (5) (1987) 237-247.
- Galera J. M., Alvarez Z., Bieniawski Z. T., "Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR, comparison with dilatometer tests", Workshop: Underground Works under Special Conditions: Proceedings of the ISRM Workshop W1. Madrid, Spain, (2007).
- Grimstad E., Barton N., "Updating the Q-System for NMT", In: International Symposium on Sprayed Concrete-Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Oslo, (1993).

- Hoek E., Brown E. T., "Practical estimates of rock mass strength", International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 34 (8) (1997) 1165-1186.
- Mehrotra V. K., "Estimation of engineering parameters of rock mass", Ph.D. Thesis, University of Roorkee, Roorkee, India, (1992).
- Mitri H. S., Edrissi R., Henning J., "Finite element modeling of cablebolted stopes in hard rock underground mines", In: Proceedings of the SME Annual Meeting Albuquerque, New Mexico (1994).
- Nicholson G. A., Bieniawski Z. T., "A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification", International Journal of Mining and Geological Engineering, 8 (3) (1990) 181-202.
- 16. Palmstrom A., Singh R., "The deformation modulus of rock masses: Comparisons between in situ tests and indirect estimates", Tunnelling and Underground Space Technology, 16 (2) (2001) 115-131.
- Read S. A. L., Richards L. R., Perrin N. D., "Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks", In: Proceedings of The Ninth International Congress on Rock Mechanics, Paris (1999).
- Sanei M., Rahmati A., Faramarzi L., Goli S., Mehinrad A., "Estimation of rock mass deformation modulus in Bakhtiary Dam Project in Iran", In: F. Hudson, Tan (Eds.), Rock Characterization, Modeling and Engineering Design Methods, Taylor & Francis Group, London, (2013).
- Serafim J. L., Pereira J. P., "Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski", In: Proceedings of International Symposium on Engineering Geology and Underground Constructions, (1983).

- 20. Shen J., Karakus M., Xu C., "A comparative study for empirical equations in estimating deformation modulus of rock masses", Tunnelling and Underground Space Technology, 32 (2012) 245-250.
- 21. Stephens R. E., Banks D. C., "Moduli for deformation studies of the foundation and abutments of the Portugues Dam-Puerto Rico", In: Rock mechanics as a guide for efficient utilization of natural resources: Proceedings of the 30th US symposium, Morgantown, Rotterdam: Balkema (1989).
- 22. Kayabasi A., Gokceoglu C., Ercanoglu M., "Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 40 (1) (2003) 55-63.
- 23. Fakhimi A., Salehi D., Mojtabai N., "Numerical back analysis for estimation of soil parameters in the Resalat Tunnel project", Tunnelling and Underground Space Technology, 19 (1) (2004) 57-67.
- 24. Jeon Y. S., Yang H. S., "Development of a back analysis algorithm using FLAC", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 41 (1) (2004) 447-453.
- 25. Kaiser P. K., Zou D., Lang P. A., "Stress determination by back analysis of excavation-induced stress changes-a case study", Rock Mechanics and Rock Engineering, 23 (3) (1990) 167-184.
- 26. Oreste P., "Back-analysis techniques for the improvement of the understanding of rock in underground constructions", Tunnelling and Underground Space Technology, 20 (1) (2005) 7-21.
- 27. Ravandi E. G., Rahmannejad R., Feili Monfared A. E., Ghotbi Ravandi E., "Application of numerical modeling and genetic programming to

۲..

estimate rock mass modulus of deformation", International Journal of Mining Science and Technology, 23 (5) (2013) 733-737.

- Sakurai S., Takeuchi K., "Back analysis of measured displacements of tunnels", Rock Mechanics and Rock Engineering, 16 (3) (1983) 173-180.
- Sakurai S., Akutagawa S., Takeuchi K., Shinji M., Shimizu N., "Backanalysis for tunnel engineering as a modern observational method", Tunnelling Underground Space Technology, 18 (2-3) (2003) 185-196.
- 30. Ting F. X., Zhang Z., Sheng Q., "Estimating mechanical rock mass parameters relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 37 (7) (2000) 1039-1054.
- 31. Zhang L. Q., Yue Z. Q., Yang Z. F., Qi J. X., Liu F. C., "A displacement-based back-analysis method for rock mass modulus and horizontal in situ stress in tunneling illustrated with a case study", Tunnelling and Underground Space Technology, 21 (6) (2006) 636-649.
- 32. Bertuzzi R., "Back-analysing rock mass modulus from monitoring data of two tunnels in Sydney, Australia", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9 (5) (2017) 877-891.
- 33. Vazaios I., Farahmand K., Vlachopoulos N., Diederichs M. S., "Effects of confinement on rock mass modulus: A synthetic rock mass modelling (SRM) study", Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10 (3) (2018) 436-456.

۳٤. مهندسین مشاور زایندآب، "گزارش مکانیک سنگ سیمای طرح پروژه آبرسانی به فلات مرکزی ایران"، وزارت نیرو (۱۳۹۲).

- Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., "Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition", In: Hammah R., Bawden W., Curran J., Telesnicki M. (Eds.), Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology, Toronto, (2002).
- 36. Sonmez H., Gokceoglu C., Ulusay R., "Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 41 (5) (2004) 849-857.
- 37. Sonmez H., Gokceoglu C., Nefeslioglu H. A., Kayabasi A., "Estimation of rock modulus: for intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 43 (2) (2006) 224-235.
- 38. Beiki M., Bashari A., Majdi A., "Genetic programming approach for estimating the deformation modulus of rock mass using sensitivity analysis by neural network", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 47 (7) (2010) 1091-1103

۳۹. مهندسین مشاور زایند آب، "گزارش آزمون بارگذاری صفحهای در ساختگاه سد بهشتآباد"، وزارت نیرو (۱۳۹۲).

- 40. Sheory P. R., "A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock", International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and geomechanics, 31 (1) (1994) 23-34
- Palmstrom A., "RMi-a rock mass characterization system for rock engineering purposes", PhD thesis, University of Oslo, Department of Geology, (1995).