مجله مهندسی مکانیک مدرس، اسفند 1395، دوره 16، شماره 12، ص‌ص 373-383

ماهنامه علمی پژوهشی

مهندسی مکانیک مدرس

mme.modares.ac.ir

شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی با استفاده از اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته و تبدیل موجک

سجاد پیربوداقی[1]، رضا تاری‌نژاد[2*]، محمدتقی اعلمی[3]

1- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

2- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

3- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

* تبریز، صندوق پستی 5166616471، r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

اطلاعات مقاله

مقاله پژوهشی کامل

دریافت: 08 شهریور 1395

پذیرش: 16 آبان 1395

ارائه در سایت: 28 آذر 1395

کلید واژگان:

شناسایی آسیب

شناسایی سیستم

ترک چسبنده

روش المان محدود توسعه یافته

تبدیل موجک پیوسته

چکیده

هدف از تحقیق حاضر ارائه الگو و روندی کارآمد با استفاده از ترکیب روش المان محدود توسعه یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده (اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته) و تبدیل موجک پیوسته برای پایش آنلاین سلامت سازه‌ای سد بتنی دوقوسی می‌باشد. در این راستا مدل عددی دقیق سد سالم و آسیب‌دیده کارون 3 به عنوان یکی از بلندترین سدهای بتنی دوقوسی در حال بهره‌برداری کشور، به ترتیب با استفاده از روش اجزاء محدود و اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته ساخته و تحت تحریک لرزه‌ای تحلیل می‌شود. مدل اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته برای مواد بتنی به عنوان مدلی قابل اطمینان برای ارزیابی پاسخ‌های واقعی سازه سد کارون 3 در برابر بارهای وارده و آسیب‌های ایجاد شده می‌باشد که در آن کل سازه به عنوان ناحیه مستعد آسیب معرفی شده و ترک اولیه‌ای وجود ندارد. سپس برای تعیین اثرات ترک‌خوردگی و رفتار غیرخطی، با استفاده از شناسایی سیستم بر مبنای تبدیل موجک پیوسته، پارامترهای مودال سازه و تغییرات آن از روی پاسخ سازه برای بدست آوردن زمان شروع ترک‌خوردگی و نیز تشخیص محل آسیب بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد علی‌رغم مشکلاتی مانند اثر ورودی، تداخل مودی و تاثیرگذاری انتخاب نقطه مرجع برای اشکال مودی ناشی از نزدیکی فرکانس‌های طبیعی سیستم، روند پیشنهادی از قابلیت بالایی برخوردار می‌باشد که تحلیل نتایج آن، سیر تغییرات فیزیکی بوجود آمده در سازه و زمان شروع ترک‌خوردگی از بررسی پنجره زمان-فرکانس و نیز تشخیص دقیق محل آسیب صورت گرفته از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی طره مرکزی و پلان تاج سد را ممکن می‌سازد.

Damage Detection Based on System Identification of Concrete Arch Dam using XFEM Based Cohesive Crack Segments and Wavelet Transform

Sajjad Pirboudaghi, Reza Tarinejad*, Mohammad Taghi Alami

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran
* P.O.B. 5166616471, Tabriz, Iran, r_tarinejad@tabrizu.ac.ir

ARTICLE INFORMATION

Original Research Paper
Received 29 August 2016
Accepted 06 November 2016
Available Online 18 December 2016

Keywords:
Damage detection
System identification
Cohesive crack
Extended finite element method
Continuous wavelet transform

ABSTRACT

The aim of this work is to propose a procedure for online structural health monitoring of a double curvature arch dam structure using combination of the extended finite element model (XFEM) based on cohesive crack model (XFEM based cohesive crack segments) and continuous Wavelet transform (CWT). In this way, the Karun 3 dam, one of Iranian under operation arch dam, is numerically modeled and analyzed using the finite element method (FEM) and XFEM based cohesive crack segments respectively, and the dam is analyzed under the seismic excitation. The XFEM based cohesive crack segments for concrete material as a reliable model is used for investigating real responses of Karun 3 concrete dam against applied loads and damages. In this model, whole of the structure is potentially under damage risk, while there is no initial crack. Then, for specification of crack effects and nonlinear behavior, the structural modal parameters and their variation should be investigated based on structure response for obtaining damage initiation time and its location by using system identification based on CWT. Results show the high ability of proposed procedure, in spite of difficulties arising from input effect, modal interference and choosing reference point effectiveness on modal shapes. By using analysis of the procedure results, the history of physical changes occurred in the structure and cracking initiation time from investigating time-frequency window of the structure response and exact location of crack from comparing the intact and damaged crest and central cantilever vibration modes are made possible.

1- مقدمه

خرابی[1] در مقایسه‌ی دو وضعیت متفاوت از یک سیستم معنا خواهد داشت

برای ارجاع به این مقاله از عبارت ذیل استفاده نمایید:

Please cite this article using:

S. Pirboudaghi, R. Tarinejad, M. T. Alami, Damage Detection Based on System Identification of Concrete Arch Dam using XFEM Based Cohesive Crack Segments and Wavelet Transform, *Modares Mechanical Engineering*, Vol. 16, No. 12, pp. 373-383, 2016 (in Persian)

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]

[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

که یک وضعیت به عنوان حالت بدون نقص و وضعیت دیگر به عنوان حالت آسیب‌دیده و غیر سالم خواهد بود. از این رو، برای تشخیص اثرات آسیب در یک سازه بزرگ و پیچیده با استفاده از شناسایی سیستم، نیاز به مدلسازی دقیق عددی است تا نتایج بدست آمده از این مدل غیرخطی، با حالت بدون نقص مورد مقایسه و ارزیابی قرار گیرند. برای مدلسازی عددی سازه ترک خورده نیاز به روش‌های دقیقی است تا اثرات آن به صورت صحیح و بهینه اعمال شود. بعبارت دیگر تهیه مدل عددی از سازه که بتواند رفتار آن را توجیه کند بسیار با اهمیت خواهد بود. روش‌های گوناگونی در این زمینه وجود دارد که محبوب‌ترین آنها المان محدود می‌باشد. اما مدلسازی ناپیوستگی‌ها و از جمله ترک همواره از مشکلات موجود در آن بوده است.

بنابراین برای حل این مشکل بلیتسکو و همکارانش (1994) روش «بدون المان[2]» را که در آن فقط گره در محیط مدل درنظر گرفته می‌شد، بنیانگذاری کردند [2,1]. استفاده از مفهوم «تفکیک پیوستگی[3]» که ملنک و بابوسکا [3] و دات و اودن [4] در سال 1996 ارائه کردند چشم‌انداز جدیدی برای مدل کردن ترک بوجود آورد و در سال 1999، موئس و همکارانش روشی بر پایهٔ المان محدود که نیاز به مش‌بندی مجدد نداشت را براساس مفهوم تفکیک پیوستگی بنیانگذاری کردند [5].

در سال 2000 داکس و همکارانش با تکمیل روش موئس، روشی به نام المان محدود توسعه‌یافته[4] را بنا نهادند [6]. برای اولین بار کاربرد روش المان محدود توسعه‌یافته در مدل کردن ترک‌های سه بعدی توسط سوکومار و همکارانش ارائه شد [7].

لطفی و همکاران در مطالعاتی [9,8] به بررسی ترک‌خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی با مدلسازی سدهای کوینا و سد بتنی قوسی پرداخته‌اند. آنها از مدل خرابی – پلاستیک با مکانیزم‌های میرایی مختلف و همچنین ترکیب تکنیک ترک نفوذی غیرمتعامد و ترک گسسته استفاده کرده‌اند. تکنیک ترکیبی استفاده شده بوسیله برنامه نوشته شده بر روی سد کوینا کارایی خوبی داشته است [8]. نتایج نشان می‌دهد مدل میرایی وابسته به خرابی، ترک‌خوردگی بیشتری داشته و الگوی ترک را بهتر پیش‌بینی می‌کند. همچنین اضافه کردن اندرکنش به مدل باعث تفاوت بیشتری در نتایج مکانیزم‌های میرایی می‌شود [9].

بااو و همکاران در سال 2009، تبدیل هیلبرت-هوآنگ بهبودیافته برای شناسایی آسیب سیستم‌های متغیر با زمان را ارائه کردند. آنها ابتدا کارایی روش را بر روی مثال‌های ساده تحلیلی مثل موج سینوسی، سیستم یک و چند درجه آزادی بررسی و صحت‌سنجی کردند. سپس مدل یک تیر مختلط فولادی بتنی که گل میخ‌های برشی به صورت ثابت و قابل حذف بودند، تحت بار ضربه آزمایش شد. روش ایشان کارایی خوبی برای شناسایی محل آسیب دارد [10].

چن و همکاران در سال 2009 کارایی ناحیه چسبنده[5] بر مبنای روش المان محدود را برای مسائل شکست هیدرولیکی بررسی کردند. در واقع در مساله، فشار آب نیز در داخل ترک وجود دارد که باعث اعمال فشار به دیواره‌های ترک می‌شود. معادلات حاکم با استفاده از روابط اندرکنش سیال و جامد ارائه شده و مورد استفاده قرار گرفت [11].

در سال 2010 قائم‌مقامی و قائمیان [12] به مطالعه سد سفیدرود که طی زلزله منجیل آسیب دیده بود، با استفاده از آزمایش میز لرزه پرداختند. مدل ایشان 1/30 مدل واقعی بوده و با استفاده از نتایج آزمایش، برای دو حالت سالم و ترک‌خورده، ضریب اطمینان مدل سد را در شرایط کنونی بدست آوردند.

پن و همکاران کارایی روش‌های المان محدود توسعه‌یافته چسبنده، المان محدود با روابط خرابی پلاستیک و المان محدود با رابطه الاستوپلاستیک دراگر-پراگر را برای ترک‌خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی بررسی کردند [13].

بایفوت و شرودر در سال 2012 اجزاء محدود توسعه‌یافته از مراتب بالاتر را با ترکیب المان محدود توسعه‌یافته استاندارد و المان محدود از مراتب بالاتر ارائه کردند. برآورد خطا با استفاده از مش تطبیقی و صحت‌سنجی 3 مثال عددی بررسی شده است [14].

باردواج و همکاران در سال 2013، مسائل ترک صفحه‌ای را با استفاده از روش المان ایزوژئومتریک توسعه‌یافته بررسی کردند. توابع شکل در این روش به جای توابع لاگرانژ در واقع توابع اسپیلاین بود. نتایج نشان می‌دهد ضرایب تمرکز تنش بدست آمده از این روش دقت بیشتری نسبت به روش المان محدود توسعه‌یافته دارد [15].

ژانگ و همکاران در سال 2013 با اجرای روش المان محدود توسعه‌یافته توسط نرم‌افزار آباکوس، ترک‌خوردگی لرزه‌ای سدهای بتنی با ترک اولیه مثل سد کوینا را در حالت‌های مختلف ترک یکطرفه و دوطرفه بررسی کردند. نتایج تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد [16].

نصیرمنش و محمدی در سال 2015، تحلیل خطی مقادیر ویژه کمانش ورق‌های کامپوزیت تک لایه را در چارچوب روش المان محدود توسعه‌یافته بررسی کردند. المان پوسته 8 گرهی که تغییرشکل برشی را در نظر می‌گیرد، مورد استفاده قرار گرفته است. پارامترهای اثرگذار بر رفتار کمانشی ورق مثل طول، زاویه ترک، جهت فیبر و شرایط مرزی برای بررسی کارایی روش المان محدود توسعه‌یافته تحت بارگذاری فشاری، کششی و برشی بررسی شده است [17].

ونگ و همکاران در سال 2016، روش المان محدود توسعه‌یافته تطبیقی جدیدی با استفاده از المان شش وجهی پارامتری برای مدلسازی سوراخ‌های کامپوزیت سه بعدی پیشنهاد کردند که قابلیت و دقت بالایی برای تحلیل مسئله دارد [18].

در سال 2016 تاری‌نژاد و دامادیپور با استفاده از مدل ساختمان سه طبقه و سد پاکویما به روش جدید ترکیب تبدیل موجک و تجزیه حوزه فرکانس[6]، موفق به شناسایی سیستم شده‌اند به طوریکه اثرات خطای ناشی از ناهمزمانی[7] رکوردها حین زلزله بررسی شده است [19].

ترکیب روش المان محدود توسعه‌یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده (اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته) و تبدیل موجک پیوسته بمنظور ارائه الگو و روندی کارآمد برای پایش سلامت سازه‌ای[8] سد بتنی دوقوسی کارون 3 به عنوان یکی از سدهای بلند کشور در تحقیق حاضر پیشنهاد می‌شود. علی‌رغم استفاده از روش المان محدود توسعه‌یافته به طور گسترده در بسیاری از زمینه‌ها، تاکنون از روش المان محدود توسعه‌یافته در زمینه شناسایی سیستم و تشخیص آسیب بر مبنای آن استفاده نشده است. در روش‌های شناسایی آسیب، عیب از پیش تعیین شده‌ای (مثلاً المان با سختی صفر) در

[1] Damage
[2] Element Free- Mesh Free
[3] Partition of Unity
[4] Extended finite element method
[5] Cohesive zone
[6] FDD-WT
[7] Non -synchronous
[8] Structural Health Monitoring (SHM)

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

سازه گنجانده شده و سپس به بررسی آن پرداخته می‌شود. ولی در روند پیشنهادی حاضر، کل سازه با استفاده از قابلیت روش المان محدود توسعه‌یافته مستعد آسیب بوده و هر ناحیه‌ای که به حد خرابی برسد، شروع به ترک‌خوردگی کرده و داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد. اگرچه ممکن است سازه اصلاً ترک نخورد. این قابلیت مزیت بزرگی است که در ترکیب با تبدیل موجک پیوسته برای پایش آنلاین سلامت سازه‌ای محسوب می‌شود و هر لحظه با استفاده از آن می‌توان هرگونه تغییر در سیستم را شناسایی کرد. ضمن اینکه اثرات غیرخطی بودن سازه در نظر گرفته شده و الگوی ترک‌خوردگی لرزه‌ای بدنه سد بدست می‌آید.

2- روش المان محدود توسعه‌یافته

روش المان محدود توسعه‌یافته یکی از روش‌های جدید مدلسازی مسائل مکانیک شکست است. این روش نسبت به روش‌های پیشین دارای مزیت‌های بسیاری است. مدل کردن ناپیوستگی‌ها مثل ترک با روش المان محدود معمولی نیازمند آن است که مش از هندسه ناپیوستگی تبعیت کند. مدل کردن یک ترک در حال رشد پیچیده‌تر خواهد بود زیرا همانطور که ترک رشد می‌کند مش نیز باید بتواند خود را با هندسه جدید ترک در هر گام مطابقت دهد. در روش المان محدود توسعه‌یافته با استفاده از دسته‌ای از توابع غنی‌سازی که با توجه به هندسه و فیزیک مساله انتخاب می‌شوند، توابع شکل عادی المان محدود غنی‌سازی می‌شوند. در واقع تنها توابع خاصی بر مبنای نوع ناپیوستگی به حل عددی استاندارد اضافه می‌شوند. برای مدل کردن ترک، از یک تابع برای ایجاد ناپیوستگی در امتداد طول ترک و از تابع دیگری برای ایجاد شرایط تکینه در المان نوک ترک استفاده می‌گردد. در نتیجهٔ اعمال توابع، درجهٔ آزادی گره‌های اطراف المان نوک ترک و گره‌های اطراف طول ترک افزایش می‌یابد، که به آن غنی‌سازی گرهی مطابق روابط 1 و 2 گفته می‌شود:

$$u = \sum_{I=1}^{N} N_I \left(\sum_{J=1}^{M} \psi_J a_J \right) \tag{1}$$

$$v = \sum_{I=1}^{N} N_I \left(\sum_{J=1}^{M} \psi_J c_J \right) \tag{2}$$

در روابط 1 و 2، v و u جابجایی‌های گره به ترتیب در راستای y و x، و N_I تابع شکل در روش المان محدود استاندارد، $\psi(J)$ توابع غنی‌ساز و a_J ، c_J ضرایب مجهول مرتبط با توابع غنی‌ساز به ترتیب در جهات y و x است که در نهایت توسط این روابط، ضرایب مجهول a_J ، c_J به درجات آزادی گره‌های اطراف ترک اضافه می‌شوند. مطابق شکل 1، برای تعیین نوع تابع مناسب جهت غنی‌سازی، محل برخورد ترک با اضلاع المان‌ها مشخص می‌گردد. اگر ترک در دو ناحیه اضلاع یک المان را ببرد از تابع پله‌ای واحد جهت غنی‌سازی گره‌های اطراف آن المان استفاده خواهد شد (گره‌های مربعی) و اگر ترک تنها یکی از اضلاع المان را قطع کند یا به عبارت دیگر نوک ترک داخل المان باشد برای گره‌های اطراف آن المان غنی‌سازی به روش تابع تکینه انجام خواهد گردید (گره‌های دایره‌ای).

برای معرفی هندسه ترک در روش المان محدود توسعه‌یافته از روش تعیین سطح[1] استفاده می‌شود. در واقع این روش کمک می‌کند تا گره‌هایی که باید غنی‌سازی شوند، مشخص شود. برای غنی‌سازی از طریق تابع پله‌ای واحد از یک تابع دو مقداری H به صورت رابطه (3) استفاده می‌شود:

[1] Level set method

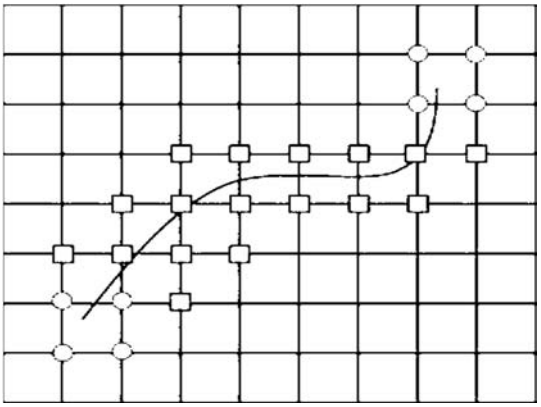


Fig. 1 The nodes enrichment representation in XFEM [20]

شکل 1 نمایش غنی‌سازی گره‌ها در روش المان محدود توسعه‌یافته [20]

$$H = \begin{cases} +1 & \text{اگر} \quad y > 0 \\ -1 & \text{اگر} \quad y < 0 \end{cases} \tag{3}$$

برای استفاده از تابع فوق محور افقی را به صورت محلی روی امتداد ترک قرار داده به گونه‌ای که جهت مثبت آن به سمت نوک ترک باشد در این شرایط نقاط بالای محور افقی (y>0) دارای H برابر 1+ و در غیر اینصورت (y<0) برابر 1- می‌شود.

غنی‌سازی در گره‌های اطراف نوک ترک از طریق تابع تکینه انجام می‌شود تا بهترین تطبیق را با شرایط واقعی جابجایی‌های اطراف نوک ترک پیدا کند. عبارتی که ایجاد حالت تکینه در نقاط اطراف ترک می‌نماید $\sqrt{r}\sin\frac{\theta}{2}$ می‌باشد که r,θ مختصات قطبی نقاط اطراف نوک ترک در دستگاه مختصات قطبی واقع در نوک ترک است. البته برای افزایش دقت جواب‌ها عبارات دیگری نیز به عبارت مربوط به تکینه‌سازی اضافه می‌شود که این عبارات از رابطهٔ بین جابجایی‌های نقاط اطراف نوک ترک برحسب موقعیت آن نقاط و «ضرایب شدت تنش[2]» در نوک ترک به دست می‌آیند که در نهایت تابع چهارجمله‌ای به صورت رابطه 4 برای غنی‌سازی گره‌های اطراف نوک ترک مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$\phi_\alpha, \alpha = 1{:}4 = \left[\sqrt{r}\sin\frac{\theta}{2}, \sqrt{r}\cos\frac{\theta}{2}, \sqrt{r}\sin\theta\sin\frac{\theta}{2}, \sqrt{r}\sin\theta\cos\frac{\theta}{2}\right] \tag{4}$$

با توجه به دو نوع تابع غنی‌ساز مشخص شده، روابط (1) و (2) به صورت روابط (5) و (6) تبدیل می‌شوند:

$$u = \sum_{I=1}^{N} N_I \left[u_I + H a_I + \sum_{\alpha=1}^{4} \phi_\alpha d_{\alpha I} \right] \tag{5}$$

$$v = \sum_{I=1}^{N} N_I \left[v_I + H c_I + \sum_{\alpha=1}^{4} \phi_\alpha b_{\alpha I} \right] \tag{6}$$

در روابط فوق u_I و v_I جابجایی گره I ام به ترتیب در راستای x , y مربوط به حل المان محدود استاندارد می‌باشد که همهٔ گره‌ها را شامل می‌گردد. a_J، c_J ضرایب مجهول مربوط به درجات آزادی افزایش یافته مرتبط با تابع غنی‌ساز پله‌ای واحد به ترتیب در جهات x , y است که برای گره‌های اطراف المان‌های کاملاً بریده شده توسط ترک بدست می‌آید. $b_{\alpha I}$ و $d_{\alpha I}$ ضرایب مجهول نظیر افزایش درجات آزادی مرتبط با تابع غنی‌کنندهٔ تکین به ترتیب در جهات x , y فقط برای گره‌های اطراف المانی که نوک ترک در آن واقع است، می‌باشد. بنابراین با روش المان محدود توسعه‌یافته، ترک به

[2] Stress intensity factor

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]

[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

صورت مجازی و مستقل از مش مدل می‌شود و نیاز به استفاده از مش ریز، المان تکینه در اطراف نوک ترک و ایجاد مش مجدد در بررسی رشد ترک نخواهد بود [21].

3- مدل ترک چسبنده[1]

در حالتی که ناحیه فرآیند شکست در مقایسه با طول ترک و ابعاد مسئله قابل صرفنظر کردن نباشد، مثل مصالح نیمه ترد نظیر مصالح خاکی و بتن، استفاده از مدل مکانیک شکست الاستیک خطی منطقی نیست. بمنظور توصیف فرآیندهای غیرخطی که در محدوده نوک ترک رخ می‌دهد، بارنبلات در سال 1962 [22] و داگدایل در سال 1960 [23] مدل ترک چسبنده را به عنوان جایگزینی برای مدل مکانیک شکست خطی مطرح نمودند. مدل ترک چسبنده، رفتار غیرخطی در ناحیه نوک ترک را به حساب آورده و تکینگی میدان تنش در نوک ترک را که یک فرض غیر واقعی مکانیک شکست الاستیک خطی می‌باشد اصلاح می‌کند. مطابق شکل 2، نوک ترک در مدل ترک چسبنده به دو صورت تعریف می‌شود: یکی نوک ترک ریاضی که محلی است که در آن ناپیوستگی میدان جابجایی در مدل المان محدود توسعه‌یافته از بین می‌رود و دیگری نوک ترک واقعی که محلی است که در آن نیروی چسبنده در نوک ترک از بین می‌رود.

3-1- معیار کشش جدایش[2]

برای بررسی و مدلسازی رفتار مکانیکی مواد تحت اعمال تنش‌های مختلف، معیارهای شکستی منطبق با خصوصیات آنها ارائه می‌شود. معیار کشش جدایش بر مبنای مفهوم ترک چسبنده که در آن رفتار ماده تحت اعمال کشش و برش، به دو بخش قبل از جوانه زنی و آغاز شکست کامل ماده تقسیم می‌شود، همخوانی خوبی با رفتار مواد شبه ترد از جمله سنگ‌ها و مواد مصنوعی مانند بتن از خود نشان می‌دهد. در شکل 3، نمای کلی این معیار شکست نشان داده شده است که قابل تقسیم به دو بخش تغییرشکل الاستیک قبل از جوانه‌زنی ترک (O-A) و ایجاد و توسعه ترک در ماده

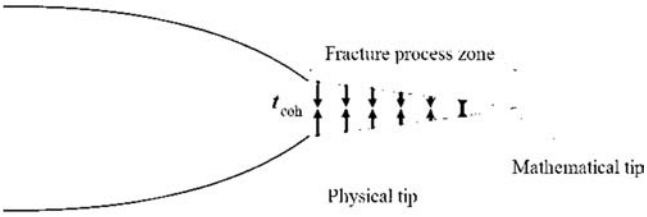


Fig. 2 Crack tip of cohesive crack model [24]

شکل 2 نوک ترک در مدل ترک چسبنده [24]

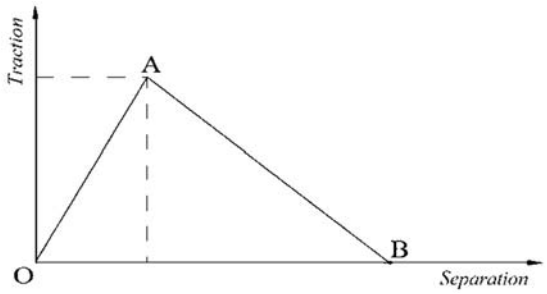


Fig. 3 Schematic diagram of traction separation law [25]

شکل 3 نمودار شماتیکی از معیار کشش – جدایش [25]

[1] Cohesive crack model
[2] Traction separation laws

(A-B) است. نقطه پیک نمودار (نقطه A) محل آغاز شکست می‌باشد که روابط زیادی برای تعیین آن ارائه شده است.

مکانیزم گسیختگی عبارت است از معیار جوانه‌زنی آسیب و قانون تکامل[3] آن. یکی از روابط معیار جوانه‌زنی آسیب که مبنای مدل استفاده شده در تحقیق حاضر نیز می‌باشد، معیار شکست حداکثر تنش اصلی[4] مطابق با رابطه (7) است:

$$f = \left\{\frac{\langle \sigma_{\max} \rangle}{\sigma^0_{\max}}\right\} \tag{7}$$

در رابطه 7، $\sigma^0_{\max}$ به معنای بیشترین تنش اصلی مجاز ماده است. نماد $\langle\rangle$، به پرانتز ماکالای[5] معروف است. هنگامی که آرگومان این تابع منفی شود، تابع مقدار صفر را برمی‌گرداند و برای مقادیر مثبت آرگومان، تابع برابر با مقدار آرگومانش می‌شود. بنابراین تغییرشکل فشاری خالص و یا تنش فشاری نمی‌تواند منجر به ایجاد آسیب شود. آسیب هنگامی شروع می‌شود که نسبت تنش اصلی حداکثر (رابطه 7) به مقدار یک برسد. ترک اضافه شده یا ترک اولیه هنگامی توسعه می‌یابد که پس از یک مرحله تعادل، معیار شکست با توجه به تلرانس مدنظر f_{tol} در محدوده مشخص شده در رابطه (8) قرار بگیرد:

$$1.0 \le f \le 1.0 + f_{\text{tol}} \tag{8}$$

در این معیار هنگامی که تنش اصلی حداکثر ارضا شد، ترک جدید همیشه متعامد با تنش اصلی حداکثر اصلی تعریف می‌شود. پس از جوانه‌زنی ترک، رشد آن بر اساس ارتباط بین تنش چسبنده و باز شدن دهانه ترک محاسبه می‌شود. قانون تکامل آسیب در واقع سرعت کاهش سختی چسبندگی را هنگام ارضا شدن معیار جوانه‌زنی نشان می‌دهد. چهارچوب اصلی قانون تکامل آسیب این معیار، همان قانون تکامل آسیب در سطوح چسبنده است. از اینرو مولفه‌های عمودی و برشی متاثر از آسیب بر اساس روابط (9) تعریف می‌شوند:

$$\begin{aligned} t_n &= \begin{cases} (1-D)\times T_n & , \quad T_n \ge 0 \\ T_n & , \quad T_n < 0 \end{cases} \\ t_s &= (1-D)\times T_s \\ t_t &= (1-D)\times T_t \end{aligned} \tag{9}$$

که در رابطه (9)، T مولفه‌های تنش پیش‌بینی شده با رفتار جداسازی الاستیک بردار تنش برای حالت بدون آسیب و t مولفه‌های متاثر از آسیب است. زیرنویس‌های n، s، t به ترتیب بیانگر راستای عمودی و راستای برشی اول و دوم هستند. متغیر عددی D بیانگر مقدار آسیب است. مقدار اولیه متغیر D در ابتدا صفر است و به مرور با شروع و رشد آسیب مقدار آن از صفر به سمت یک پیش می‌رود. تا رسیدن به نقطه آغاز شکست، تغییرشکل ماده کاملاً الاستیک بوده که مقدار آن با توجه به تنش وارده، مدول یانگ و ضریب پواسون ماده قابل محاسبه است. بعد از ارضا شدن رابطه (7) و رسیدن به نقطه A ماده وارد فاز شکست شده و مقاومت خود را کم کم از دست خواهد داد [25]. برای تعیین معیار آسیب تنش حداکثر اصلی، با استفاده از آزمایش انجام شده بر روی نمونه برای تعیین مقاومت کششی، این عدد به عنوان تنش اصلی حداکثر مجاز برای مدل در نظر گرفته شده است.

4- تبدیل موجک پیوسته

منظور از توزیع زمان- فرکانس[6]، تکنیک‌ها و اصولی است که در تحلیل

[3] Damage evolution law
[4] Maximum principal stress (MaxPS)
[5] Macaulay bracket
[6] Time-Frequency distribution

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

سیگنال استفاده می‌شود که از یک سو، محتوای زمانی- فضایی را در نظر می‌گیرد و از سوی دیگر محتوای طیفی، تا اینکه نتایج قوی‌تری را نسبت به حالتی که دو حوزه را جداگانه در نظر می‌گیریم بدست آوریم. چگالی انرژی زمانی و چگالی انرژی فرکانسی جهت تشریح موقعیت فیزیکی کافی نمی‌باشند زیرا آنچه را که رخ می‌دهد بطور کامل نشان نمی‌دهند. با توجه به ورود به ناحیه غیرخطی، روش‌های زمان-فرکانس برای سیستم‌های متغیر با زمان مثل سدهای آسیب دیده برای اطلاع از زمان شروع آسیب یا روند تغییرات فرکانسی با گسترش ترک در مقابل زمان بهتر است.

یکی از روش‌های مهم و پیشرفته در حوزه زمان- فرکانس، روش تبدیل موجک می‌باشد؛ این روش با تجزیه و توزیع سیگنال در هر دو حوزه زمانی و فرکانسی، قادر به تعیین مشخصات و محتوی داخلی آن می‌باشد. برترین ویژگی روش تبدیل موجک، خاصیت آنالیز چند رزولوشنی آن می‌باشد؛ در واقع همین خصوصیت برجسته، عامل اصلی روی آوردن از تبدیل فوریه زمان کوتاه به تبدیل موجک است. بنابراین می‌توان یک سیگنال تاریخچه زمانی را با استفاده از روش تبدیل موجک به حوزه زمان- فرکانس برده و آن را به مؤلفه‌های فرکانسی غالب تجزیه و سیگنال‌های تک فرکانس غالب را به منظور محاسبه میرایی ایجاد نمود. تبدیل موجک پیوسته[1] به صورت کانولوشن[2] سیگنال $x(t)$ و نمونه‌های مختلف موجک‌های اتساع و انتقال یافته از موجک مادر، تعریف می‌شود:

$$CWT_x^{\psi}(a,b) = \frac{1}{\sqrt{|a|}} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\psi^*\left(\frac{t-b}{a}\right)dt \qquad (10)$$

که در آن b و a، به ترتیب پارامترهای انتقال[3] و مقیاس[4] می‌باشند و CWT نیز ضریب تبدیل موجک نامیده می‌شود. در رابطه (10)، ψ^* تابع پنجره است که اصطلاحاً موجک مادر نامیده می‌شود. مفهوم انتقال دقیقاً مشابه با مفهوم انتقال زمانی در تبدیل فوریه زمان کوتاه است که میزان جابجایی پنجره را معلوم می‌کند و به وضوح، اطلاعات زمانی تبدیل را دربردارد. اما بر خلاف تبدیل فوریه زمان کوتاه، در تبدیل موجک به طور مستقیم پارامتر فرکانس نداریم. در عوض، پارامتر مقیاس را داریم که به طور معکوس با فرکانس ارتباط دارد. با توجه به هدف تحقیق، نوع کاربرد و شرایط سیگنال، ممکن است یک موجک خاص انتخاب شود. تبدیل موجک را می‌توان تبدیل فوریه‌ای در نظر گرفت که ابعاد پنجره آن متغیر می‌باشد که تغییرات ابعاد پنجره بستگی به ماهیت سیگنال مورد بررسی دارد. به عبارت دیگر بر خلاف تبدیل‌های زمان - فرکانس که دارای طول پنجره‌های ثابت در حوزه زمان و فرکانس هستند، طول این پنجره‌ها در حوزه زمان و فرکانس متغیر هستند، بنابراین از این لحاظ نسبت به تبدیل‌های زمان - فرکانس دارای انعطاف بیشتری در پردازش سیگنال‌های نامانا هستند. طبق رابطه (10)، چنین می‌توان بیان کرد که تبدیل موجک از ضرب داخلی تابع $x(t)$ و نسخه انتقال یافته و مقیاس شده تابع موجک $\psi_{a,b}(t)$ بدست می‌آید. تابع موجک به صورت رابطه (11) می‌باشد [26]:

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{|a|}}\psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \qquad (11)$$

در نتیجه تبدیل موجک ارائه شده در رابطه (10) به صورت رابطه (12) نیز قابل نمایش است:

$$W_{a,b} = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)\psi_{a,b}^*(t)dt \qquad (12)$$

همان‌طور که اشاره شد، در معادلات (11) و (12)، ضریب b پارامتر انتقال و ضریب a پارامتر مقیاس نامیده می‌شود. ضریب $1/\sqrt{a}$ نیز جهت نرمالیزه کردن انرژی بکار می‌رود. پارامتر انتقال b، وظیفه انتقال تابع را در طول زمان بر عهده دارد؛ با بزرگ شدن a در رابطه بالا، موجک اصلی کشیده می‌شود و بخش بزرگی از سیگنال را پوشش می‌دهد که به تبع آن محتوای فرکانسی پایین را آشکار می‌سازد. با کاهش پارامتر a، موجک اصلی منقبض شده و بخش کوچکی از سیگنال را پوشش می‌دهد. نحوه محاسبه تبدیل موجک سیگنال $x(t)$ چنین می‌باشد که پس از انتخاب موجک اصلی (مادر) سیگنال مورد نظر را بر روی $\psi_{a,b}$ تصویر کرده و تبدیل موجک آن با محاسبه انتگرال بدست می‌آید. این عمل به ازای تمامی مقادیر b و a برای بدست آوردن تبدیل موجک محاسبه می‌شود. مقدار انتگرال محاسبه شده در هر گام را با c نشان می‌دهند که نشان دهنده آن است که موجک مربوطه با این قسمت از سیگنال تا چه حدی همبسته می‌باشد. هر چه مقدار c بیشتر باشد، تشابه نیز بیشتر می‌گردد. در تحقیق حاضر موجک مورلت اصلاح شده، به عنوان تابع موجک مادر انتخاب شده است. این تابع به صورت رابطه (13) تعریف می‌شود:

$$\psi(t) = \frac{1}{\sqrt{\pi f_b}}\, e^{i2\pi f_c t}\, e^{-t^2/f_b} \qquad (13)$$

که در آن f_b پارامتر پهنای باند و f_c پارامتر فرکانس مرکزی موجک است. پارامتر پهنای باند f_b شکل موجک اصلی را کنترل می‌کند؛ این قابلیت در موجک مورلت سنتی یا رایج، وجود نداشت. تبدیل فوریه موجک مورلت اصلاح شده اتساع یافته، به صورت رابطه (14) می باشد:

$$\psi(af) = e^{-f_b\pi^2(af-f_c)^2} \qquad (14)$$

با ماکزیمم کردن تابع $\psi(af)$ می‌توان به رابطه $af = f_c$ دست یافت. این رابطه بیان‌گر اینست که فرکانس فوریه f، به وسیله پارامترهای f_c و a تعریف می‌شود. عمده تفاوت موجک‌های مورلت رایج و اصلاح شده، به پارامتر پهنای باند برمی‌گردد. در موجک مورلت رایج، برای تجزیه و تحلیل تمامی سیگنال‌ها، از مقدار عددی $f_b = 2$ استفاده می‌شود و همین امر منجر به ایجاد رزولوشن پایین به خصوص در تحلیل سیگنال‌های باند پهن می‌شود. بنابراین موجک مورلت اصلاح شده، به دلیل برخورداری از مزیت پارامترهای قابل تنظیم f_c و f_b، قادر به تجزیه هر نوع سیگنال (به ویژه سیگنال‌های باند پهن) با رزولوشن و قدرت تفکیک پذیری بی‌نظیر می‌باشد. همچنین مودهای نزدیک به هم به طور کامل تفکیک و جدا می‌شوند و در اغلب موارد نواحی اثر انتهایی نیز به طور مؤثر و به قدر کفایت حذف می‌شوند [26].

5- مدلسازی عددی سد کارون 3

سد کارون 3 به عنوان یکی از بلندترین سدهای بتنی دوقوسی در حال بهره‌برداری کشور از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. عملکرد مطابق انتظار این سازه و اطمینان از این مسئله، جایگاه ویژه‌ای در صنعت سدسازی کشور دارد. سد کارون 3 از نوع بتنی دوقوسی با طول تاج 462 متر، عرض تاج 5.5 متر، ارتفاع از پی 205 متر و ضخامت در پی 29.5 متر می‌باشد. نمایی از بدنه سد، مخزن و سازه‌های جنبی در شکل 4 ارائه شده است.

برای تحلیل سد از پارامترهای قبلاً بدست‌آمده که مبنای طراحی سد کارون 3 می‌باشند استفاده می‌شود. مدول الاستیسیته 29.5 گیگاپاسگال، ضریب پواسون 0.2، دانسیته بتن 2400 کیلوگرم بر مترمکعب و مقاومت

[1] Continuous wavelet transform
[2] Convolution
[3] Location parameter
[4] Scaling parameter

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

Fig 4 Karun 3 dam and its reservoir and appurtenant

شکل 4 نمایی از بدنه سد کارون 3، مخزن و سازه‌های جنبی

نهایی فشاری بتن 35 مگاپاسگال می‌باشد. میرایی سد به روش رایلی با نسبت میرایی بحرانی 3 درصد با استفاده از فرکانس طبیعی اول و سوم سازه بدست آمده است. رفتار سد با استفاده از نرم‌افزار آباکوس ابتدا به صورت الاستیک خطی با المان C3D8R، گام زمانی 0.01 و بطول 10 ثانیه در نظر گرفته می‌شود. مدل المان محدود و مش‌بندی مناسب آن پس از حساسیت‌سنجی در شکل 5 ارائه شده است. شتابنگاشت اعمال شده براساس مولفه‌های افقی و قائم زلزله کوینا می‌باشد که با بزرگنمایی 3 برابر وارد شده است. برای مولفه طولی[1] و قائم[2] از مولفه افقی و برای مولفه عرضی[3] از مولفه قائم زلزله کوینا استفاده شده است. اعمال مولفه‌های زلزله و بزرگنمایی آن به صورتی بوده است که در نهایت ترک در داخل بدنه سد به دور از تکیه‌گاه اتفاق افتد. بارهای استاتیکی شامل وزن و فشار آب هیدرواستاتیک است. برای آسیب و گسترش ترک از روش المان محدود توسعه یافته مطابق با مش‌بندی شکل 5 استفاده می‌شود. مدل المان محدود توسعه‌یافته سد با توجه به مدل ترک

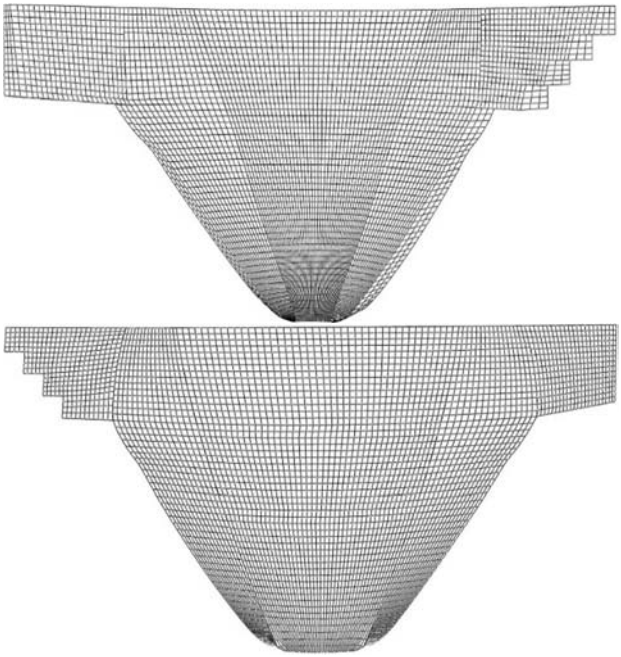


Fig 5 Finite element model of Karun 3 dam

شکل 5 مدل المان محدود سد کارون 3

[1] Longitudinal
[2] Vertical
[3] Transversal

چسبنده بر پایه خواص بتن آن ساخته می‌شود. با توجه به مقاومت مجاز کششی بتن بدنه، ماکزیمم تنش اصلی مطابق با معیار کشش جدایش، برابر 3.76 مگاپاسگال می‌باشد. برآورد خرابی از نوع انرژی با انرژی شکست 300 نیوتن بر متر در نظر گرفته شده است. ضریب ویسکوزیته برای چسبندگی پایدارسازی آسیب[4] بمنظور همگرا کردن آنالیز غیرخطی برابر 10^{-6} است.

5-1- نتایج تحلیل سد سالم و روش اجزای چسبنده ترک توسعه‌یافته

زلزله کوینا یکی از شدیدترین رکوردهای گزارش شده در سطح دنیا می‌باشد که باعث ایجاد ترک‌های شدید در سد بتنی وزنی کوینا شده است. مطابق شکل 6، شتابنگاشت زلزله کوینا باعث ترک‌خوردگی بدنه سد و همچنین آسیب‌دیدگی موضعی در نواحی تکیه‌گاهی سد کارون 3 شده است. بنابراین با استفاده از تحلیل مدل المان محدود توسعه‌یافته سد، نواحی مستعد آسیب، ترک خورده و در داخل بدنه گسترش پیدا خواهد کرد و حتی ممکن است کل سازه دچار شکست و گسیختگی شود. لازم به ذکر است که اثر درزهای اجرایی در نظر گرفته نشده است. ترک‌خوردگی از ثانیه 4.09 شروع شده و تا ثانیه 4.14 منجر به رشد ترک 53 متری در داخل بدنه سد می‌شود. در شکل 7، هندسه سه بعدی ترک عمیق ایجاد شده در بدنه نشان داده شده است. بنابراین الگوی ترک‌خوردگی کلی بدنه سد کارون 3 حین زلزله پیش‌بینی شده و قابل بررسی است تا نقاط ضعف آن تقویت شود. در اشکال 8 تا 10 به ترتیب مقایسه تغییرمکان عرضی، طولی و قائم نقطه وسط تاج سد تحت زلزله آورده شده است. بیشترین محدوده تغییرمکان مربوط به حالت طولی می‌باشد در حالیکه محدوده تغییرمکان عرضی و قائم یکسان است. همچنین الگوی تغییرمکان طولی و قائم شبیه بهم می‌باشد، چراکه شتابنگاشت اعمالی زلزله در جهت طولی و قائم یکسان است. در حالیکه الگوی تغییرمکان عرضی متفاوت با دو تغییرمکان دیگر است. ماکزیمم تغییرمکان طولی، عرضی و قائم به ترتیب با تحلیل المان محدود، برابر 0.151، 0.021- و 0.033 و با تحلیل

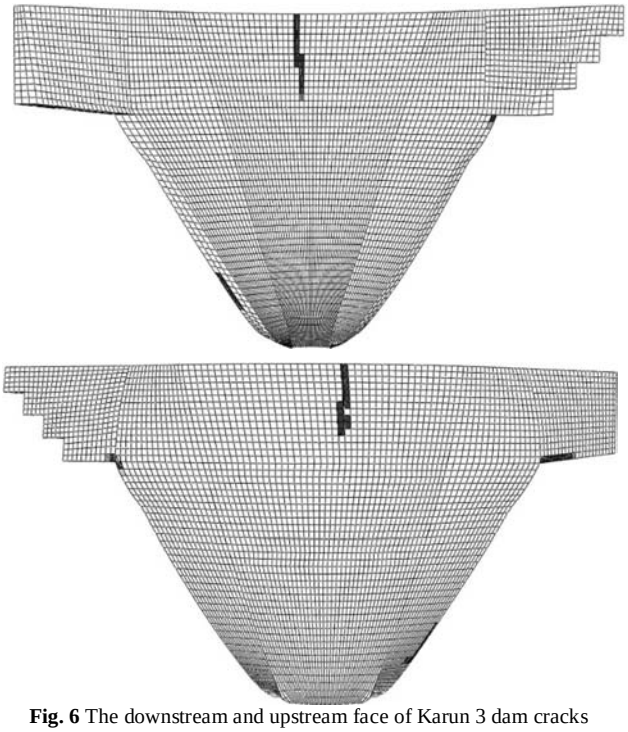


Fig. 6 The downstream and upstream face of Karun 3 dam cracks

شکل 6 ترک‌های سد کارون 3 در رویه پایین‌دست و بالادست

[4] Damage stabilization cohesive

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]

[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

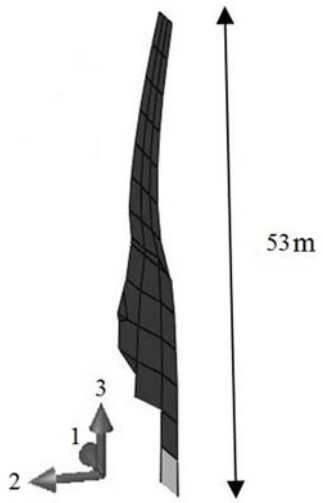


Fig.7 The 3D central crack pattern of Karun 3 dam

شکل 7 هندسه سه بعدی ترک مرکزی سد کارون 3

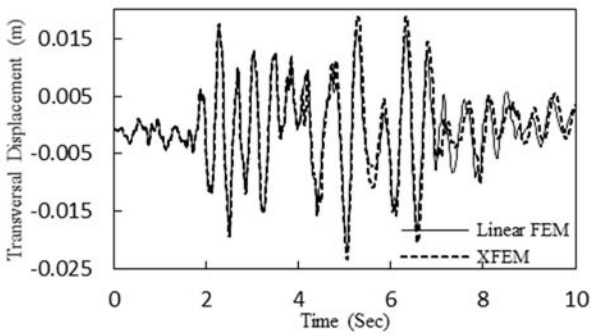


Fig. 8 Comparison of dam crest midpoint transversal displacement

شکل 8 مقایسه تغییرمکان عرضی نقطه وسط تاج سد

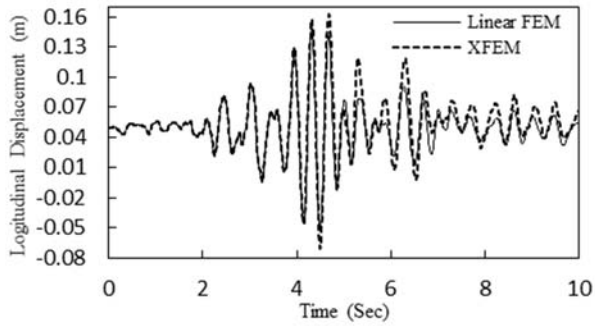


Fig. 9 Comparison of crest midpoint longitudinal displacement

شکل 9 مقایسه تغییرمکان طولی نقطه وسط تاج سد

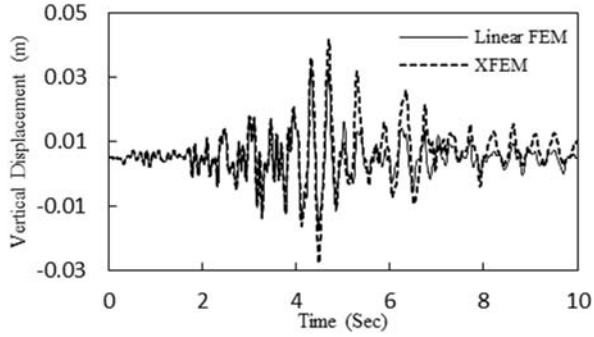


Fig. 10 Comparison of crest midpoint vertical displacement

شکل 10 مقایسه تغییرمکان قائم نقطه وسط تاج سد

المان محدود توسعه‌یافته بر مبنای مدل ترک چسبنده بتن، برابر 0.163، -0.023 و 0.042 می‌باشد. ملاحظه می‌شود که الگوی ترک‌خوردگی سد سالم و آسیب‌دیده تا قبل از ایجاد ترک بسیار شبیه به هم می‌باشد. ولی پس از گسترش ترک متفاوت خواهد بود. در حالت کلی ترک‌خوردگی باعث افزایش تغییرمکان‌های سد شده است.

5-2- شناسایی سیستم سد کارون 3

در این مرحله شناسایی سیستم مدل المان محدود سد به منظور شناسایی مشخصات دینامیکی و پارامترهای مودال با استفاده از تبدیل موجک پیوسته، به عنوان مبنا یا اثر انگشت برای مقایسه با نتایج سازه آسیب دیده انجام می‌شود. بنابراین کد متلبی برای بدست آوردن تبدیل موجک پیوسته پاسخ-های سد کارون 3 نوشته شده است. در اشکال 11 تا 13 به ترتیب اسکلوگرام (مقیاس‌نگار) تغییرمکان طولی و عرضی نقطه وسط تاج سد و ترکیب مولفه افقی و قائم زلزله کوینا نشان داده شده است. با توجه به اینکه الگوی تغییرمکان طولی و قائم شبیه بهم می‌باشد، لذا فقط مقیاس‌نگار تغییرمکان طولی ارائه شده است. با استفاده از مقیاس‌نگار تغییرمکان طولی و عرضی فرکانس‌های طبیعی سیستم قابل تشخیص است. با توجه به شکل 13، می‌توان گفت که وجود فرکانس‌های دیگر به صورت پر انرژی در مقیاس‌نگار پاسخ سازه ناشی از اثرات تحریک ورودی به سیستم است. در جدول 1، مقایسه‌ای بین 3 فرکانس طبیعی اول سد حاصل از تبدیل موجک و نرم‌افزار آباکوس ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که با وجود قابلیت بالای تبدیل موجک در شناسایی سیستم، پاسخ طولی و قائم دقت بیشتری نسبت به پاسخ عرضی در تشخیص فرکانس طبیعی سیستم دارد.

6- شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم

در این مرحله بایستی پارامترهای مودال بدست آمده از سازه آسیب‌دیده با پارامترهای مودال سازه سالم مورد مقایسه قرار گیرد. سپس براحتی می‌توان اثرات ترک‌خوردگی و رفتار غیرخطی بر روی سد را ارزیابی کرد. با بررسی و مقایسه پنجره زمان-فرکانس (اسکلوگرام) پاسخ سازه و پارامترهای مودال بدست آمده از مدل عددی، می‌توان به سیر تغییرات فیزیکی بوجود آمده در سازه، زمان شروع ترک‌خوردگی و نیز تشخیص محل آسیب صورت گرفته، با استفاده از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی در حالت سالم و آسیب دیده پرداخت.

6-1- شناسایی زمان شروع آسیب

اشکال 14 و 15 به ترتیب مقیاس‌نگار جابجایی طولی و عرضی نقطه وسط تاج سد ترک خورده را نشان می‌دهد. با مقایسه اشکال 14 و 15 به ترتیب با اشکال 11 و 12، می‌توان گفت پس از رخداد ترک فرکانس‌های طبیعی سیستم کاهش می‌یابد. در واقع تأثیر ترک در ساختار سازه به صورت تغییرات موضعی سختی است که این تغییرات در ساختار دینامیکی سازه اثر

جدول 1 مقایسه فرکانس‌های طبیعی سد کارون 3

Table 1 Comparison of natural frequencies of Karun 3 dam

پارامتر	تبدیل موجک پیوسته (هرتز)		آباکوس
	پاسخ طولی و قائم	پاسخ عرضی	(هرتز)
فرکانس طبیعی اول	2.17	2.27	2.24
فرکانس طبیعی دوم	2.58	2.58	2.72
فرکانس طبیعی سوم	3.03	2.75	3.40

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

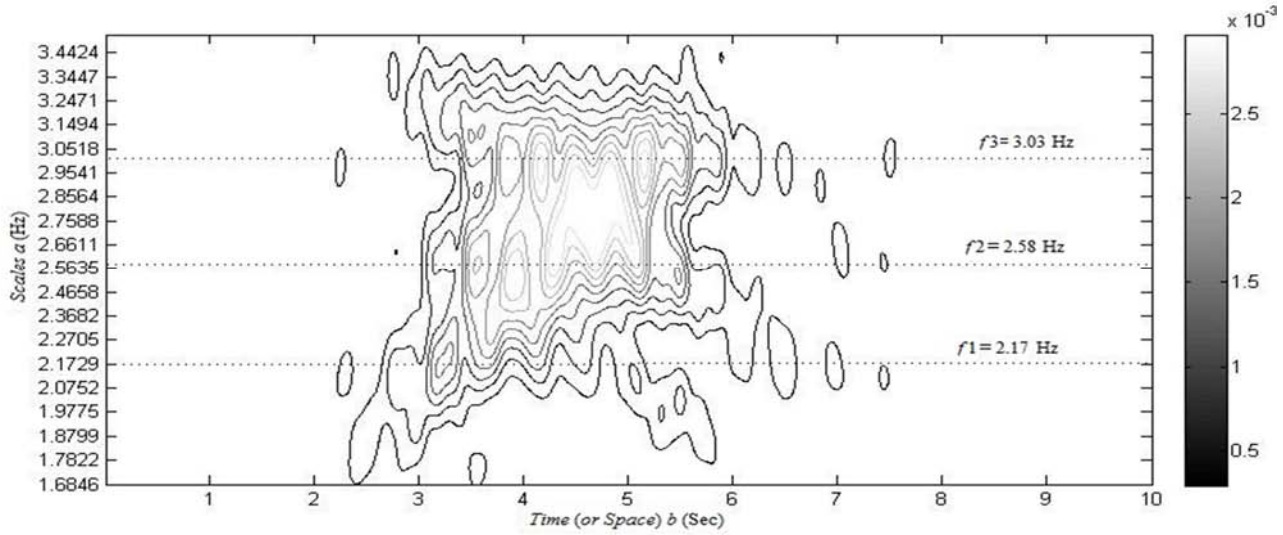


Fig. 11 The scalogram of intact dam crest midpoint longitudinal displacement (Sec-Hz)

شکل 11 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی طولی نقطه وسط تاج سد سالم (ثانیه - هرتز)

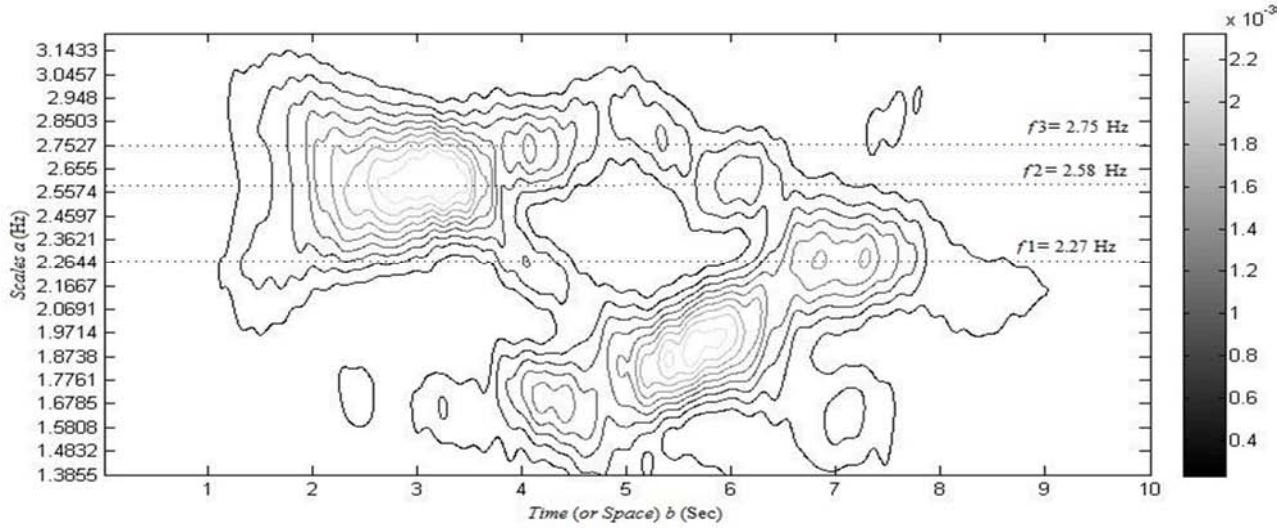


Fig. 12 The scalogram of intact dam crest midpoint transversal displacement (Sec-Hz)

شکل 12 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی عرضی نقطه وسط تاج سد سالم (ثانیه - هرتز)

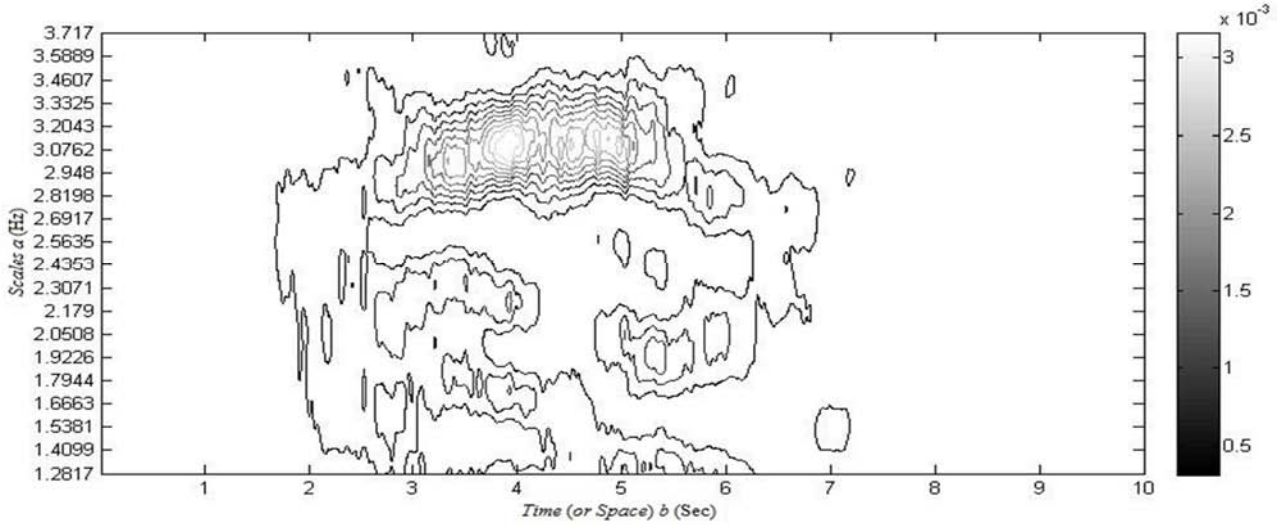


Fig. 13 The scalogram of Koyna earthquake horizontal and vertical components summation (Sec-Hz)

شکل 13 مقیاس‌نگار ترکیب مولفه افقی و قائم زلزله کوینا (ثانیه - هرتز)

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]

[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

قابل توجهی دارد. بنابراین ترک‌خوردگی باعث کاهش سختی و صلبیت سیستم سد کارون 3 شده است. واضح است که در این مرحله هرچه ترک در بدنه سد بیشتر رشد کرده باشد، پنجره زمان – فرکانس (اسکلوگرام) قابلیت بهتری برای شناسایی ترک‌خوردگی و تغییرات فیزیکی سیستم خواهد داشت. به خصوص در مورد سد کارون 3 که نزدیکی فرکانس‌های طبیعی سازه و نیز اثر تحریک ورودی در سیستم، تحلیل نتایج را پیچیده می‌کند. با توجه به شکل 14، ملاحظه می‌شود پس از ترک‌خوردگی هر 3 فرکانس طبیعی سازه کاهش پیدا می‌کند بطوریکه پس ار آن اندکی افزایش یافته تا به مرز پایداری برسد. بنظر می‌رسد مقداری تاخیر در کاهش فرکانس پس از ترک‌خوردگی علی الخصوص در مورد فرکانس دوم و سوم وجود داشته باشد. در شکل 15 نیز بطور کلی فرکانس‌های طبیعی نسبت به شکل 12 به صورت پرانرژی وجود ندارد و حالت کمرنگ‌تری دارد. با مقایسه اشکال 14 و 15، کاهش در فرکانس طبیعی سیستم در پاسخ طولی و قائم نسبت به پاسخ عرضی نمود بیشتری دارد. همچنین امکان شناسایی آسیب بهتری با استفاده از مقیاس‌نگار پاسخ طولی و قائم نسبت به مقیاس‌نگار پاسخ عرضی وجود دارد.

6-2- شناسایی مکان آسیب

در این مرحله بایستی شکل مودهای ارتعاشی بدست آمده از سازه آسیب‌دیده با شکل مودهای ارتعاشی سازه سالم مورد مقایسه قرار گیرد. سپس براحتی می‌توان به تشخیص محل آسیب صورت گرفته پرداخت. بدین منظور از پاسخ‌های تغییرمکان طولی سد در نقاط مختلف طره مرکزی و تراز تاج سد با فواصل مساوی 20 متری استفاده شده است. برای تعیین اشکال مودی ابتدا باید یک کانال مرجع از بین نقاط مختلف در نظر گرفته شود.

سپس اشکال مودی با توجه به دامنه و فاز ضرایب تبدیل موجک در فرکانس‌های طبیعی سازه (فرکانس‌های تشدید) تعیین می‌شوند که این مقادیر، از نسبت پاسخ‌های اندازه‌گیری شده در کانال متحرک به کانال مرجع به دست می‌آید. در اشکال 16 و 17، به ترتیب مقایسه اشکال مودی سازه سالم و آسیب‌دیده برای طره مرکزی و پلان تراز تاج ملاحظه می‌شود. همچنین در شکل 18، نتایج نرم‌افزار آباکوس برای 3 مود اول (بزرگنمایی 30 برابر) ارائه شده است.

با توجه به اشکال 16 تا 18، دو مشکل عمده وجود دارد. اولاً با توجه به نزدیک بودن فرکانس‌های طبیعی سازه سد کارون 3، با عوض کردن مولفه فرکانسی سیگنال، تمامی اشکال مودی بدست آمده در محدوده فرکانس طبیعی اول تا سوم سد کاملاً شبیه بهم بوده و تغییری نمی‌کند. این مسئله

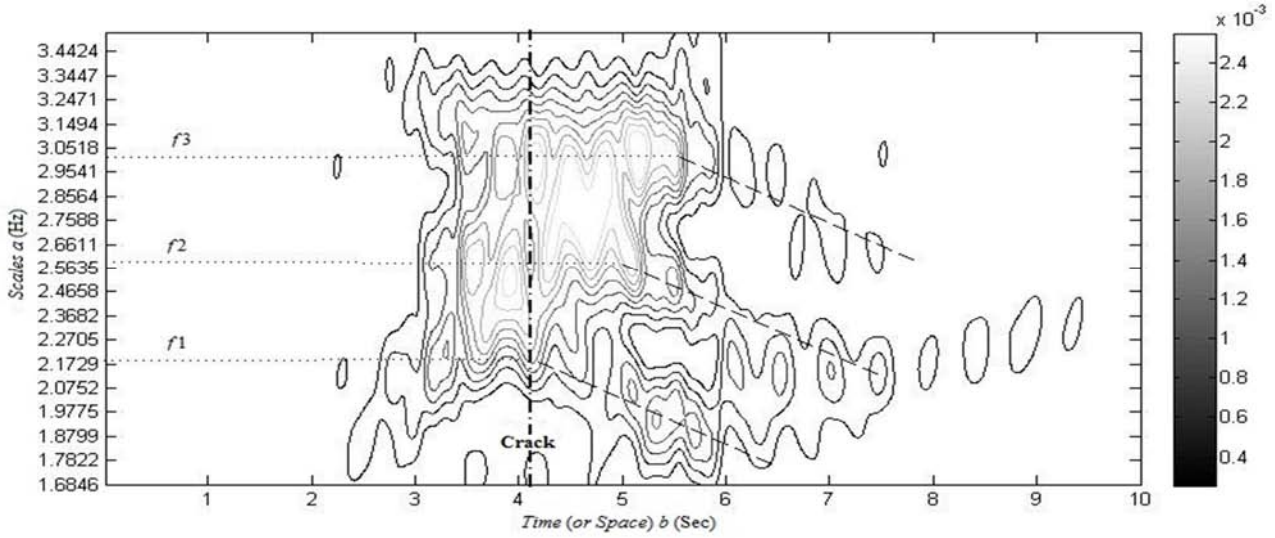


Fig. 14 The scalogram of cracked dam crest midpoint longitudinal displacement (Sec-Hz)

شکل 14 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی طولی نقطه وسط تاج سد آسیب دیده (ثانیه - هرتز)

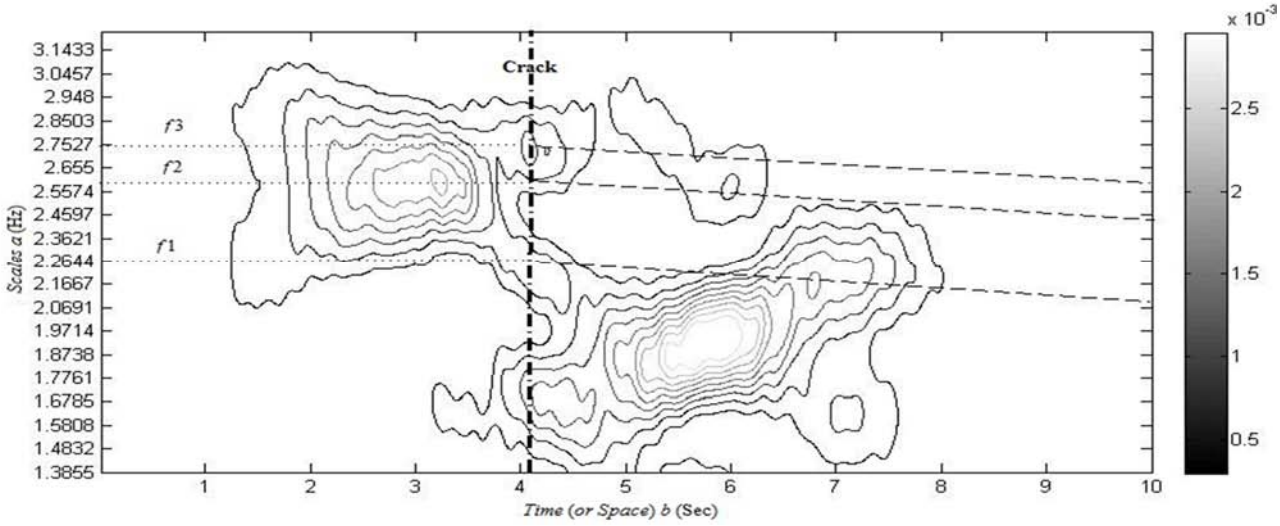


Fig. 15 The scalogram of cracked dam crest midpoint transversal displacement (Sec-Hz)

شکل 15 مقیاس‌نگار پاسخ جابجایی عرضی نقطه وسط تاج سد آسیب دیده (ثانیه - هرتز)

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

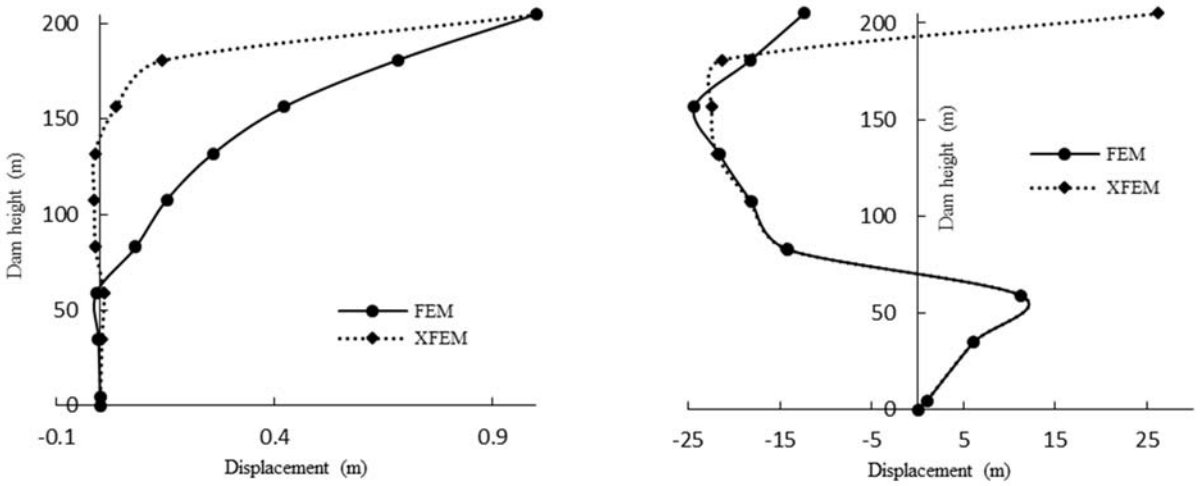


Fig. 16 Comparison of the cantilever mode shapes of Karun 3 intact and cracked dam normalized to abutment (right) and crest (left) using WT

شکل 16 مقایسه شکل مودی طره مرکزی سد کارون 3 همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه (راست) و تاج (چپ) برای سازه سالم و آسیب دیده با استفاده از تبدیل موجک

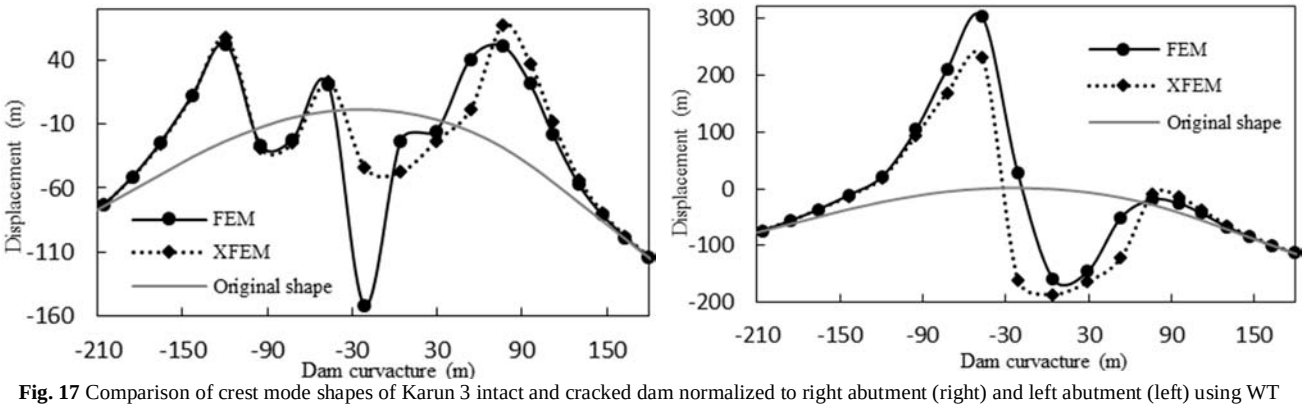
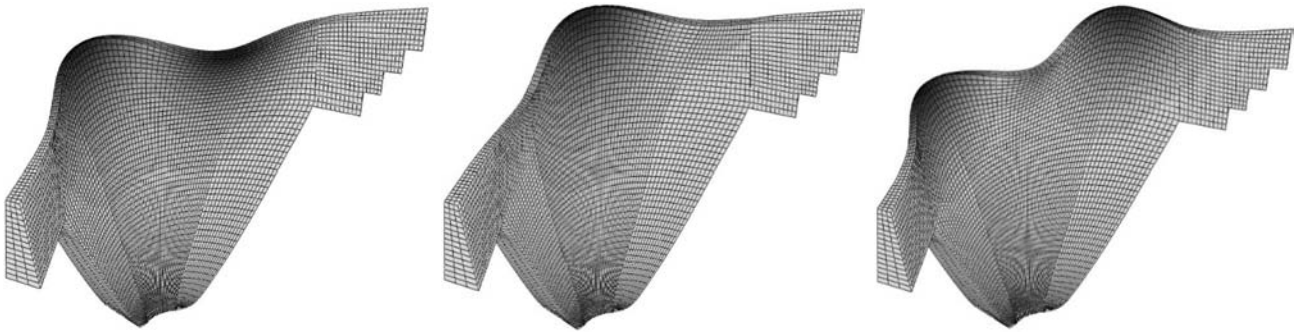


Fig. 17 Comparison of crest mode shapes of Karun 3 intact and cracked dam normalized to right abutment (right) and left abutment (left) using WT

شکل 17 مقایسه شکل مودی تراز تاج سد کارون 3 همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه راست (راست) و تکیه‌گاه چپ (چپ) برای سازه سالم و آسیب دیده با استفاده از تبدیل موجک



*f*1=2.24 Hz - ABAQUS *f*2=2.72 Hz - ABAQUS *f*3=3.40 Hz - ABAQUS

Fig. 18 Results of the first 3 mode shapes of Karun 3 dam obtained from Abaqus software

شکل 18 نتایج 3 شکل مودی اول سد کارون 3 با استفاده از نرم‌افزار آباکوس

ناشی از تداخل مودی می‌باشد که اثر شکل مودی غالب موجود در سیگنال باعث تغییر در فاز اشکال مودی دیگر می‌شود تا نتیجه به صورت یک شکل ثابت در محدوده فرکانس اول تا سوم مطابق اشکال 16 و 17 ارائه شود. برای رفع مشکل باید اثر اشکال مودی دیگر از شکل مودی مورد نظر حذف گردد.

ثانیاً انتخاب کانال مرجع در پیدا کردن شکل مودی طره مرکزی و شکل مودی در پلان تراز تاج از اهمیت بسزایی برخوردار است. مطابق شکل 16 و 17 ملاحظه می‌شود که، با تغییر کانال مرجع شکل مودی متفاوتی بدست خواهد آمد. در واقع با تغییر کانال مرجع، فاز و دامنه نقاط دیگر نسبت به آن کانال عوض شده و باعث عدم ثبات شکل مودی می‌شود. همانطور که در بخش 6 اشاره گردید، از آنجایی که روش پردازش سیگنال (تبدیل موجک پیوسته) با استفاده از خروجی تنها بوده و ورودی به صورت نویز سفید[1] در نظر گرفته می‌شود، لذا چنین مشکلی مورد انتظار می‌باشد. همچنین عدم درنظر گرفتن جرم مودی هم می‌تواند تاثیرگذار باشد. برای رفع این مشکل بر پایه اثر ورودی (زلزله اعمالی)، باید ضرایب اصلاح شکل مودی با استفاده از میزان‌سازی مودی[2] اعمال گردد. با توجه به مشکلات ارائه شده، چون هدف تحقیق حاضر شناسایی آسیب بر پایه شناسایی سیستم می‌باشد، بنابراین شکل مودی‌های بدست آمده به همین صورت مبنای تحلیل بوده و از آنها استفاده می‌شود.

با توجه به شکل 16، برای شکل مودی طره مرکزی ملاحظه می‌شود که

[1] White Gaussian noise
[2] Modal scaling

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]
[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]

در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه (شکل سمت راست)، از محلی که رفتار شکل مودی سازه آسیب دیده در مقایسه با سازه سالم متفاوت می‌شود، ترک خوردگی اتفاق افتاده است. بطوریکه با نزدیکتر شدن به تاج سد، اختلاف جابجایی بیشتر شده و محل آسیب مشهودتر است. ولی در حالت همپایه شده نسبت به تاج (شکل سمت چپ)، اگر چه می‌توان گفت در محلی که بیشترین اختلاف جابجایی وجود دارد، آسیب اتفاق افتاده است. اما امکان تشخیص محدوده آسیب بطور دقیق وجود ندارد. بنابراین شکل مودی طره مرکزی در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه، قابلیت بیشتری برای تشخیص آسیب در تاج دارد.

با توجه به شکل 17، در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه راست (شکل سمت راست)، در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها رفتار سازه سالم و آسیب دیده شبیه به هم است. ولی رفته رفته با دور شدن از تکیه‌گاه‌ها رفتار سازه متفاوت شده تا اینکه دقیقاً در محل آسیب و ترک‌خوردگی بیشترین اختلاف وجود دارد. در حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ (شکل سمت چپ)، ملاحظه می‌شود که مشابهت بیشتری بین رفتار سازه سالم و آسیب دیده در نیمه چپ بدنه نسبت به نیمه راست وجود دارد. همچنین بطور واضح در نقطه‌ای با بیشترین اختلاف جابجایی آسیب وجود دارد. در حالت کلی دامنه حرکتی نسبت به فرم اولیه بدنه در حالت همپایه شده به تکیه‌گاه راست (شکل سمت راست) نسبت به حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ (شکل سمت چپ) بیشتر است. ولی امکان تشخیص آسیب و ترک‌خوردگی با استفاده از حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ بهتر است.

7- نتیجه‌گیری

در این تحقیق شناسایی آسیب بر مبنای شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی کارون 3 با استفاده از روند پیشنهادی بر مبنای ترکیب روش اجزاء چسبنده ترک توسعه‌یافته و تبدیل موجک پیوسته انجام شد. با بررسی اسکلوگرام (پنجره زمان-فرکانس) پاسخ‌های نقطه وسط تاج مدل عددی سد کارون 3، با وجود قابلیت بالای تبدیل موجک در شناسایی سیستم، پاسخ طولی و قائم دقت بیشتری نسبت به پاسخ عرضی در تشخیص فرکانس طبیعی سیستم و بررسی وقوع آسیب دارد. پس از رخداد ترک هر 3 فرکانس طبیعی سازه کاهش پیدا می‌کند بطوریکه پس ار آن اندکی افزایش یافته تا به مرز پایداری برسد. کاهش در فرکانس طبیعی سیستم در پاسخ طولی و قائم نسبت به پاسخ عرضی نمود بیشتری دارد. با استفاده از مقایسه شکل مودهای ارتعاشی طره مرکزی و پلان تراز تاج سد در حالت سالم و آسیب دیده می‌توان به تشخیص دقیق محل آسیب و محدوده ترک پرداخت بطوریکه در نقطه‌ای که بیشترین اختلاف دامنه بین دو حالت وجود دارد، ترک خوردگی اتفاق افتاده است. با توجه به نزدیکی فرکانس‌های طبیعی سازه و نیز اثر تحریک ورودی در سیستم، مشکلاتی در انتخاب کانال مرجع برای همپایه‌سازی و همچنین تداخل مودی به وجود می‌آید که تحلیل نتایج را پیچیده می‌کند. برای شکل مودی تاج سد و طره مرکزی، به ترتیب امکان تشخیص آسیب و ترک‌خوردگی با استفاده از حالت همپایه شده نسبت به تکیه‌گاه چپ و پایه سد بهتر است. بنابراین، با بررسی و ارزیابی منظم پارامترهای مودال بدست آمده از شناسایی سیستم سد بتنی دوقوسی بر مبنای روند پیشنهادی می‌توان الگویی کارآمد برای پایش آنلاین سلامت سازه‌ای ارائه کرد و اثرات ترک‌خوردگی لرزه‌ای و رفتار غیرخطی بر روی سد را ارزیابی کرد.

8- مراجع

[1] T. Belytschko, Y. Y. Lu, L. Gu, Element free Galerkin methods, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 37, No. 2, pp. 229-256, 1994.

[2] M. Fleming, Y. Chu, B. Moran, T. Belytschko, Y. Lu, L. Gu, Enriched element-free Galerkin methods for crack tip fields, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 40, No. 8, pp. 1483-1504, 1997.

[3] J. M. Melenk, I. Babuška, The partition of unity finite element method: basic theory and applications, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, No. 1, pp. 289-314, 1996.

[4] C. A. Duarte, J. T. Oden, An h-p adaptive method using clouds, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 139, No. 1, pp. 237-262, 1996.

[5] N. Moes, J. Dolbow, T. Belytschko, A Fnite Element Method for Crack Growth Without Remeshing, *International Journal for Numerical Methods in engineering*, Vol. 46, No. 1, pp. 131-150, 1999.

[6] C. Daux, N. Moes, J. Dolbow, N. Sukumar, T. Belytschko, Arbitrary cracks and holes with the extended finite element method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 48, No. 12, pp. 1741-1760, 2000.

[7] N. Sukumar, N. Moës, B. Moran, T. Belytschko, Extended finite element method for three-dimensional crack modelling, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 48, No. 11, pp. 1549-1570, 2000.

[8] V. Lotfi, R. Espandar, Seismic analysis of concrete arch dams by combined discrete crack and non-orthogonal smeared crack technique, *Engineering Structures*, Vol. 26, No. 1, pp. 27-37, 2004.

[9] O. Omidi, S. Valliappan, V. Lotfi, Seismic cracking of concrete gravity dams by plastic–damage model using different damping mechanisms, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 63, pp. 80-97, 2013.

[10] C. Bao, H. Hao, Z.-X. Li, X. Zhu, Time-varying system identification using a newly improved HHT algorithm, *Computers & Structures*, Vol. 87, No. 23, pp. 1611-1623, 2009.

[11] Z. Chen, A. Bunger, X. Zhang, R. G. Jeffrey, Cohesive zone finite element-based modeling of hydraulic fractures, *Acta Mechanica Solida Sinica*, Vol. 22, No. 5, pp. 443-452, 2009.

[12] A. Ghaemmaghami, M. Ghaemian, Shaking table test on small-scale retrofitted model of Sefid-rud concrete buttress dam, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 39, No. 1, pp. 109-118, 2010.

[13] J. Pan, C. Zhang, Y. Xu, F. Jin, A comparative study of the different procedures for seismic cracking analysis of concrete dams, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 31, No. 11, pp. 1594-1606, 2011.

[14] A. Byfut, A. Schröder, hp-adaptive extended finite element method, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 89, No. 11, pp. 1392-1418, 2012.

[15] G. Bhardwaj, I. Singh, B. Mishra, Numerical simulation of plane crack problems using extended isogeometric analysis, *Procedia Engineering*, Vol. 64, pp. 661-670, 2013.

[16] S. Zhang, G. Wang, X. Yu, Seismic cracking analysis of concrete gravity dams with initial cracks using the extended finite element method, *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 528-543, 2013.

[17] A. Nasirmanesh, S. Mohammadi, XFEM buckling analysis of cracked composite plates, *Composite Structures*, Vol. 131, pp. 333-343, 2015.

[18] Z. Wang, T. Yu, T. Q. Bui, N. A. Trinh, N. T. H. Luong, N. D. Duc, D. H. Doan, Numerical modeling of 3-D inclusions and voids by a novel adaptive XFEM, *Advances in Engineering Software*, Vol. 102, pp. 105-122, 2016.

[19] R. Tarinejad, M. Damadipour, Extended FDD-WT method based on correcting the errors due to non-synchronous sensing of sensors, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 72, pp. 547-566, 2016.

[20] Q. Xiao, B. Karihaloo, Improving the accuracy of XFEM crack tip fields using higher order quadrature and statically admissible stress recovery, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 66, No. 9, pp. 1378-1410, 2006.

[21] S. Mohammadi, *Extended finite element method: for fracture analysis of structures*, London: Wiley, pp. 61-75, 2008.

[22] G. I. Barenblatt, The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture, *Advances in applied mechanics*, Vol. 7, No. 1, pp. 55-129, 1962.

[23] D. Dugdale, Yielding of steel sheets containing slits, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 8, No. 2, pp. 100-104, 1960.

[24] N. Moës, T. Belytschko, Extended finite element method for cohesive crack growth, *Engineering fracture mechanics*, Vol. 69, No. 7, pp. 813-833, 2002.

[25] ABAQUS, V. 6.14, *Online Documentation Help, Theory manual: Dassault Systms*, Accessed on 10 May 2016; http://abaqus.software.polimi.it/v6.14.

[26] A. Mertins, Signal Analysis: Wavelets, *Time-Frequency Transforms and Applications*, London: Wiley, pp. 51-88, 1999.

[Downloaded from mme.modares.ac.ir on 2024-04-26]

[DOR: 20.1001.1.10275940.1395.16.12.47.2]