

Numerical Study of The Strength of Concrete Coating on The CFRD Dam

Alireza Mardookhpour

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Lahijan Branch, Islamic Azad University, Lahijan, Iran

Ramtin Sobhkhiz Foumani *

PhD Student, Department of Civil Engineering, University of Qom, Qom, Iran (Corresponding Author)

sobhkhizarman@yahoo.co.uk

Seyed Ali Asgharifar

M.sc Student, Department of Civil Engineering, Lahijan Branch, Islamic Azad University, Lahijan, Iran

Abstract

Earthquakes are one of the major phenomena affecting structures and engineering use design criteria to deal with their effects. In terms of the specific degree of safety for dams, it is necessary that the design of large dams include the largest believable earthquake in hazard analysis and probability consideration regardless of the amount of time it return period in the design. Pebble dams have mainly concrete or asphalt coating, which in addition to impermeability to water, increases the stability of the dam. Since a number of gravel dams have been constructed in Iran and several other gravel dams are under construction, the study and analysis of this type of dam is very important for current and future studies of dam engineering. In this research, pebble dam modeling will be done in Abacus software as well as model validation. First, the model presented in the reference article is modeled and validated. The model used in validation and this research is Musouchura Dam. After ensuring the accuracy of modeling and analysis, the effect of concrete strength of dam cover under the effect of selected accelerometers and by changing the strength of concrete and also the effect of considering the damping of concrete were measured and finally the results were compared. The accelerometers used in this study are Northridge, Bam, San Fernando and Tabas. Changes in concrete strength in three types C20, C25 and C30 with nominal strength of cylindrical compression specimens of 20, 25 and 30 MPa were made and this increase in strength reduces lateral displacement by 8 to 10% under selected accelerometers in the dam crown. Considering the damping effect in concrete with a value of 0.0325, there is a change of about 3% in the lateral displacement of the dam crown, while it has little effect on the tensile degradation of the concrete surface.

Keywords: Numerical Simulation, CFRD Dam, Earthquake, Concrete Coating, Strength

مطالعه عددی میزان مقاومت روکش بتن بر رفتار سد سنگریزه ای

دریافت مقاله: ۱۴۰۰-۰۳-۸

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۴-۲۲

علیرضا مردوخ پور

استادیار گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد لاهیجان، لاهیجان، ایران

رامتین صبح خیز فومنی *

دانشجوی دکتری گروه عمران، دانشگاه قم، قم، ایران (نویسنده مسئول)

sobhkhizarman@yahoo.co.uk

سید علی اصغری فر

کارشناس ارشد گروه عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد لاهیجان، لاهیجان، ایران

چکیده

زلزله‌ها از عمده‌ترین پدیده‌های تاثیر گذار بر روی سازه‌ها هستند و مهندسان معیارهای طراحی را در راستای مقابله با اثرات آن بکار می‌گیرند. به لحاظ درجه ایمنی خاص برای سدهای بزرگ، لازم است که طرح سدهای بزرگ، بزرگترین زلزله قابل باور را در تحلیل مخاطرات و بررسی احتمالات با صرفه نظر از میزان زمان بازگشت آن در طراحی وارد نماید. سد های سنگریزه ای عمدتاً پوشش بتنی یا آسفالتی دارند که این پوشش علاوه بر نفوذناپذیری در مقابل آب، باعث افزایش پایداری سد می‌شود. از آنجاییکه تعدادی سد سنگریزه ای در ایران احداث شده و چندین سد سنگریزه ای دیگر نیز در دست احداث می‌باشند، بررسی و تحلیل این نوع از سدها برای مطالعات حال و آینده مهندسی سد بسیار مهم و حائز اهمیت می‌باشند. در این پژوهش مدلسازی سد سنگریزه ای در نرم افزار Abaqus و همچنین صحت سنجی مدل انجام خواهد گردید. ابتدا مدل ارائه شده در مقاله مرجع مدلسازی و صحت سنجی می‌گردد. مدل مورد استفاده در صحت سنجی و این پژوهش مربوط به سد مسوچورا در کشور یونان می‌باشد. پس از اطمینان از صحت مدلسازی و تحلیل، تاثیر مقاومت بتن روکش سد تحت اثر شتابنگاشت های انتخابی و با تغییر مقاومت بتن و همچنین تاثیر در نظر گرفتن میرایی بتن سنجیده شد و در نهایت نتایج مقایسه گردیدند. شتابنگاشت های مورد استفاده در این تحقیق نورتریج، بم، سن فرناندو و طبس می‌باشد. تغییرات در مقاومت بتن در سه نوع C20، C25 و C30 با مقاومت اسمی نمونه فشاری استوانه ۲۰، ۲۵ و ۳۰ مگاپاسکال انجام شد و این افزایش مقاومت حدود ۸ تا ۱۰ درصد در کاهش تغییر مکان جانبی تحت شتابنگاشت های انتخابی در تاج سد را در بر دارد. با لحاظ نمودن اثر میرایی در بتن با مقدار ۰/۳۲۵، تحت شتابنگاشت های انتخابی تغییر در حدود ۳ درصد در تغییر مکان جانبی تاج سد دارد در عین حال که در تخریب کششی رویه بتنی تاثیر ناچیزی دارد.

واژه کلیدی: شبیه سازی عددی، سد سنگریزه، زلزله، روکش بتن، مقاومت

آب به عنوان یکی از ارزشمندترین منابع همواره محور توسعه در سرزمین های مختلف بوده است. تمدن ها از دیرباز تاکنون، همواره در مجاورت و یا نزدیک به منابع آبی اعم از دریا، دریاچه و یا رودخانه ساخته شده اند و مردمانی که توانستند کنترل منابع آبی سطحی و زیرزمینی را در اختیار گیرند، بالطبع پیشرفت های چشمگیری در صنعت و کشاورزی داشتند. بنابراین کنترل منابع آبی مخصوصا منابع سطحی همواره مورد توجه بوده است. از طرفی سدهای سنگریزه ای نسبت به سدهای خاکی از مصالح درشت دانه تر تشکیل یافته اند و امروزه جایگزین سدهای خاکی متداول شده اند. عنصر نفوذناپذیر در سدهای سنگریزه ای می تواند مانند سدهای خاکی از نوع هسته ی رسی باشد و یا در نوع دیگر آنها از رویه ی بتنی تشکیل شده باشد. سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی به دلیل عدم وابستگی زیاد به بستر و شکل دره و نیز تکنولوژی ساده تر ساخت، در سال های اخیر بیش از انواع دیگر سدها مورد توجه قرار گرفته است. در ایران چند سد ساخته شده ی سنگریزه ای با روکش بتنی و همچنین سدهای در دست احداث وجود دارد و پرداختن به مسئله ی تحلیل این نوع سدها برای مطالعات حال و آینده ضروری است. [۱]

بین و همکاران (۲۰۱۲) شبیه سازی سه بعدی سد سنگریزه ای با روکش بتنی سد تحت زلزله ای قدرتمند را با استفاده از مدل پلاستیسیته عمومی شده در حین ساخت انجام دادند. نتایج نشان داد که شبیه سازی انطباق مناسبی با مقادیر اندازه گیری شده در پایش سد در نقاط متفاوت داشته است [۲]

جون و همکاران (۲۰۱۴) به بررسی نقش روش های مقاوم سازی و مودهای خرابی بر مدل درشت مقیاس سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته اند. نتایج نشان داد که روش های مقاوم سازی مورد استفاده می تواند یکپارچگی سد را افزایش داده و تغییر شکل های آن را به طور قابل توجهی کاهش دهد. [۳]

مهین روستا و همکاران (۲۰۱۴) روشی را جهت پیش بینی خرابی سد پیشنهاد ارائه داده اند که این روش مرتبط با بهره گیری از ضریب خرابی وابسته به تنش می باشد. سپس پارامترهای مدل پیشنهادی با استفاده از مدلسازی سد گتوند انجام داده اند. در انتها نیز یک مطالعه پارامتری با استفاده از روش پیشنهادی انجام شد تا درک مناسبتری از پدیده خرابی حاصل گردد [۴]

بین و همکاران (۲۰۱۵) به شبیه سازی اجزای محدود مراحل ساخت، آبیگری و تحریک لرزه ای یک سد سنگریزه ای پرداخته اند. نتایج نشان داد که نواحی های که در آنها بیش ترین آسیب کششی ایجاد شده برای مقاصد طراحی از اهمیت ویژه ای برخوردار است همچنین پاسخ شتاب و تغییر شکل های لرزه ای سد به خصوصیات مصالح سنگریزه وابسته است و مدل های بتن مورد استفاده توزیع تنش در مدل را چندان مورد تاثیر قرار نمی دهد [۵]

ژانگ همکاران (۲۰۱۵) به بررسی آسیب های لرزه ای سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته اند. نتایج نشان داد که حرکات زلزله باعث تغییر شکل های غیریکنواخت شیبها و آسیب دیدگی روکش بتنی و نیز خسارت دیدن تجهیزات روی تاج سد و مصالح سنگی در پایین دست خواهد شد. همچنین نتایج نشان داد که معیارهای طراحی موجود به دلیل آسیب های وارده به این سد، مورد شک و تردید قرار گرفته است و نگرانی بابت ایمنی سدهای طراحی شده با این معیارها وجود داشته است. [۶]

جون و همکاران (۲۰۱۵) به ترکیب شبیه سازی اجزای محدود به کمک آزمایشات میز لرزه ای پرداخته اند. نتایج نشان داد که خرابی خمشی و خرابی ناشی از برش فشار مودهای اصلی خرابی دال بتنی بوده اند. همچنین نتایج بیانگر آن است که افزایش عرض تاج سد باعث کاهش ریسک خرابی خمشی روکش بتنی خواهد شد اما امکان بروز جابه جایی روکش بتنی وجود خواهد داشت. [۷]

نظری و امام (۲۰۱۳) به بررسی عددی تاثیر بار زلزله بر عملکرد دال رویه بتنی سد سنگریزه ای تحت بارهای استاتیکی نظیر بارهای وزن، افت مرحله ای بدنه سد و آبیگری مخزن پرداخته اند. در این پژوهش رفتار مصالح سنگریزه ای

به صورت غیرخطی و اندرکنش بین دال بتنی بین دال بتنی رویه و بدنه مدنظر قرار داشته است. در نهایت نتایج مدلسازی اجزای محدود با داده های واقعی و روابط تجربی بطور مطلوب ارزیابی شده است [۸].

جیا و همکاران (۲۰۱۵) به شبیه سازی عددی خرابی و ترک خوردگی سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی با استفاده از مدل سازی سه بعدی اجزای محدود یک سد تحت رکورد شتاب زلزله پرداخته اند. نتایج نشان داد که با افزایش زمان زلزله تعداد المان های آسیب دیده و ترک خورده در سد افزایش پیدا می کند. [۹]

ون و همکاران (۲۰۱۷) به ارزیابی عددی رفتار لرزه ای سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی به کمک نرم افزار المان محدود پرداخته اند. نتایج نشان داد که شتاب وارده به سد در بخش تاج به شدت بزرگ شده و همچنین تحریک وارده به سد باعث نشست قابل توجه بدنه سنگریزه ای خواهد شد [۱۰].

کیو و همکاران (۲۰۲۰) به بررسی عددی تکامل ترک خوردگی لرزه ای برای دال در سد سنگریزه با رویه بتنی براساس مدل ناحیه چسبیده در چارچوب صریح FEM-SBFEM پرداخته اند. نتایج نشان می دهد که کارایی محاسباتی می تواند به طور قابل توجهی با کاهش نسبت میرایی دال بتنی در تحلیل لرزه ای صریح بهبود یابد. همچنین نتایج نشان داد که روش توسعه یافته می تواند به طور دقیق مکان های ضعیف دال بتنی را تعیین کرده و عملکرد نهایی لرزه ای دال را در سد ارزیابی کند [۱۱].

قائم و کانرد (۲۰۲۰) رابطه نیمه تجربی برای پیش بینی نشست تاج بتنی ناشی از زلزله در سدی سنگریزه با رویه بتنی ارائه کردند. تاثیر ویژگی های حرکت بر پاسخ یک سد سنگریزه رویه بتنی به صورت عددی بر حسب شتاب تاج و نشست تاج تحلیل شده است. روش پیشنهادی پارامترهای حرکت زمین، مشخصات دینامیکی یک سد و نشست تاج لرزه ای مشاهده شده را به هم پیوند می دهد. همچنین رابطه نیمه تجربی پیشنهادی به محدودیت روش های موجود با در نظر گرفتن اثر تشدید در نشست تاج می پردازد [۱۲].

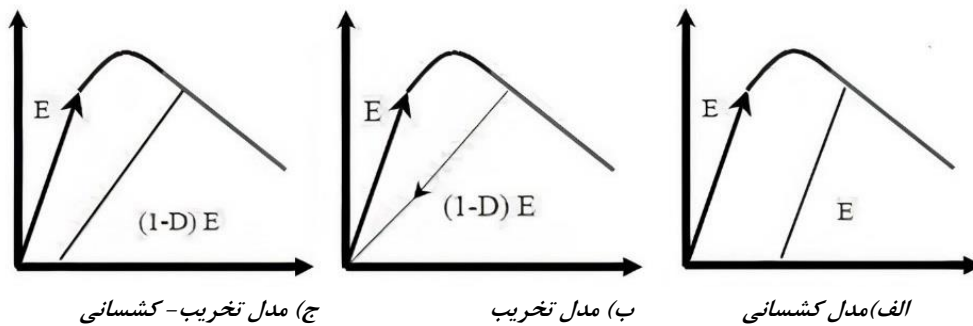
وانگ و همکاران (۲۰۲۱) به بررسی نقش حرکات لرزه ای قوی در پاسخ های دینامیکی در آنالیزهای الاستوپلاستیکی سدهای سنگریزه با روکش بتن پرداخته اند. نتایج نشان داد که مدت زمان قابل توجه، مفیدترین شاخص برای ارزیابی لرزه ای سد های CFRD بالا و همچنین برای ارزیابی اثرات مدت زمان زلزله بر یکپارچگی سد های CFRD بالاست [۱۳].

تحقیقات عددی انجام شده در مورد رفتار لرزه ای سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی اغلب به دلیل حجم بالای مدل سازی به صورت دو بعدی انجام شده است. در این تحقیق از روش اجزای محدود برای بررسی تاثیرات مقاومت بتن روکش بر رفتار سدهای سنگریزه ای با روکش بتنی استفاده شده است که تاثیرات مقاومت فشاری بتن مربوط به روکش بتنی سد بر رفتار سد سنگریزه ای مورد بررسی قرار گرفته است

مواد و روش ها

معادلات رفتاری بتن

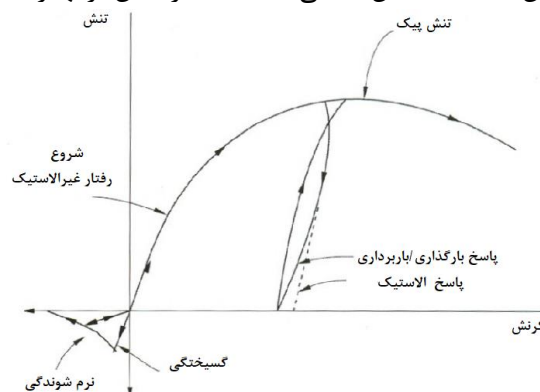
در ابتدا برای بتن، رفتار پلاستیک همانند فولاد فرض می شد اما به دلیل دخالت ندادن تاثیر ترک امکان اطمینان به جواب های آن وجود نداشت. در مکانیسم آسیب فرض بر این است که کاهش سختی در اثر ایجاد و گسترش ترک های ریز بوده طوریکه بتوان این کاهش را با پارامتری به نام آسیب (D) اندازه گیری و مشخص کرد. در تئوری پلاستیسیته تغییر شکل غیر الاستیک بر کرنش های برگشت ناپذیر غلبه می کند در صورتیکه در مکانیسم آسیب، آسیب ماده سبب کاهش سختی الاستیک می شود. تحقیقات زیادی انجام شد تا مدل هایی ارائه شود، بطوریکه از هر دو تئوری فوق استفاده گردد. در تمامی مدل های فوق شیب باربرداری و بارگذاری یکسان فرض می شد ولی اخیراً مدل هایی ارائه شده که می تواند رفتار سایکلیک بتن، حتی باز و بست شدن ترک را کاملاً نشان دهد. شکل (۱) مدل های مختلف رفتاری بتن نشان می دهد، بطوریکه منحنی (الف) مدل تخریب-کشسانی، منحنی (ب) مدل تخریب و منحنی (ج) مدل کشسانی می باشد [۱۴]



شکل ۱: مدل های مختلف رفتاری بتن [۱۴]

مدل ترک اندود

مدل ترک اندود یکی از مدل های ارائه شده برای بتن است که در بیشتر نرم افزارهای المان محدود استفاده می شود. بطور فیزیکی مدل ترک اندود می تواند با یک سری ترک های ریز بیان شود. در این مدل، جهت تشکیل ترک معمولاً با تنش اصلی کششی ماکزیمم تعریف می شود. هنگامی که یک ترک تشکیل می شود، یک سیستم مختصات محلی طوری به ترک وابسته می گردد که یکی از محورها در جهت عمود به سطح ترک قرار گیرد. سپس برای این محورهای مختصات یک قانون تنش- کرنش عمود برهم با مشخصه نرم شدگی کرنشی در نظر گرفته می- شود. مطابق شکل (۲) زمانی که بتن تحت تنش های فشاری قرار می گیرد، ابتدا پاسخ الاستیک دارد. همچنان که تنش افزایش می یابد کرنش های غیر الاستیک اتفاق افتاده و پاسخ بتن نرم می گردد. در هر نقطه بعد از حداکثر مقاومت فشاری بتن شیب باربرداری موازی شیب اولیه خواهد بود. هنگامی که جهت بارگذاری عوض می شود (تنش کششی) پاسخ بتن تا حداکثر مقاومت کششی الاستیک بوده بعد از آن مکانیسم ترک اتفاق می افتد و بتن آسیب می بیند. در این حالت می توان با کمک کاهش سختی الاستیک، باز شدن ترکها را مدل نمود. [۱۵]



شکل ۲: مدل ترک اندود [۱۵]

مدل پلاستیسیته - آسیب

در این مدل دو مکانیسم گسیختگی برای بتن فرض می شود که عبارتند از ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری. تغییر سطح تسلیم به وسیله دو پارامتر سخت شوندگی فشاری و کششی کنترل می شود. هنگامیکه در نمونه بتنی باربرداری انجام می شود سختی اولیه کاهش می یابد که این کاهش با پارامترهای آسیب تعیین می شود. از آنجایی که تنش های موثر اندازه سطح تسلیم را تعیین میکنند در نتیجه به کمک پارامترهای آسیب می توان معادلات تنش- کرنش را به صورت تنش موثر زیر نوشت: [۱۵]

$$\bar{\sigma}_i = \frac{\sigma_i}{(1-d_i)} = E_0 (\epsilon_i - \bar{\epsilon}_i^p) \quad (1)$$

که در رابطه (۱) $\bar{\sigma}t$ و σt به ترتیب تنش متوسط کششی و تنش کششی، d_t پارامتر آسیب کششی، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل کششی، ϵ_t کرنش کششی، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل اولیه می باشد.

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (2)$$

که در رابطه (۲) $\bar{\sigma}c$ و σc به ترتیب تنش متوسط فشاری و تنش فشاری، d_c پارامتر آسیب فشاری، $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل فشاری، ϵ_c کرنش فشاری، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل اولیه می باشد. به کمک کرنش غیر الاستیک و کرنش الاستیک بخش آسیب ندیده روابط برای آسیب کششی و فشاری به صورت معادلات (۳) و (۴) نوشت:

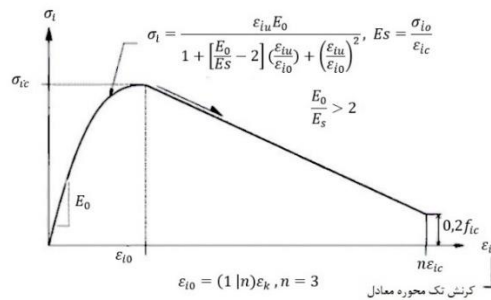
$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \tilde{\epsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \Rightarrow d_c = 1 - \frac{\epsilon_{oc}^{el}}{\epsilon_c - \epsilon_{pl}} \quad (3)$$

$$\epsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}, \quad \tilde{\epsilon}_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{oc}^{el} \quad (4)$$

که در روابط مذکور، $\tilde{\epsilon}_c^{in}$ کرنش غیرالاستیک یا کرنش خردشدگی، ϵ_c^{el} کرنش الاستیک بخش ماده آسیب ندیده، ϵ_{pl} کرنش پلاستیک، ϵ_{oc}^{el} کرنش فشاری الاستیک، ϵ_c کرنش فشاری می باشد. از طرفی اگر کرنش پلاستیک معلوم باشد مقادیر آسیب در هر سیکل به راحتی قابل محاسبه است. از طرفی یکی از مهمترین روابطی که برای محاسبه کرنش پلاستیک فشاری ارائه شده، رابطه پالرمو می باشد:

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \epsilon_{cu} \left[0.166 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right)^2 + 0.132 \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right) \right] \quad (5)$$

که $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ کرنش فشاری پلاستیک ماده آسیب ندیده، ϵ_{cu} کرنش نظیر ماکزیمم مقاومت بتن، ϵ_c کرنش منحنی پوش می باشد. همچنین منحنی پوش را می توان از منحنی هاگنستاد ویا منحنی زیر ارائه شده استفاده کرد. این منحنی به صورت در شکل (۳) نشان داده شده است



شکل ۳: منحنی پیشنهادی برای بخش فشاری [۱۵]

روابط ارائه شده برای بخش فشاری به صورت زیر برای حالت کششی بازنویسی می گردد.

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \tilde{\epsilon}_t^{in} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \Rightarrow d_t = 1 - \frac{\epsilon_{ot}^{el}}{\epsilon_t - \epsilon_{pl}} \quad (6)$$

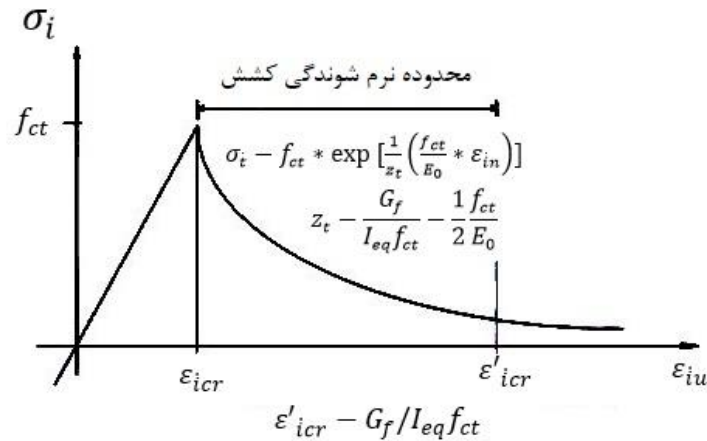
در رابطه (۳-۹) $\tilde{\epsilon}_t^{in}$ کرنش کششی غیر الاستیک، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ کرنش کششی پلاستیک بخش ماده آسیب ندیده، d_t پارامتر آسیب کششی، σ_t تنش کششی، E_0 شیب منحنی باربرداری در سیکل، ϵ_t کرنش منحنی پوش، ϵ_{pl} کرنش پلاستیک، ϵ_{ot}^{el} کرنش کششی الاستیک می باشد. لازم به ذکر است که پارامترهای $\tilde{\epsilon}_t^{in}$ ، $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ که به کمک روابط زیر محاسبه می شوند

$$\varepsilon_{ot}^d = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad , \quad \tilde{\varepsilon}_t^{in} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^d \quad (7)$$

که در عبارات فوق اگر کرنش پلاستیک معلوم باشد مقادیر آسیب در هر سیکل به راحتی قابل محاسبه است. یکی از مهمترین روابطی که برای محاسبه کرنش پلاستیک کششی ارائه شده، رابطه پالرمو می باشد

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = 146\varepsilon_t^2 + 0.523\varepsilon_t \quad (8)$$

در رابطه فوق ε_t کرنش منحنی پوش ، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک معادل کششی می باشد. منحنی پوش به صورت خلاصه در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴: منحنی پیشنهادی برای بخش کششی [۱۵]

که منظور از G_f در شکل فوق ، انرژی شکست یا انرژی لازم برای ایجاد یک واحد در سطح ترک می باشد

معیار تسلیم دراگر - پراگر در سنگریزه

برای شبیه سازی رفتار سنگریزه در سد می توان از مدل های ارائه شده برای مصالح دانه ای مانند مدل دراگر - پراگر استفاده نمود معیار تسلیم دراگر - پراگر مشابه معیار تسلیم فون میزس است با این تفاوت که اختلاف تنش تسلیم در فشار و کشش در نظر گرفته شده است. این معیار تسلیم اغلب برای بتن مورد استفاده قرار می گیرد که در آن هم تنش های نرمال و هم تنش های برشی می توانند تعیین کننده باشند. معیار تسلیم دراگر - پراگر به شرح رابطه (۹) می باشد [۱۶]:

$$\left(\frac{m-1}{2}\right)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + \left(\frac{m+1}{2}\right)\sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} = S_{yc} \quad (9)$$

که در رابطه فوق S_{yc} تنش تسلیم ماده در کشش ، m نسبت تنش تسلیم ماده در کشش به فشار تک محوره ، $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ تنش های مربوطه در ۳ محور مختصات می باشد

نرم افزار مورد استفاده در پژوهش

نرم افزار ABAQUS از دو مدل رفتاری بتن ارائه شده در مقاله برای آنالیزهای غیر خطی استفاده می کند. مدل ترک اندود در قالب ترک ثابت و مدل پلاستیسیته - آسیب، هر دو مدل برای آنالیزهای دینامیکی مناسب می باشند. با توجه به اینکه مدل پلاستیسیته - آسیب نیاز به پارامترهای آسیب دارد، یافتن مدل های آزمایشگاهی برای بتن با هر مقاومتی که پارامترهای آسیب آن ذکر شده به راحتی امکان پذیر نیست. لازم به ذکر است که پارامترهای

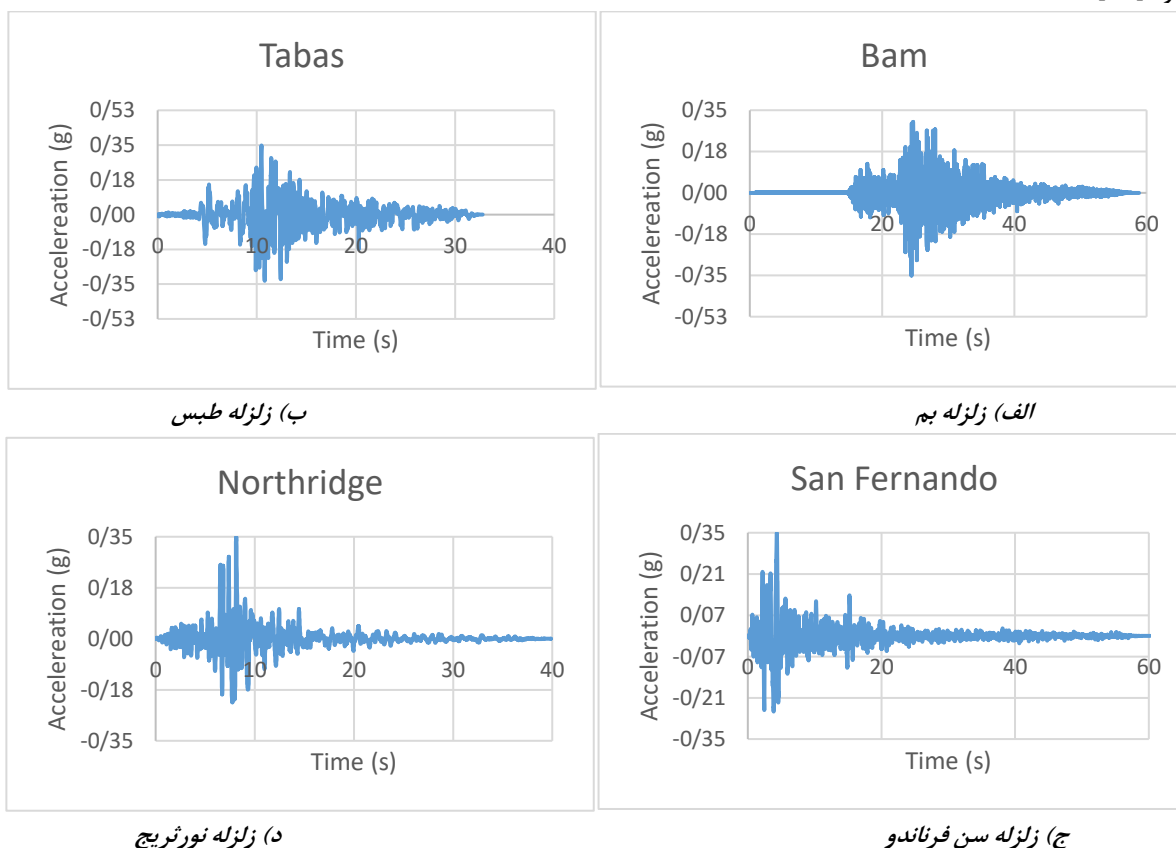
مدل تخریب-کشسانی بطور معمول مقادیر مشخصی دارند که می‌توان از راهنمای نرم افزار آباکوس و یا تحقیقات پیشین استفاده نمود. همچنین این نرم افزار جهت شبیه سازی سنگریز از معیار تسلیم دراگر-پراگر بهره خواهد برد.

مشخصات مصالح

در این پژوهش از بتن مصرفی C25 با ویژگی های مشخصی استفاده گردید بطوریکه مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۹ گیگاپاسکال می باشد. میزان ضریب پواسون در این پژوهش ۰/۲ فرض شده و چگالی بتن حدود ۲۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می باشد. همچنین در مدلسازی پارامترهایی نظیر گریز از مرکزیت، نسبت مقاومت فشاری متعادل به تک محوری، ضریب K، ویسکوزیته مربوط به بتن نیاز بوده که به ترتیب مقادیر ۰/۱، ۱/۱۶، ۰/۶۶۷ در نظر گرفته شده است. این در حالی است که مقادیر کرنش های بتن مصرفی اعم از کرنش پیک و نهایی به ترتیب ۰/۲۷۵ و ۰/۳۵ درصد فرض شده است. ضمن اینکه تنش نهایی حدود ۳ مگاپاسکال و میزان بازشدگی بحرانی ترک ۰/۱۵۶ میلی متر در نظر گرفته شده است.

انتخاب شتابنگاشت ها

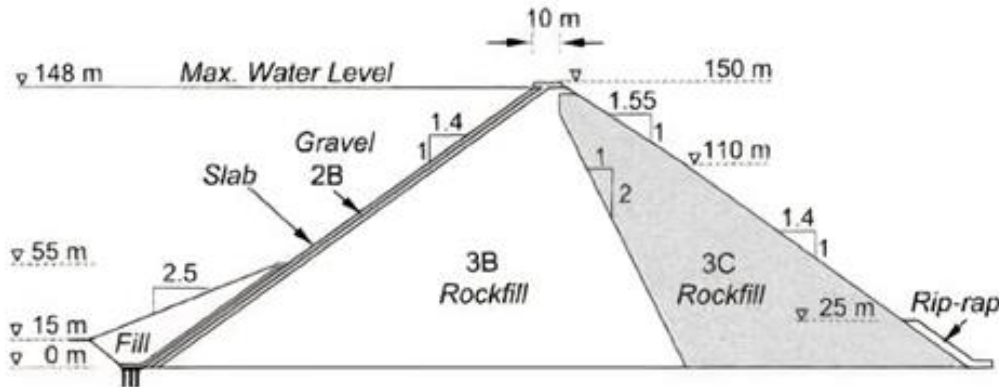
برای تحلیل مدل از ۴ شتابنگاشت نورتریج، سن فرناندو، بم، طیس، استفاده شده است. شتابنگاشت ها از سایت Peer Berkely دریافت و با استفاده از نرم افزار Seismosignal شتابنگاشت ها بر اساس شتاب گرانش (g) مقیاس می گردند. مقدار مقیاس بر اساس Eurocode ۰/۳۵ شتاب گرانش (0.35g) می باشد. با توجه به اینکه شتاب نگاشتها مقیاس شده اند نیازی به اعمال ضریب مقیاس در آباکوس نیست و ضریب شتاب را برابر با ۱ در نظر گرفته میشود. [۱۷]



شکل ۵: شتابنگاشت زلزله ها [۱۷]

صحت سنجی مدلسازی اجزای محدود

در این پژوهش صحت سنجی مدل با استفاده از نتایج بررسی داکولاس (۲۰۱۲) روی سد مسوچورا یونان انجام شده است. در پژوهش مذکور مدلسازی سد انجام شده و فرکانس ۱۰ مود استخراج شده است. مقادیر این مودها در مقاله حاضر برای انجام صحت سنجی با استفاده از تحلیل مودال در نرم افزار آباکوس استفاده شده است. شکل (۶) مشخصات هندسی مقطع سد نشان می دهد.

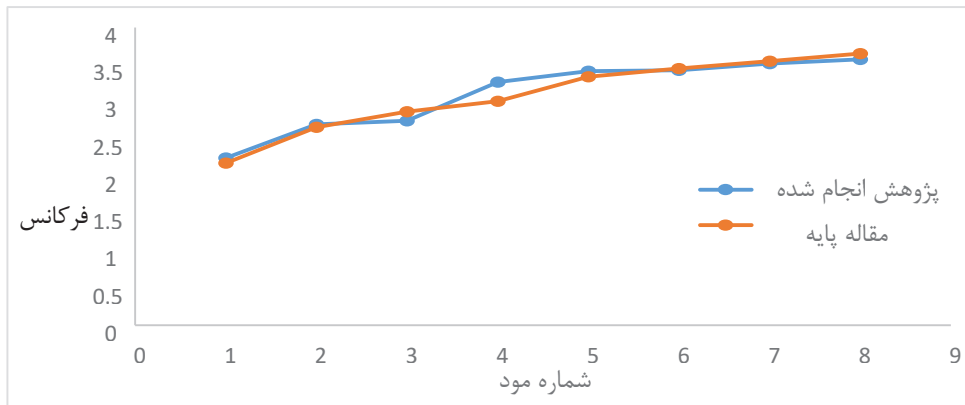


شکل ۶: مشخصات هندسی سد مسوچورا [۱۸]

سد مورد نظر با ساختن یک به یک لایه ها ساخته شده است. این لایه ها عبارتند از لایه بتنی، لایه 2B، لایه 3B و لایه 3C. همچنین آرماتورهای داخل لایه بتنی سد مدل شده اند. مشخصات مصالح بتن با استفاده از معادله رفتاری پلاستیسیته آسیب دیده، تعریف شده است. در خصوص مشخصات بتن در مقاله مرجع داکولاس (۲۰۱۲) می توان اشاره کرد که چگالی بتن حدود ۲۳۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، ضریب پواسون ۰/۲، مقاومت فشاری و کششی به ترتیب ۲۹ و ۳ مگاپاسکال فرض شده است. ضمن اینکه مدول الاستیسیته بتن مقدار ۲۹۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است [۱۸]

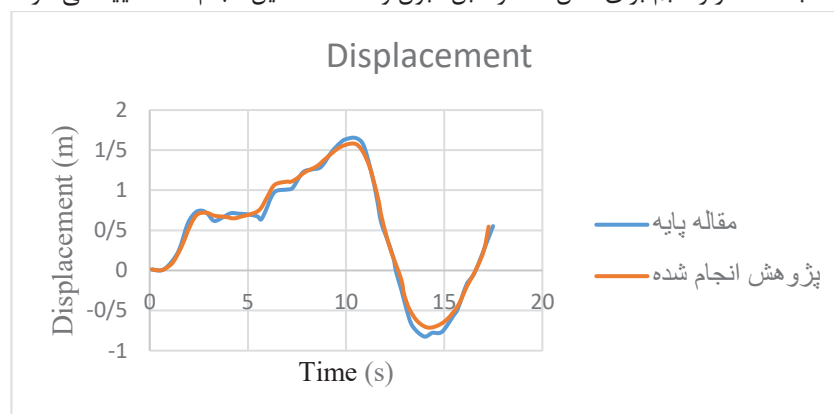
در این پژوهش برای شبیه سازی روکش بتنی از المان های پوسته ای چهارگرهی و برای تعریف مشخصات مصالح سنگریزه از مدل رفتاری دراگر پراگر استفاده شده است. چگالی و ضریب پواسون برای لایه های 3B, 3C, 2B به ترتیب ۲۱۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۰/۳۵ مطابق مقاله مرجع در نظر گرفته شده است. مقادیر مدول برشی برای این لایه ها، به ترتیب برابر ۸/۹۳، ۲/۸۹، ۳/۸۵ گیگا پاسکال منظور شده است. همچنین مقاومت فشاری و کششی طبق مقاله مرجع به ترتیب ۲۹ و ۳ مگاپاسکال در نرم افزار اعمال شد. در خصوص اندازه مش بندی نیز برای روکش بتنی ۲ متر و برای سد ۴ متر در نظر گرفته شده است. همچنین در خصوص اندرکنش بین بتن و سنگریزه می توان از تعریف- تماس سطح به سطح استفاده نمود. برای این کار نیز سطوح تماس انتخاب شده و خصوصیات تماس برای آن تعریف شد. خصوصیات تماس شامل خصوصیات مربوط به لغزش تماس بر سطح تماس و خصوصیات تماس عمود بر سطح تماس است. در برنامه آباکوس از گزینه contact hard برای تماس عمودی و گزینه penalty با تعریف ضریب اصطکاک برای تماس افقی استفاده شد. به عنوان راه حل جایگزین می توان از جابه جایی بخش بتنی نسبت به بخش سنگریزه ای مجاور صرف نظر نمود و درجات آزادی المان های بتنی را به درجات آزادی المان سنگریزه کنار آن با استفاده از گزینه های tie یا coupling مقید نمود. به منظور شبیه سازی، قسمتی که سازه سد به تکیه گاه سنگی اطراف و کف متصل شده است به عنوان تکیه گاه در نظر گرفته شده و تنها بخش سنگریزه ای و بتنی شبیه سازی شده اند؛ بر این اساس با فرض صلب بودن بستر سنگی، نیاز به در نظر گرفتن پی سد وجود ندارد. همچنین تمامی سطوح زیرین در محل بستر سد به عنوان تکیه گاه گیردار در نظر گرفته شده است.

شکل (۷) نتایج صحت سنجی یا به عبارتی، مقایسه نتایج فرکانس مودهای ارتعاش طبیعی اول تا دهم حاصل از تحلیل عددی در این پژوهش و نتایج داکولاس (۲۰۱۲) نشان می دهد. مطابق شکل (۷) انطباق مناسبی میان نتایج این دو پژوهش وجود دارد. بیشترین میزان اختلاف مربوط به مود چهارم و حدود ۱۰ درصد است



شکل ۷: مقایسه نتایج فرکانس موده‌های ارتعاش طبیعی در این پژوهش و نتایج داگولاس (۲۰۱۲)

همچنین در شکل (۸) اختلاف بسیار جزئی در جابجایی نقطه میانی تاج سد مشاهده می‌گردد مطابق این نمودار تحلیل دینامیکی غیرخطی با شتابنگاشت زلزله بم برای مدل حاضر قابل قبول و صحت تحلیل انجام شده تایید می‌گردد

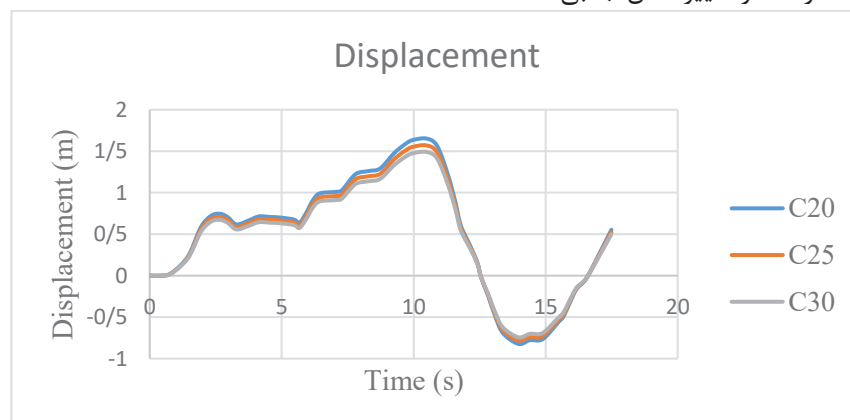


شکل ۸: مقایسه جابجایی افقی نقطه میانی تاج سد تحت شتابنگاشت بم

آنالیز و تحلیل نتایج

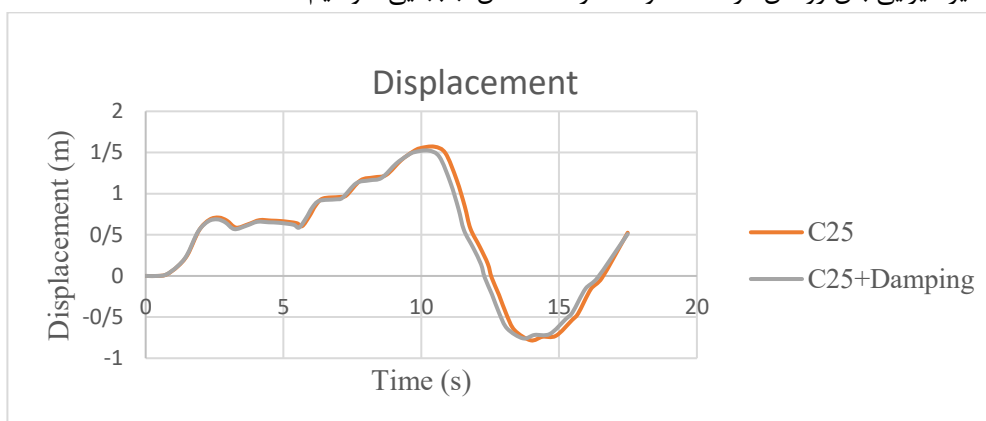
نتایج شتابنگاشت بم

شکل (۹) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۱/۶۵، ۱/۵۷ و ۱/۴۹ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۱۶ سانتیمتری معادل ۹/۷ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



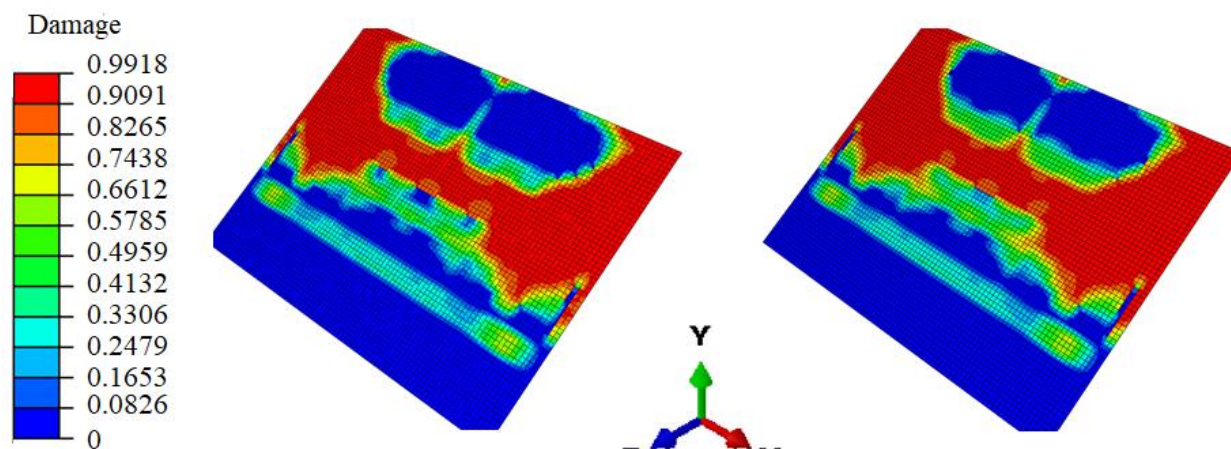
شکل ۹: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۰) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر ۱/۵۷ و ۱/۵۲ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی خواهیم داشت.



شکل ۱۰: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

بخش الف از شکل (۱۱) ، نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده از این دونوع بتن ناچیز می باشد. همچنین بخش ب از شکل (۱۱) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده از این بتن و بتن های C20 و C25 محدود به تعداد بسیار کمی المان بسیار کم می باشد. تاثیر لحاظ نمودن اثر میرایی نیز در تمام بتن ها نزدیک به صفر می باشد.



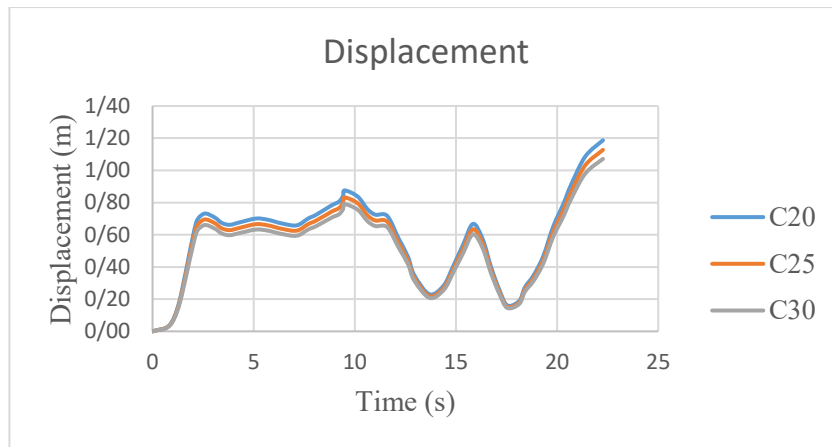
ب) بتن C30

الف) بتن C20, C25

شکل ۱۱: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

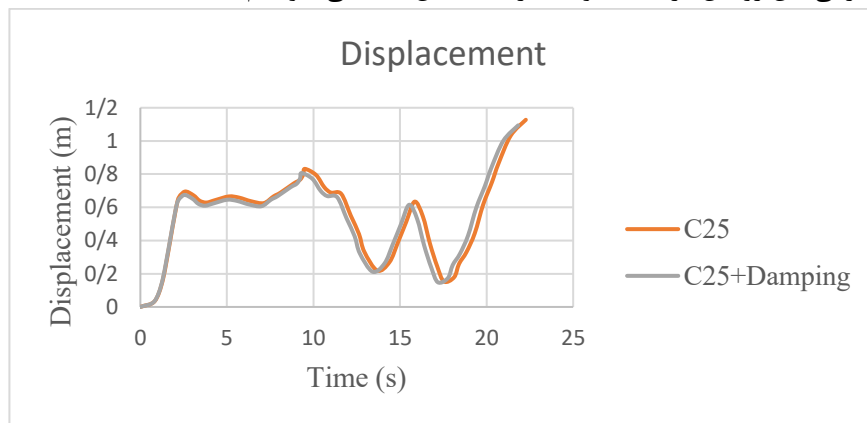
نتایج شتابنگاشت طبس

شکل (۱۲) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۱/۱۸، ۱/۱۲ و ۱/۰۷ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۱۱ سانتیمتری معادل ۹/۷ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



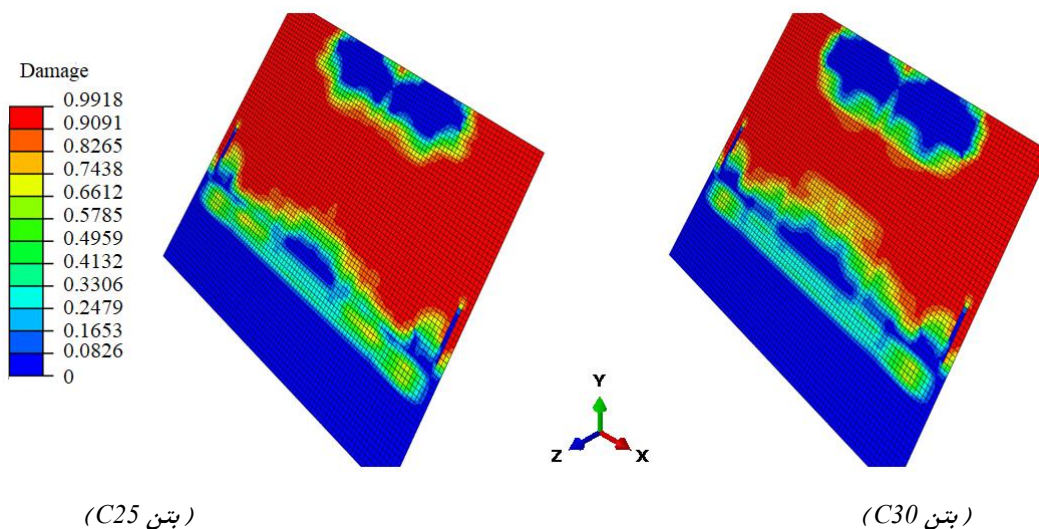
شکل ۱۲: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۳) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر $1/12$ و $1/9$ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی خواهیم داشت.



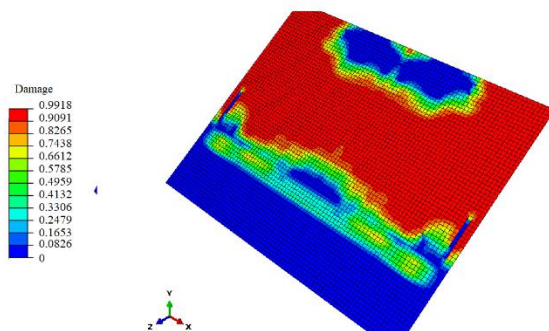
شکل ۱۳: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

اشکال (۱۴) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر C20 و C30 بسیار کم می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر C20 و C25 ناچیز می باشد



(بتن C25)

(بتن C30)

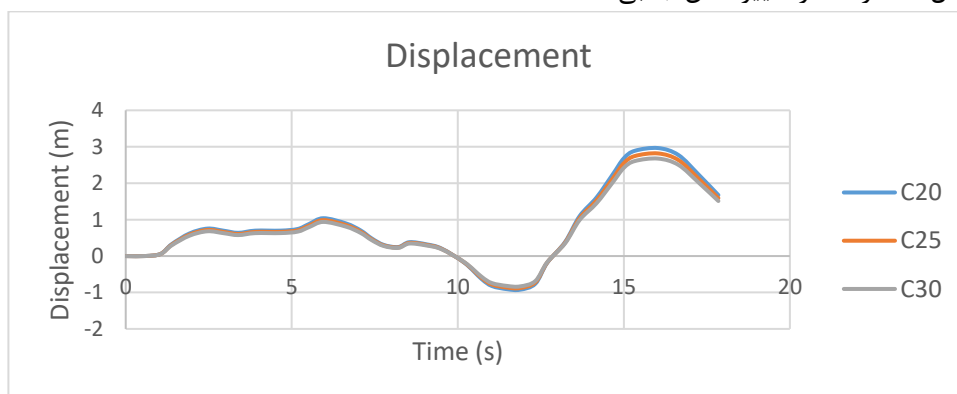


(بتن C20)

شکل ۱۴: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

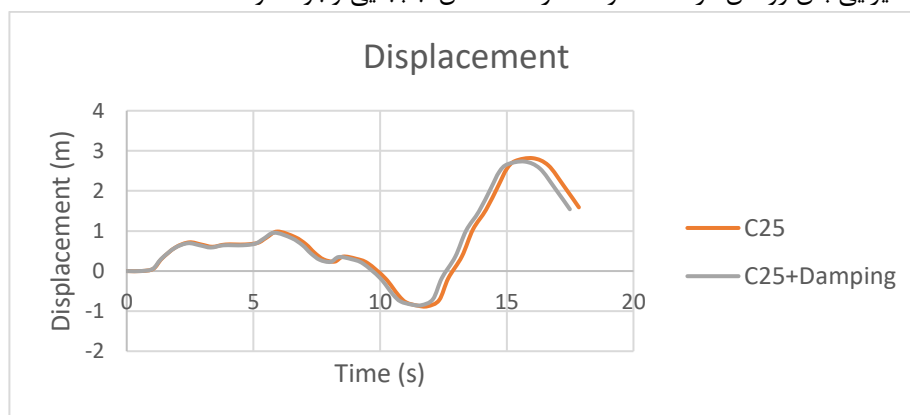
نتایج شتابنگاشت نورث ریج

شکل (۱۵) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۲/۹۶، ۲/۸۱ و ۲/۶۷ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۲۹ سانتیمتری معادل ۱۰ درصد در تغییر مکان جانبی شده است.



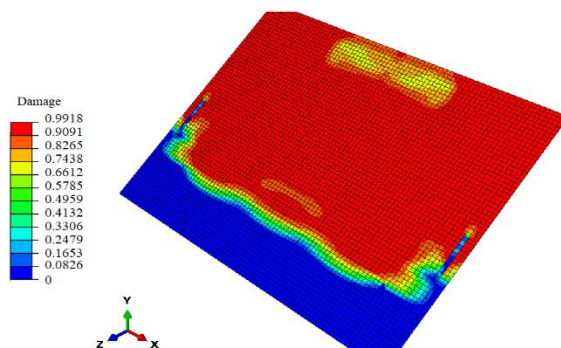
شکل ۱۵: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۶) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر ۲/۸۱ و ۲/۷۳ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی وجود خواهد داشت.



شکل ۱۶: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

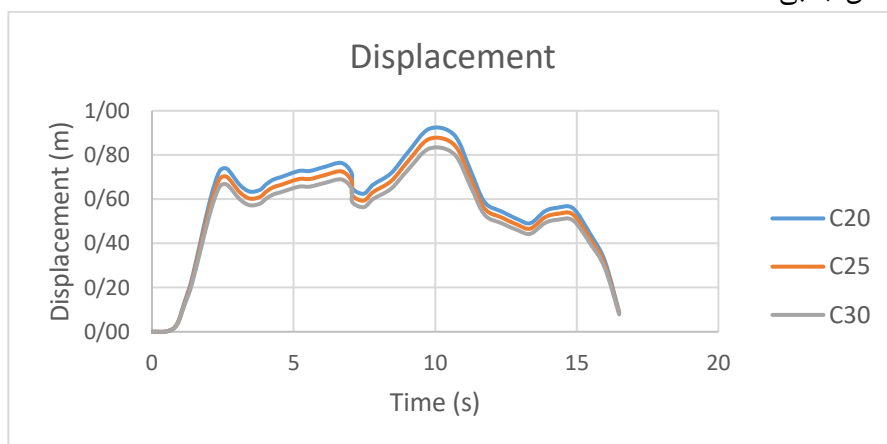
شکل (۱۷) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر سه نوع بتن ناچیز می باشد.



شکل ۱۷: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم (بتن C20, C25, C30)

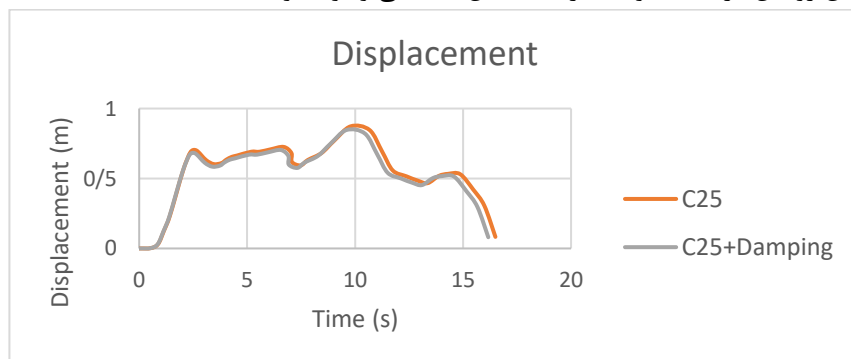
نتایج شتابنگاشت سن فرناندو

شکل (۱۸) بیانگر نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C20 و C25 و C30 به ترتیب برابر ۸۷، ۹۱ و ۸۳ متر می باشد. با تغییر مقاومت فشاری نمونه استوانه ای روکش بتنی از مقدار ۲۰ مگاپاسکال به ۳۰ مگاپاسکال باعث کاهش ۸ سانتیمتری معادل ۹ درصد در تغییر مکان جانبی است



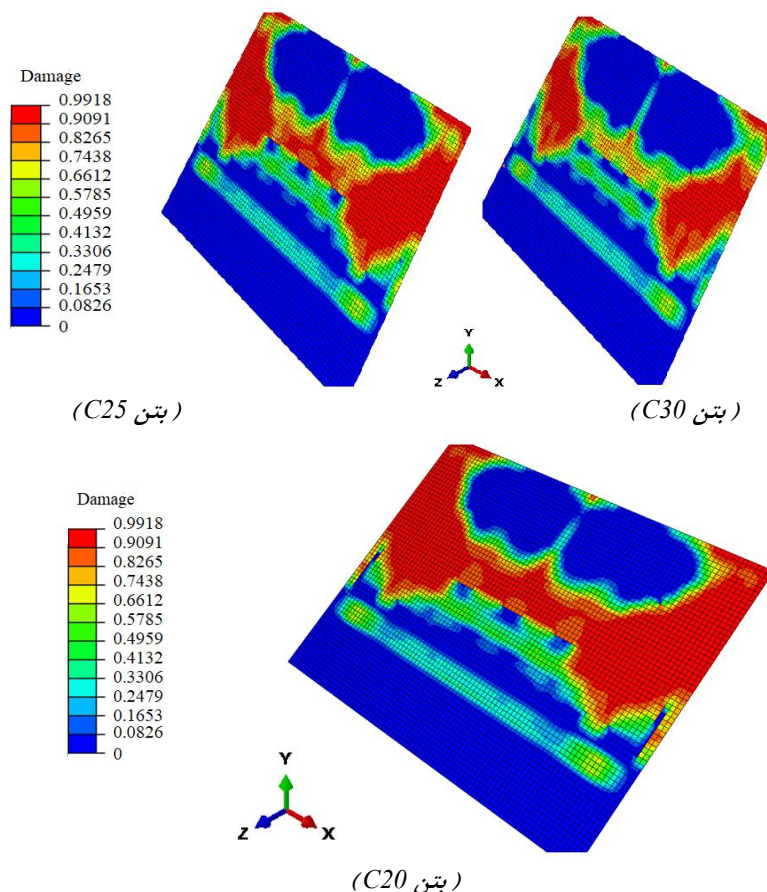
شکل ۱۸: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات مقاومت بتن

شکل (۱۹) نشان دهنده نمودار مقایسه ای تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی بتن می باشد. مطابق این شکل حداکثر تغییر مکان جانبی در بتن C25 با و بدون اثر میرایی به ترتیب برابر ۸۷ و ۸۴ متر می باشد. با لحاظ نمودن تاثیر میرایی بتن روکش در سد حدود ۳ درصد کاهش جابجایی وجود خواهد داشت.



شکل ۱۹: نمودار تغییر مکان جانبی تاج سد با تغییرات میرایی

شکل (۲۰) نشان دهنده کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم و برای بتن C20 و C25 و C30 می باشد. تغییر آسیب کششی میان استفاده هر سه نوع بتن بسیار کم می باشد.



شکل ۲۰: کانتور تغییرات آسیب کششی روکش بتنی سد تحت شتابنگاشت بم

نتیجه گیری

امروزه یکی از مهمترین بحث‌ها، بحث مقاومت بتن و تاثیر آن بر روی سازه های مختلف از جمله در سد های سنگریزه ای با روکش بتنی می باشد که با توجه به هزینه ساخت بالای ساخت سد بررسی تاثیر مقاومت بتن بسیار مهم می باشد در عین حال با توجه به ایجاد آسیب های مالی و جانی به دلیل شکست سد این مسئله دارای اهمیت بسیار بالایی می باشد. به این دلیل در پژوهش حاضر به تحلیل اثر مقاومت روکش بتنی بر روی رفتار سد سنگریزه ای با روکش بتنی پرداخته شده است. نتایج کلی این تحقیق به صورت موردی عبارت از:

۱- تغییرات در مقاومت بتن در سه نوع C20، C25، C30 با مقاومت اسمی نمونه فشاری استوانه ۲۰، ۲۵ و ۳۰ مگاپاسکال انجام شد و این افزایش مقاومت حدود ۸ تا ۱۰ درصد در کاهش تغییر مکان جانبی تحت شتابنگاشت های انتخابی در تاج سد تاثیر دارد.

۲- تغییرات در مقاومت بتن از ۲۰ به ۲۵ مگاپاسکال تاثیر بسیار کم تا ناچیزی بر روی تخریب کششی بتن دارد

۳- با لحاظ نمودن اثر میرایی در بتن با مقدار ۰/۰۳۲۵، تحت شتابنگاشت های انتخابی تغییری در حدود ۳ درصد در تغییر مکان جانبی تاج سد دارد و در تحت شتابنگاشت های انتخابی تاثیر ناچیزی بر روی تخریب کششی بتن دارد.

۴- تخریب فشاری بتن در هیچ نقطه ای مشاهده نمی شود که ناشی از سنگریزه ای بودن سد و تمایل به واگرایی اجزای سنگریزه ای می باشد که موجب تنش کششی در روکش می شود

۵- با تغییر شکل قائم سد، سنگریزه‌ها جابجا شده و علاوه بر نشست تمایل به واگرایی طولی دارند. همچنین به دلیل ارتعاش زلزله میزان نشست و فشردگی افزایش می‌یابد. در عین حال که المان‌ها بدلیل عدم چسبندگی بالا و امکان جابجایی و واگرایی بدون از دست دادن مقاومت فشاری، بر خلاف المانهایی مانند خاک و بتن حذف نمی‌شوند و در حل مسئله باقی می‌مانند و تنها مقاومت کششی که مقدار بسیار کمی در سنگریزه‌ها دارد از بین می‌رود.

منابع

- [1] - Vafaeian M. (2015). *Rockfill and Embankment dams*, Arkan Danesh Publications, Isfahan
- [2] - Bin X, Zou D, Liu H (2012). *Three-Dimensional Simulation of the Construction Process of the Zipingpu Concrete Face Rockfill Dam Based on a Generalized Plasticity Model*. *Journal of Computers and Geotechnics*, 43, 143-154
- [3] - Liu J, Liu F, Kong X, Yu L. (2014). *Large-Scale Shaking Table Model Tests of Aseismic Measures for Concrete Faced Rock-Fill Dams*. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 11, 152-113
- [4] - Mahinroosta R, Alizadeh A, Gatmiri B (2015). *Simulation of Collapse Settlement of First Filling in a High Rockfill Dam*. *Journal of Engineering Geology* 147, 32-44
- [5] - Bin X, Zou D Kong X, Hu Z, Zhou, Y (2015). *Dynamic Damage Evaluation on the Slabs of the Concrete Faced Rockfill Dam with the Plastic-Damage Model*. *Journal of Computers and Geotechnics* 15, 254-215
- [6] - Jian-Min Z, Yang Z, Gao X, Zhang J (2015). *Geotechnical Aspects and Seismic Damage of the 151-M-High Zipingpu Concrete Faced Rockfill Dam Following the Ms 4.0 Wenchuan Earthquake*, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 71, 145-151
- [7] - Liu J, Liu F, Kong X, Yu, L (2015). *Large-Scale Shaking Table Model Tests on Seismically Induced Failure of Concrete-Faced Rockfill Dams*. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 42, 11-23
- [8] - Nazari A, Imam MR, (2013) *Static and dynamic analysis of gravel dam with concrete surface (CFRD)*, *International Conference on Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, Tabriz*
- [9] - Jia Y, Chi Sh (2015). *Back-analysis of soil parameters of the Malutang II concrete face rockfill dam using parallel mutation particle swarm optimization*, *Journal of Computers and Geotechnics*, 15, 47-61
- [10] - Wen L, Chai J, Xu Z, Qin Y, Li Y (2017). *Monitoring and numerical analysis of behaviour of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China*, *Journal of Computers and Geotechnics*, 45, 230-244
- [11] - Qu Y, Zou D, Kong X, Yu X, Chen K. (2020). *Seismic cracking evolution for anti-seepage face slabs in concrete faced rockfill dams based on cohesive zone model in explicit SBFEM-FEM frame*, *Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 133, 106-120
- [12] - Ghaemi A, Konrad JM. (2020). *A semi-empirical relationship for predicting earthquake-induced crest settlement of concrete faced rockfill dams*, *Journal of Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, 132, 10, 59-90
- [13] - Wang X, Xue B, Xu B, Pang R. (2021). *Role of Strong Motion Duration on Seismic Responses of High Concrete Faced Rockfill Dams*, *Journal of Structures*, 32, 1092-1102

- [14] - Cen W, Wen L, Zhang Z, Xiong, K (2011). Numerical simulation of seismic damage and cracking of concrete slabs of high concrete face rockfill dams, *Journal of Water Science and Engineering*, 9,3
- [15]- Albano M, Modoni G, Croce P, Russo G (2015). Assessment of the seismic performance of a bituminous faced rockfill dam, *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 143-104
- [16]- Lee J. (1988). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures." *Journal of engineering mechanics*, 124, 8, 892-900.
- [17] PEER Berekely Reports.2011. <https://peer.berkeley.edu/peer-reports>
- [18]. Dakoulas p., Nonlinear seismic response of tall concrete-faced rockfill dams in narrow canyons, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol 34, P.P:11–24, 2012
- [19]- Abaqus software documentation, Simulia, Ver. 1.14.2.
- [20] - Nourzad R, Janalizadeh A, Najafi T, (2011) Numerical evaluation of the dynamic behavior of gravel dam with concrete surface under severe earthquakes, *Fifth National Congress of Civil Engineering*
- [21]- Kakavand MR, Neuner M, Schreter M, Hofstetter G. (2018). A 3D continuum FE-model for predicting the nonlinear response and failure modes of RC frames in pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 10, 4893-4917.
- [22]- Grassi P. (2006). Damage-plastic model for concrete failure." *International Journal of Solids and Structures* 43,22, 7166-7196.
- [23]- Kakavand MR, Taciroglu E. (2020) An enhanced damage plasticity model for predicting the cyclic behavior of plain concrete under multiaxial loading conditions." *Journal of Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 14,6, 1531-1544.
- [24]- Grassi P, Xenos D, Nystrom U, Rempling R, Gylltoft K. (2013) CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete." *International Journal of Solids and Structures*, 50,24, 3805-3816.
- [25]- Kakavand MR, Taciroglu E, Hofstetter G. (2020). Evaluation of the Performance of an Enhanced Damage Plasticity Model for Predicting the Cyclic Response of Plain Concrete under Multiaxial Loading Conditions, *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 9,4,273-277, doi: 10.18178/ijscer.9.4.273-277.