

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

## شناسایی خسارت در سازه‌ها به کمک تغییر پارامترهای مودال

نگارنده: سید رضا سیدی

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

شهریور ۱۳۹۴



دانشگاه سندھ

مدیریت تحصیلات تکمیلی  
فرم شماره (۶)

باسمہ تعالیٰ

شماره: ۸۷  
تاریخ: ۵/۸/۱۴۱  
ویرایش:

فرم صورتجلسہ دفاع از پایان نامہ تحصیلی دورہ کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) نتیجہ ارزیابی جلسہ دفاع از پایان نامہ کارشناسی ارشد آقای سید رضا سیدی رشتہ عمران گرایش سازہ تحت عنوان شناسایی خسارت در سازہ بہ کمک تغییر پارامترهای مودال کہ در تاریخ ۱۳۹۴/۰۶/۳۱ با حضور ہیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شہرود برگزار گردید بہ شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجہ: امتیاز ۱۸۹)  دفاع مجدد  مردود

۱- عالی (۲۰-۱۹) ۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹-۱۸)

۳- خوب (۱۶-۱۷/۹۹) ۴- قابل قبول (۱۵/۹۹-۱۴)

۵- نمرہ کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

امضاء	مرتبہ علمی	نام ونام خانوادگی	عضو ہیأت داوران
	استادیار	جناب آقای دکتر علی کیهانی	۱- استادراہنما
	استادیار		۲- استاد مشاور
	استادیار	جناب آقای دکتر مہدی گلی	۳- نمایندہ شورای تحصیلات تکمیلی
	استادیار	جناب آقای دکتر سید مہدی توکلی	۴- استاد ممتحن
	استادیار	جناب آقای دکتر ایمان آقایان	۵- استاد ممتحن

رئیس دانشکدہ: جناب آقای دکتر احمد احمدی

تقدیم به پدر و مادر عزیز

و

همسر مهربانم

با سپاس از

**استاد راهنمای گرامی آقای دکتر علی کیهانی**

که در تمام مراحل انجام پژوهش و تدوین پایان نامه از دانش و تجربه ایشان بهره بردم، بدون راهنمایی‌های بی‌دریغ و ارزنده ایشان، انجام این پژوهش میسر نبود.

## تعهدنامه

اینجانب سید رضا سیدی دانشجوی دوره‌ی کارشناسی ارشد رشته‌ی عمران (گرایش سازه) دانشکده‌ی مهندسی

عمران دانشگاه شاهرود نویسنده‌ی پایان‌نامه‌ی شناسایی خسارت در سازه به کمک تغییر پارامترهای مودال

تحت راهنمایی استاد گرامی جناب آقای دکتر علی کیهانی متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان‌نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان‌نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه شاهرود» و یا «Shahrood University» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان‌نامه تأثیرگذار بوده‌اند، در مقالات مستخرج از پایان‌نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است، ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان‌نامه، در مواردی که به حوزه‌ی اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است، اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

### تاریخ

### امضای دانشجو

### مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه‌های رایانه‌ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه شاهرود می‌باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان‌نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

## چکیده

در این پایان‌نامه روش‌های ارزیابی سازه‌ها و شناسایی خسارت در آن‌ها بر اساس روش‌های پردازش داده‌های مودال بررسی می‌شود. برای این هدف، آزمون مودال و عامل‌های به دست آمده از آن معرفی شدند. پس از بررسی این عامل‌ها کاربردهای عملی آزمایش مودال برای سازه‌های بتنی معرفی و پیشینه‌ی برخی پژوهش‌های انجام شده در زمینه رفتار ارتعاشی تیرهای بتن مسلح مورد بحث قرار گرفت و نتیجه شد برای یافتن الگوی خسارت در تیرهای بتن مسلح می‌توان از نتیجه‌های آزمایش مودال بهره گرفت.

روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت در سازه‌ها مرور شدند و هدف‌های اصلی از به کارگیری این روش‌ها مورد بحث قرار گرفتند. این بحث‌ها همراه با دسته‌بندی روش‌ها و بیان کاستی‌ها و برتری‌های هر یک از آنها ارائه شد. روش‌های شناسایی خسارت به کمک داده‌های مودال به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته نخست، بر اساس تغییرات عامل‌های مودال اولیه (بسامدها، میرایی و شکل مودها) پیشنهاد شده‌اند و یک دیدگاه کلی از تغییرات سختی سازه می‌دهند. در دسته دوم با کمیت‌های محاسباتی مودال مانند کرنش‌ها، کارمایه کرنشی و نرمی به بررسی سازه‌ها می‌پردازند.

در این پژوهش، برای شناسایی هم‌زمان محل و شدت خسارت‌ها در سازه‌های تیری، الگوریتم نوینی بر پایه انرژی موضعی کرنش‌های مودال پیشنهاد شد. راهکار پیشنهادی می‌تواند خسارت‌های ساختگی تکی و چندتایی را در الگوی عددی آشکار سازد. نتیجه‌های تحلیل عددی نشان می‌دهند که روش پیشنهادی می‌تواند با شمار محدودی از مودهای ارتعاشی، محل و شدت خسارت‌ها را به خوبی آشکار کند. با کاربرد الگوریتم پیشنهادی در فضای کرنش‌های مودال می‌توان خسارت‌هایی را که در گام‌های نخست روی داده شناسایی و برای پیشگیری از شکست ناگهانی سازه تصمیم‌گیری کرد.

**واژه‌های کلیدی:** خسارت، عامل‌های مودال، مکان و شدت خسارت، شاخص خسارت، کرنش مودال.

## فهرست مقاله‌های برگرفته از پایان‌نامه:

Seyedi, S.R., Keyhani, A., Jahangir, H., “An energy-based damage detection algorithm based on modal data” 7<sup>th</sup> International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, 18-21 May, 2015.





فصل سوم - روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت سازه‌ها..... ۵۱

۳-۱- پیشگفتار..... ۵۲

۳-۲- روش‌های پردازش داده‌های مودال..... ۵۲

۳-۳- روش‌های بر اساس تغییرات عامل‌های مودال اولیه..... ۵۳

۳-۳-۱- بسامدهای ویژه..... ۵۴

۳-۳-۲- شکل مودهای ارتعاشی..... ۵۵

۳-۳-۳- میرایی..... ۵۷

۳-۳-۴- تابع‌های پاسخ بسامدی..... ۵۸

۳-۴- روش‌ها بر اساس تغییرات عامل‌های مودال محاسباتی..... ۶۰

۳-۴-۱- خمیدگی‌ها یا کرنش‌های شکل مود..... ۶۱

۳-۴-۲- تغییر انرژی کرنشی..... ۶۳

۳-۴-۳- ماتریس نرمی..... ۶۶

۳-۵- خلاصه فصل سوم..... ۷۱

فصل چهارم - شناسایی مکان و شدت خسارت‌ها به کمک داده‌های مودال..... ۷۳

۴-۱- پیشگفتار..... ۷۴

۴-۲- صحت‌سنجی داده‌های مودال و خسارت‌های ساختگی..... ۷۴

۴-۲-۱- صحت‌سنجی داده‌های مودال..... ۷۴

۴-۲-۲- خسارت‌های ساختگی در الگوی جزء محدود نمونه‌ها..... ۸۱

۴-۳- روش پیشنهادی شناسایی خسارت به کمک انرژی داده‌های مودال..... ۸۹

۴-۴- خلاصه فصل چهارم..... ۱۱۵

فصل پنجم - نتیجه‌گیری و پیشنهاد برای آیندگان .....	۱۱۷
۱-۵- پیشگفتار .....	۱۱۸
۲-۵- آزمون مودال .....	۱۱۸
۳-۵- روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت سازه‌ها .....	۱۱۸
۴-۵- شناسایی مکان و شدت خسارت‌ها به کمک داده‌های مودال .....	۱۲۰
۵-۵- پیشنهاد پژوهش‌های آینده .....	۱۲۰
۶-۵- خلاصه فصل پنجم .....	۱۲۱
فصل ششم - مرجع‌ها .....	۱۲۳

## فهرست شکل‌ها

- شکل (۱-۲) گام‌ها و سامانه دریافت داده‌های آزمایش مودال (Wang and Zong, 2002)..... ۱۲
- شکل (۲-۲) اساس کار تحلیلگرهای رقمی (Lynch, 2005) ..... ۱۷
- شکل (۳-۲) نمودار بخش حقیقی پاسخ در دامنه بسامد برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی (Lynch, 2005) ..... ۱۹
- شکل (۴-۲) نمودار پاسخ در دامنه بسامد (FRF) با مقیاس لگاریتمی و زاویه فاز برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی  
..... (Lynch, 2005) ۲۰
- شکل (۵-۲) نمودار پاسخ در دامنه بسامد (FRF) برای سازه چند درجه آزادی (Avitabile, 2001) ..... ۲۲
- شکل (۶-۲) نمایش بخش‌های حقیقی، انگاری و زاویه فاز تابع‌های پاسخ بسامدی (Richardson and Formenti, 1982) ..... ۲۳
- شکل (۷-۲) یافتن شکل مودهای تجربی برای یک تیر آلومینیومی (Richardson, 1997)..... ۲۶
- شکل (۸-۲) نمونه تیرهای بتنی برای شبیه‌سازی رفتار پل‌های بتنی (اندازه‌ها با mm) (Ndambi et al., 2000) ..... ۳۶
- شکل (۹-۲) نمونه تیرهای آویزان برای آزمایش ارتعاشی (Ndambi et al., 2000) و (Maeck, 2003) ..... ۳۷
- شکل (۱۰-۲) نمودارهای تحریک و پاسخ نمونه‌های تیرهای بتنی در دامنه زمان و بسامد (Peeters, 2000) ..... ۳۸
- شکل (۱۱-۲) نمودار بارگذاری-باربرداری برای ایجاد خسارت پیش‌رونده (Peeters, 2000) و (Maeck, 2003) ..... ۳۹
- شکل (۱۲-۲) دستگاه آزمایش ایستا و الگوهای ترک در تیرهای بتن مسلح (Ibarra et al., 2001) ..... ۴۲
- شکل (۱۳-۲) روش اندازه‌گیری سختی ایستای تیرهای بتنی پس از تقویت با ورق FRP (Ibarra et al., 2001) ..... ۴۳
- شکل (۱۴-۲) دستگاه آزمایش ارتعاشی و مکان درجه‌های آزادی (Ibarra et al., 2001) ..... ۴۳
- شکل (۱۵-۲) پاسخ شتاب ناشی از ضربه چکش در دامنه زمان و طیف فوریه وابسته به آن در دامنه بسامد (Ibarra et al.,  
..... (2001) ۴۴
- شکل (۱۶-۲) چهار مود اول میرای سینوسی و برازش منحنی cem (Ibarra et al., 2001) ..... ۴۶
- شکل (۱۷-۲) یک موج سینوسی جدا شده و طیف سینوسی میراشونده وابسته به آن (Ibarra et al., 2001) ..... ۴۶
- شکل (۱۸-۲) درصد تغییرات سختی ایستا، میرایی و بسامدها پس از مقاوم‌سازی با frp برای یکی از نمونه‌های تیرهای بتنی  
..... (Ibarra et al., 2001) ۴۷
- شکل (۱-۴) جزئیات سطح مقطع نمونه‌ی آزمایشی (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۵

- شکل (۲-۴) دستگاه آزمون استاتیکی (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۶
- شکل (۳-۴) خسارت‌های ایجاد شده در نتیجه‌ی آزمون استاتیکی (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۶
- شکل (۴-۴) حالت آویزان نمونه برای انجام آزمون مودال (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۷
- شکل (۵-۴) درجه‌های آزادی و محل قرارگیری حسگر در نمونه‌های آزمایشگاهی (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۷
- شکل (۶-۴) دستگاه آزمون ارتعاشی (Baghiee et al., 2009) ..... ۷۸
- شکل (۷-۴) میلگردهای طولی و عرضی الگوی عددی نمونه ..... ۷۸
- شکل (۸-۴) مصالح بتن الگوی عددی نمونه ..... ۷۹
- شکل (۹-۴) شکل مودهای تجربی و عددی نمونه ..... ۸۰
- شکل (۱۰-۴) الگوی عددی نمونه تیر برای شدت خسارت‌ها ..... ۸۱
- شکل (۱۱-۴) شکل مودهای ارتعاشی در حالت آسیب‌نندیده (C-0) و در مرحله‌ی نهایی (h10) خسارت سه‌تایی (C-3mLr) ..... ۸۴
- شکل (۱۲-۴) چگونگی محاسبه‌ی مشتق به کمک روش تفاوت مرکزی ..... ۸۵
- شکل (۱۳-۴) روش تقریب b-spline برای به دست آوردن نمودار عبوری از میان داده‌ها (Anand, 1993) ..... ۸۶
- شکل (۱۴-۴) سه شکل مود اول نمونه و منحنی برازش شده‌ی مرحله‌ی نهایی (h10) حالت خسارت سه‌تایی (C-3mLr) ..... ۸۷
- شکل (۱۵-۴) سه کرنش مودال اول نمونه و منحنی برازش شده‌ی مرحله‌ی نهایی (h10) حالت خسارت سه‌تایی (C-3mLr) ..... ۸۸
- شکل (۱۶-۴) نمونه‌ای از یک بردار و مولفه‌های آن ..... ۹۱
- شکل (۱۷-۴) چگونگی محاسبه‌ی انرژی موضعی در نقطه‌ی z ..... ۹۳
- شکل (۱۸-۴) الگوریتم روش شناسایی خسارت در این پژوهش ..... ۹۵
- شکل (۱۹-۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - چپ C-1L ..... ۹۶
- شکل (۲۰-۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - میانی C-1m ..... ۹۷
- شکل (۲۱-۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - راست C-1r ..... ۹۷
- شکل (۲۲-۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و راست C-2Lr ..... ۹۸
- شکل (۲۳-۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و میانی C-2Lm ..... ۹۹

شکل (۴-۲۴) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- میانی و راست C-2mr.....۱۰۰

شکل (۴-۲۵) شاخص خسارت EI برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی C-3mLr.....۱۰۰

شکل (۴-۲۶) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- چپ C-1L.....۱۰۱

شکل (۴-۲۷) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- میانی C-1m.....۱۰۲

شکل (۴-۲۸) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- راست C-1r.....۱۰۲

شکل (۴-۲۹) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و راست C-2Lr.....۱۰۳

شکل (۴-۳۰) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و میانی C-2Lm...۱۰۴

شکل (۴-۳۱) شاخص خسارت EI برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- میانی و راست C-2mr. ۱۰۴

شکل (۴-۳۲) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی C-3mLr.....۱۰۵

شکل (۴-۳۳) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- چپ C-1L.....۱۰۶

شکل (۴-۳۴) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- میانی C-1m.....۱۰۶

شکل (۴-۳۵) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- راست C-1r.....۱۰۷

شکل (۴-۳۶) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و راست C-2Lr.....۱۰۸

شکل (۴-۳۷) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و میانی C-2Lm.. ۱۰۸

شکل (۴-۳۸) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- میانی و راست C-2mr.. ۱۰۹

شکل (۴-۳۹) شاخص خسارت EI برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی C-3mLr.....۱۱۰

شکل (۴-۴۰) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی EI برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- چپ C-1L

.....۱۱۱

شکل (۴-۴۱) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی EI برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- میانی C-1m ...

.....۱۱۲

شکل (۴-۴۲) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی EI برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- راست C-1r

.....۱۱۲

شکل (۴۳-۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی MEI<sub>z</sub> برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و راست

۱۱۳.....C-2Lr

شکل (۴۴-۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی MEI<sub>z</sub> برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- چپ و میانی

۱۱۳.....C-2Lm

شکل (۴۵-۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی MEI<sub>z</sub> برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی- میانی و راست

۱۱۴..... C-2mr

شکل (۴۶-۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی MEI<sub>z</sub> برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی C-3mLr

۱۱۴.....

## فهرست جدول ها

جدول (۱-۴) ویژگی ها و جزئیات نمونه های آزمایشگاهی (Baghiee et al., 2009)..... ۷۵

جدول (۲-۴) ویژگی های مکانیکی مصالح در الگوی عددی..... ۷۹

جدول (۳-۴) بسامدهای ویژه تجربی و عددی نمونه B1..... ۷۹

جدول (۴-۴) مکان خسارت های ساختگی برای نمونه..... ۸۳

جدول (۵-۴) مرحله های خسارت و نسبت های ترک متناظر برای نمونه B1..... ۸۳



فصل اول

مقدمه

## ۱-۱- پیشگفتار

امروزه شناسایی ویژگی‌های سازه‌ها برای ارزیابی کارایی و برآورد خسارت‌های احتمالی در آن‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. بیشتر سازه‌ها در طول عمر مفید خود در معرض خسارت قرار می‌گیرند. این خسارت‌ها می‌توانند در اثر عامل‌های طبیعی یا انسانی باشند، که به شکست‌های ناگهانی و غیر قابل پیش‌بینی می‌انجامند و خسارت‌های مالی و جانی برگشت‌ناپذیری را به بار می‌آورند. از این رو، پایش سلامت<sup>۱</sup> سازه‌ها و به ویژه روش‌های شناسایی خسارت، از سوی پژوهشگران مورد توجه خاصی قرار دارند. در این فصل اهمیت پژوهش در این زمینه بیان می‌شود. همچنین شرح مختصری از هدف و نیازمندی‌های روش‌های شناسایی خسارت<sup>۲</sup> ارائه می‌شود. در پایان، روش شناسایی خسارت مورد نظر این پژوهش، انتخاب می‌شود.

## ۱-۲- اهمیت این کار پژوهشی

پایش سلامت سازه‌ها و به ویژه روش‌های شناسایی خسارت به علت خرابی‌های ناگهانی و غیر قابل پیش‌بینی که باعث خسارت‌های مالی و جانی برگشت‌ناپذیری می‌شوند، از سوی دانشمندان و مهندسين مورد توجه خاص قرار دارند. روش‌های شناسایی خسارت را می‌توان به دو دسته کلی روش‌های مخرب<sup>۳</sup> و نامخرب<sup>۴</sup> تقسیم‌بندی کرد. پیشرفت‌های اخیر در زمینه حس‌گرها، رایانه‌ها و فن‌آوری‌های نوین الکترونیکی استفاده از روش‌های نامخرب را نسبت به روش‌های مخرب آسان‌تر و کم هزینه‌تر کرده است.

روش‌های نامخرب به دو دسته محلی و کلی دسته‌بندی می‌شوند. در تمام روش‌های شناسایی محلی، باید تا حدودی ناحیه خسارت معلوم و محل مورد آزمایش در دسترس باشد. در این روش‌ها امکان

---

<sup>1</sup> Health monitoring

<sup>2</sup> Damage detection

<sup>3</sup> Destructive

<sup>4</sup> Nondestructive

ارزیابی کل سازه وجود ندارد. اگرچه بعضی از این روش‌ها برای کاربردهای ویژه مانند یافتن ترک در اتصالات جوشی مفید هستند، ولی روش‌های شناسایی کلی بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرند.

روش‌های کلی شناسایی خسارت را می‌توان در دو دسته ایستا<sup>۱</sup> و ارتعاشی<sup>۲</sup> بررسی کرد. در روش‌های ایستا برای تعیین تغییرهای خیز، سختی و توانایی باربری سازه، از تغییر مکان‌ها و کرنش‌های اندازه‌گیری شده ناشی از بار معلوم ایستا و الگوی اجزای محدود به‌هنگام شده استفاده می‌شود. این روش‌ها بیشتر در پل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد.

روش‌های ایستا نیازمند اندازه‌گیری داده‌های زیاد و الگوی اجزای محدود با تعریف ویژگی‌های دقیق ماده هستند. همچنین، آزمون‌های ایستا در کاربری سازه اختلال ایجاد می‌کنند. این کاستی‌ها، استفاده از روش‌های ایستا را برای شناسایی به‌هنگام خسارت در سازه‌ها دشوار می‌کند، از این رو نیاز به روش‌های شناسایی کلی را نشان می‌دهد.

روش‌های شناسایی کلی را می‌توان بر روی کل سازه‌های پیچیده به کار برد و در بهره‌برداری سازه اختلالی بوجود نمی‌آید. پیشرفت در زمینه فن‌آوری مانند افزایش حافظه‌های رایانه‌ای، ساخت حس‌گرها و پیشرفت در زمینه روش‌های اجزای محدود، در گسترش روش‌های کلی شناسایی خسارت بر پایه ارتعاش بسیار اثر گذار بوده‌اند. این روش‌ها بر این اصل استوارند که وجود خسارت در سازه منجر به تغییر ویژگی‌های ارتعاشی و سیگنال‌های دریافتی آن می‌شود.

ویژگی‌های ارتعاشی و سیگنال‌ها، با آزمایش ارتعاشی، به صورت تاریخچه زمانی اندازه‌گیری و ثبت می‌شوند. ولی بررسی داده‌ها در قلمرو زمان برای شناسایی خسارت مشکل است. روش معمول این است که داده‌ها را از قلمرو زمان<sup>۳</sup> به قلمرو بسامد<sup>۴</sup> می‌برند و داده‌های قلمرو مودال را از داده‌های

---

<sup>1</sup> Static

<sup>2</sup> Vibratory

<sup>3</sup> Time domain

<sup>4</sup> Frequency domain

قلمرو بسامد به دست می‌آورند. در سه دهه اخیر پژوهش‌های زیادی در هر سه قلمرو (زمان، بسامد و مودال) انجام شده است و هم‌چنان ادامه دارد زیرا روشی یکتا برای حل مشکل شناسایی خسارت‌های مختلف در سازه‌های متفاوت وجود ندارد. عامل‌های مودال (بسامدهای طبیعی، میرایی مودال و شکل‌های مودی) معانی فیزیکی دارند و نسبت به مفاهیم محض ریاضی که از قلمرو زمان و بسامد به دست می‌آیند بهتر درک می‌شوند. بنابراین، با توسعه روش‌های تحلیلی و امکانات آزمایشگاهی این قلمرو فراگیرتر شده است و نقش گسترده‌تری در شناسایی خسارت سازه‌ها بازی می‌کند.

آزمایش مودال با بررسی ارتعاشات سازه‌ها، امکان ارزیابی سریع و همیشگی سازه‌ها را فراهم می‌سازد. این ارزیابی بدون پردازش داده‌های مودال دریافتی امکان‌پذیر نیست. این بررسی نیاز به پردازش داده‌های مودال تجربی و محاسبه شاخص‌های خسارت دارد. پژوهشگران روش‌های بسیاری را برای ارزیابی سختی سازه‌ها و یافتن مکان خسارت‌ها ارائه داده‌اند. این پژوهش حاصل مطالعه و مرور پژوهش‌های نظری را ارائه می‌دهد و به بحث و بررسی پیرامون برتری‌ها و کاستی‌های هر یک از روش‌های ارزیابی خسارت می‌پردازد.

پردازش داده‌های مودال به همان اندازه آزمایش‌های تجربی اهمیت دارد و داده‌های آزمایشی پردازش نشده نمی‌توانند تغییرات سختی سازه را نشان دهند. در موردهایی که حجم داده‌های دریافتی زیاد است، پردازش داده‌های مودال اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. در سازه‌های بزرگ مانند پل‌ها بین ۱۵ تا ۵۰ حسگر را به کار می‌برند. برای بررسی برخی از این سازه‌های بزرگ به بیش از ۱۰۰ حسگر نیاز است (Maeck, 2003). با توجه به بزرگی سازه‌های زیرساختی و امکانات دستگاه‌های امروزی، حجم زیادی از داده‌های مودال در اختیار مهندسان قرار می‌گیرد. گام مهم بعدی پردازش این داده‌ها برای آگاهی از وضعیت سازه و ارائه برنامه نگهداری و ترمیم آنها است. به همین منظور روش‌های ارزیابی خسارت بر اساس داده‌های مودال<sup>۱</sup> پیشنهاد شده‌اند. با این روش‌ها به مکان‌یابی و ارزیابی خسارت‌ها

---

<sup>۱</sup> Modal data

می‌پردازند. هدف‌های اصلی ارزیابی خسارت و روش‌های آن را Doebling و همکاران (1996) ارائه داده‌اند، که هم‌اکنون یکی از مراجع‌های مهم به شمار می‌رود. بنا به Doebling و همکاران (1996)، یک روش ارزیابی خسارت باید بتواند آسیب‌هایی را که در گام‌های نخست روی داده شناسایی، مکان آنها را تعیین و عمر باقی‌مانده سازه را پیش‌بینی کند. Rytter (1993)، برای روش‌های تشخیص خسارت چهار سطح را تعریف کرد.

- سطح ۱: آشکارسازی خسارت‌های موجود در سازه
- سطح ۲: مکان‌یابی خسارت‌ها
- سطح ۳: میزان شدت خسارت‌ها
- سطح ۴: پیش‌بینی زمان باقی‌مانده برای بهره‌برداری از سازه

یک راهکار مناسب باید توانایی ارزیابی همه این سطوح‌ها را داشته باشد. تعیین یک شاخص خسارت<sup>۱</sup> که بتواند وضعیت سازه را برآورد کند، اهمیت دارد. با وجود پیشرفت‌های فراوان روش‌های پایش سلامت سازه‌ها، هنوز هم برای تعیین شاخص خسارت مناسب تردیدهای بسیاری به جا مانده است. برخی از شاخص‌ها مکان خسارت‌ها را به‌درستی نشان نمی‌دهند. این مشکل هنگامی که داده‌های مودال در اثر شرایط محیطی یا نویز<sup>۲</sup> تغییر می‌کنند بیشتر می‌شود. در بیشتر آزمایش‌ها عامل‌هایی مانند شرایط محیطی و نویز، آشکارسازی خسارت‌ها را دشوار می‌سازند و گاهی اثر شرایط محیطی روی داده‌های مودال از اثر خسارت‌ها بیشتر است و به قضاوت نادرستی می‌انجامد. در داده‌های آزمایشی نیز همیشه نویز وجود دارد. وجود نویز از دقت نتیجه‌ها به میزان قابل ملاحظه‌ای می‌کاهد. برای کاهش نویز تاکنون روش‌های بسیاری را پیشنهاد داده‌اند. یک روش ارزیابی خسارت باید اثر شرایط محیطی و نویز را از داده‌های مودال جدا سازد و تغییر ویژگی‌های مکانیکی در اثر خسارت را مشخص کند. در انتخاب روش ارزیابی خسارت باید به نوع سازه، چگونگی خسارت و میزان حساسیت

<sup>1</sup> Damage index

<sup>2</sup> Noise

روش توجه کرد. همه روش‌های پیشنهادی برای ارزیابی خسارت را نمی‌توان برای هر سازه‌ای به کار برد (Maeck, 2003). از سوی دیگر همه عامل‌های مودال نسبت به خسارت حساسیت یکسانی ندارند. ارزیابی خسارت بدون در نظر گرفتن این موردها نتیجه مطلوبی نخواهد داشت. به همین دلیل، پژوهش‌های بسیاری برای مقایسه و ارزیابی روش‌های تعیین خسارت انجام شده است. در این پژوهش به شناسایی مکان و شدت خسارت در سازه‌ها به کمک داده‌های مودال پرداخته می‌شود.

### ۱-۳- خلاصه فصل یکم و ساماندهی مطلب‌ها

در این فصل به بحث پیرامون ویژگی‌ها، توانایی‌ها و کاستی‌های روش‌های پایش سلامت سازه‌ها و شناسایی خسارت در آن‌ها پرداخته شد و روش‌های شناسایی خسارت بر اساس پردازش داده‌های مودال به عنوان یکی از روش‌های مناسب برای ارزیابی سازه‌ها انتخاب شد. در پایان این بخش، روند ارائه پژوهش‌های نظری همراه با چگونگی تنظیم فصل‌های این پژوهش شرح داده می‌شود. این پژوهش در پنج فصل تدوین شده است. فصل دوم به شرح روند آزمایش مودال و چگونگی دستیابی به عامل‌های مودال می‌پردازد. در فصل سوم روش‌های شناسایی خسارت در سازه‌ها به کمک داده‌های مودال و پیشینه‌ی پژوهشی هر کدام ارائه خواهد شد. در فصل چهارم به مکان‌یابی و شدت‌سنجی خسارت در نمونه‌های عددی و به کمک داده‌های مودال پرداخته شده و شاخص خسارت نوینی معرفی می‌شود. فصل پنجم، پایان‌بخش این مجموعه است که در آن نتیجه‌گیری‌ها و پیشنهادها برای پژوهش‌های آینده به نظر خواهد رسید.

فصل دوم

دستیابی به عامل های مودال

## ۱-۲- پیشگفتار

در آزمایش مودال با بررسی ارتعاش سازه و تحلیل داده‌های دریافتی در دامنه زمان یا بسامد، بسامد، میرایی و شکل مودها به دست می‌آیند. با این داده‌ها می‌توان ماتریسی را تعریف کرد که همه ویژگی‌های جرم، سختی و میرایی را در بر بگیرد. این ماتریس همان الگوی ریاضی سازه می‌باشد که برای بررسی ویژگی‌های مکانیکی سازه‌ها لازم است. با داده‌های مودال، الگوی ریاضی سازه به آسانی و بدون نیاز به محاسبات عددی پیچیده به دست می‌آید و به کمک آن می‌توان رفتار سازه و پیشروی خسارت‌ها را بررسی کرد.

تا کنون روش‌های عددی مانند اجزای محدود و اجزای مرزی برای بررسی رفتار و شبیه‌سازی شکست سازه‌ها به کار رفته‌اند. این روش‌ها در هنگام بهره‌برداری و نداشتن آگاهی کامل از هندسه و چگونگی رفتار مواد کارآ نیستند و به الگوریتم‌های پیچیده عددی نیاز دارند. می‌توان ویژگی‌های مودال سازه را در هنگام بهره‌برداری و بدون نیاز به الگوی رفتار مواد به دست آورد. این کار با پردازش سیگنال‌های تحریک و پاسخ سازه انجام می‌شود. در این زمینه دانش پردازش سیگنال کمک شایانی کرده است. ساختن تحلیلگرهای طیفی رقمی در آغاز ۱۹۷۰ و پیشرفت روزافزون سخت‌افزارها و نرم‌افزارهای رایانه‌ای، این شاخه از دانش را وارد مرحله تازه‌ای کرد. در همین راستا نرم‌افزارهایی مانند STAR (1990) و MATLAB (2004) برای نمونه‌برداری و پردازش سیگنال‌های دریافتی و به دست آوردن داده‌های مودال سازه گسترش یافتند.

پردازش داده‌های نمونه‌برداری شده از سازه در دو گام انجام می‌شود. در گام نخست، ویژگی‌های مودال بنیادی شامل بسامد، میرایی و شکل مودهای تجربی به دست می‌آیند. در گام بعدی به کمک شاخص‌های خسارت و آماری، وضعیت سازه و دوام آن را ارزیابی می‌کنند. آزمایش مودال تجربی



همراه با روش‌های تحلیلی، یک فن ارزیابی بدون آسیب‌زدن<sup>1</sup> برای سازه‌هاست که می‌تواند برای ارزیابی روش‌های بازسازی و تقویت سازه نیز به کار برود. روش‌های بازرسی چشمی و روش‌های ارزیابی محلی مانند فراصوتی، پرتوهای X، میدان مغناطیسی و جریان eddy زمان زیادی می‌برند و در مدت بازرسی بسیاری از خرابی‌ها افزایش می‌یابند و به مشکلات جدی‌تری منجر می‌شوند ( Maeck, 2003). روش‌های یاد شده می‌توانند تنها یک ناحیه از سازه را که به راحتی در دسترس است ارزیابی کنند و توانایی ارزیابی کل سازه را ندارند. از سوی دیگر، بسیار هزینه‌برند و برای انجام بازرسی باید سازه مورد نظر را از بهره برداری خارج ساخت. این مشکلات سبب شده تا کاربرد این روش‌ها محدود شود و روش‌های نوین ارزیابی سازه‌ها که بر اساس ویژگی‌های مودال و ارتعاشی هستند، به صورت یک ابزار کارآ و آسان در اختیار مهندسان قرار بگیرند. با آزمایش مودال کل سازه را ارزیابی می‌کنند و می‌توان به کمک آنها سازه‌ها را در حالت بهره برداری بررسی و برای نگهداری و مرمت آنها برنامه‌ریزی کرد و هزینه‌های ترمیم را کاهش داد.

هدف‌های انجام آزمایش مودال روی سازه‌ها را می‌توان به صورت زیر دسته‌بندی کرد ( Lee et al., 2004):

- شناسایی خسارت‌های زمان بهره‌برداری با بررسی تغییر عامل‌های مودال سازه
- ارزیابی تغییر ویژگی‌های مکانیکی سازه در یک دوره زمانی مشخص
- ارزیابی کمی اثر مقاوم‌سازی یا هرگونه تغییر در ساختار سازه مورد نظر
- پردازش نتیجه‌های آزمایش مودال با کمک روش‌های شناسایی سامانه‌ای<sup>2</sup> که در این روش‌ها الگوی جزء محدود سازه با داده‌های مودال بهنگام می‌شود و می‌توان سختی، میرایی و مقاومت سازه مورد نظر را ارزیابی کرد.

---

<sup>1</sup> Nondestructive

<sup>2</sup> System Identification Methods

- برآوردی از سلامت سازه برای اطمینان از تحمل بارهای بیشتر که این کار را با داده‌های مودال دریافتی در هنگام تغییر شرایط بهره‌برداری و شرایط محیطی و آب و هوایی انجام می‌دهند.

- بررسی و پایش پیوسته وضعیت سازه‌ها تا شدت خرابی‌ها و مکان‌های بازرسی محلی و ترمیم مشخص شوند.

در این فصل روند آزمایش مودال از دو دیدگاه نظری و تجربی شرح داده می‌شود. در پایان عامل‌های موثر بر نتیجه‌های آزمایش مودال و چند نمونه از کاربردهای عملی آن برای سازه‌های بتنی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

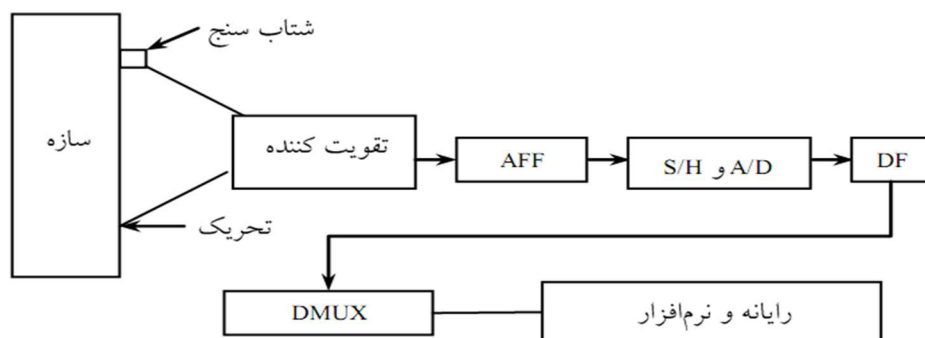
## ۲-۲- روند آزمایش مودال

آزمایش مودال یکی از روش‌های بررسی رفتار سازه‌هاست. بررسی رفتار سازه‌ها از زمانی آغاز شد که انسان برای نخستین بار ابزارهایی را به کار برد که با تغییرات موج صدا، تغییر ویژگی‌های مکانیکی سازه را آشکار می‌کرد (Farrar and Sohn, 2001). این روش که به اصول اکوستیکی<sup>۱</sup> وابسته است، برای بررسی خرابی‌های ناشی از خستگی و بارگذاری‌های دوره‌ای تکمیل شد و در اختیار مهندسان و پژوهشگران قرار گرفت. تغییر امواج الکتریکی نیز مانند امواج اکوستیکی می‌تواند برای بررسی وضعیت سازه‌ها به کار برود. آزمایش مودال و بررسی ارتعاشات سازه به کمک دریافت سیگنال‌های الکتریکی پس از جنگ جهانی دوم گسترش پیدا کرد. در ابتدا به کمک آزمایش‌های ارتعاشی، قابلیت بهره‌برداری از سازه‌های هوا- فضا هنگام بهره‌برداری و شرایط آب و هوایی گوناگون بررسی شد. رشد سریع فن‌آوری رایانه‌ها و سامانه‌های دریافت داده‌ها و بالارفتن کارایی حسگرها به پیشرفت این روش کمک بسیاری کرد. هم‌اکنون این آزمایش را برای بسیاری از سازه‌های مهندسی عمران مانند پل‌ها به کار می‌برند (Hunter, 2001).

---

<sup>1</sup> Acoustic Principles

درستی داده‌های آزمایش مودال به دقت ابزارهای دریافت داده‌ها و روش‌های تحریک بستگی دارد. دستگاه‌های تحریک کننده الکترومغناطیسی (لرزاننده‌ها) در سال ۱۹۵۰ ساخته شدند و تا سال ۱۹۶۰ تکمیل و گونه الکتروهیدرولیکی آنها ساخته شد (Hunter, 2001). دستگاه‌های لرزاننده می‌توانند سازه را با موج سینوسی یا تصادفی تحریک کنند. لرزاننده‌ها در موردهایی مانند تعیین ویژگی‌های دینامیکی سازه‌های ماشینی و آزمون خستگی به کار می‌روند (Rao, 1990). سازه‌ها را می‌توان با چکش ضربه نیز تحریک کرد. سامانه‌های جدید دریافت داده‌ها از سال ۱۹۵۰ همراه با ساخت شتاب‌سنج‌ها گسترش یافتند و به تدریج کامل شدند. سیگنال‌های دریافتی در دامنه زمان با تبدیل فوریه سریع به دامنه بسامد تصویر و برای ساختن الگوی ریاضی سازه به کار می‌روند. شکل (۱-۲) گام‌ها و سامانه دریافت داده‌های آزمایش مودال را نشان می‌دهد (Wang and Zong, 2002). بنا به شکل (۱-۲)، دریافت داده‌ها و ذخیره آنها در چندین گام انجام می‌شود. در گام نخست، سیگنال‌های تحریک و پاسخ سازه به صورت آنالوگ دریافت می‌شوند. سیگنال‌های آنالوگ برای پردازش رایانه‌ای مناسب نیستند. از این رو در طی سه گام با توجه به مسأله کاهش خطاهای نمونه‌برداری به سیگنال‌های دیجیتال تبدیل می‌شوند و در پایان با کمک نرم‌افزار، تحلیل و داده‌های مودال مورد نظر به دست می‌آیند. بنابراین آزمایش مودال یک فرآیند زمانبر است و باید داده‌ها در هر گام با دقت دریافت و پردازش شوند. در این بخش، روند آزمایش مودال از دو دیدگاه نظری و تجربی بررسی خواهد شد.



AAF: پیشگیری از خطای روی هم افتادگی  
 S/H: نگهدارنده نمونه برداری ها  
 A/D: مبدل آنالوگ به دیجیتال  
 D/F: جداساز رقمی  
 DMUX: مبدل دیجیتالی چندکاناله  
 کابلها

شکل (۱-۲) گامها و سامانه دریافت داده‌های آزمایش مودال (Wang and Zong, 2002)

## ۲-۲-۱- الگوی ریاضی پاسخ سازه

برای بررسی رفتار سازه و طراحی ویژگی‌های مورد نظر به یک الگوی ریاضی نیاز است. با داده‌های آزمایشگاهی می‌توان میزان دقت و کامل بودن این الگوی ریاضی را بررسی کرد. برای این منظور آزمایش‌های زیادی طراحی شده‌اند که به سه گروه دسته‌بندی می‌شوند (Ewins, 2000). در دسته نخست، با شبیه‌سازی شرایط بهره‌برداری و بارهای وارده، رفتار سازه و درستی الگوی مورد نظر را بررسی می‌کنند. دسته دوم آزمایش‌هایی هستند که برای تعیین مقدار برخی از عامل‌های مهم و اثرگذار در رفتار سازه طراحی و اجرا می‌شوند. در این دو دسته آزمایش‌ها، داده‌های خام را بررسی می‌کنند و پردازشی روی نتیجه‌های آنها انجام نمی‌شود. دسته سوم شامل اندازه‌گیری داده‌ها و پردازش آنها برای درک رفتار و تغییر ویژگی‌های مکانیکی می‌شود. آزمایش‌های مودال در دسته سوم قرار دارند (Ewins, 2000). در آزمایش مودال نه تنها پاسخ سازه بلکه نیروی تحریک را نیز اندازه می‌گیرند و به کمک پردازش داده‌های دریافتی رابطه میان پاسخ و تحریک یا سبب و اثر به دست می‌آید و الگوی ریاضی سازه ساخته می‌شود (Rao, 1990).

برای تحلیل یک سازه مرتعش سه الگوی نظری متفاوت براساس ویژگی‌های پویا می‌توان تعریف کرد. این الگوها، الگوی فضایی، مودال و پاسخ هستند (Ewins, 2000) و (Lee et al., 2004). الگوی فضایی، با تعریفی از جرم، سختی و میرایی سازه و به کمک معادلات حرکت و قانون دوم نیوتن و اصل دالامبر<sup>۱</sup> به دست می‌آید. الگوی فضایی همان روش سنتی برای معادله حرکت است. روش‌های کارمایه (energy) و اصل هامیلتون<sup>۲</sup> و اصل کار مجازی نیز می‌توانند این الگو را بسازند. معادله حرکت عمومیت یافته الگوی فضایی برای سیستم N درجه آزادی به صورت زیر است:

$$[m]\ddot{u} + [c]\dot{u} + [k]u = p(t) \quad (1-2)$$

در این رابطه  $[m]$ ،  $[c]$  و  $[k]$  به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی با اندازه  $N \times N$  هستند. بردار  $p(t)$ ، نیروهای پویای خارجی با اندازه  $N \times 1$  است. بردارهای  $\ddot{u}$ ،  $\dot{u}$  و  $u$  به ترتیب بردارهای پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان سازه‌اند. رابطه (۱-۲)، شکل ماتریسی معادله دیفرانسیل حرکت می‌باشد که N معادله درگیر را در بر می‌گیرد.

حل دستگاه معادله‌های درگیر (۱-۲) دشوار است. می‌توان با بهره‌گیری از ویژگی تعامد مودها نسبت به ماتریس جرم و سختی و میرایی، دستگاه معادله (۱-۲) را به صورت N معادله مستقل درآورد. با فرض میرایی مناسب، سازه به صورت مجموعه‌ای از مودهای ارتعاشی با بسامد<sup>۳</sup> و میرایی مشخص تعریف می‌شود که همان الگوی مودال است. در الگوی مودال بردار تغییر مکان سازه از رابطه (۲-۲) به دست می‌آید (Lee et al., 2004):

<sup>1</sup> D'Alembert

<sup>2</sup> Hamilton

<sup>3</sup> Frequency

$$u(t) = \phi \times q(t) \quad (2-2)$$

در رابطه‌ی (۲-۲)،  $u(t)$  بردار تغییر مکان سازه،  $\phi$  بردار شکل مود و  $q(t)$  مختصات تعمیم‌یافته است. رابطه‌ی (۳-۲) معادله حرکتی الگوی مودال سازه می‌باشد (Lee et al., 2004):

$$M_{nn} \ddot{q}_n + C_{nn} \dot{q}_n + K_{nn} q_n = \sum_{i=1}^N \phi_{ni} p_r(t) \quad (3-2)$$

در رابطه (۳-۲)،  $M_{nn}$ ،  $C_{nn}$  و  $K_{nn}$  به ترتیب ماتریس‌های جرم مودال، میرایی مودال و سختی مودال هستند. الگوی مودال سازه با حل مسأله مقدار ویژه به دست می‌آید. مقدارهای ویژه همان بسامدهای ویژه هستند که به کمک آنها بردارهای ویژه یا شکل مودها به دست می‌آیند. هنگامی که شمار درجه‌های آزادی زیاد باشد، مسأله مقدار ویژه به آسانی حل نمی‌شود و به الگوریتم‌های پیچیده عددی نیاز است. ولی آزمایش مودال بدون نیاز به محاسبات دشوار، الگوی ریاضی سازه را در اختیار می‌گذارد. این کار با اندازه‌گیری نیروی تحریک و پاسخ ارتعاشی سازه انجام می‌شود. می‌توان سازه را با وارد کردن نیرو و یا ارتعاشات محیطی تحریک کرد. چگونگی پاسخ سازه در برابر نیروی تحریک به ویژگی‌های هندسی و مکانیکی سازه بستگی دارد. از رابطه میان نیروی تحریک ورودی و پاسخ سازه الگوی پاسخ به دست می‌آید. همان‌طور که پیداست الگوی پاسخ برای بررسی عملکرد پویای سازه‌ها بهتر است. الگوی پاسخ سازه همان نمودارهای پاسخ بسامدی<sup>۱</sup> یا FRF می‌باشد. در بیشتر متن‌های علمی تابع پاسخ بسامدی را با نماد  $H(\omega)$  نشان می‌دهند. الگوی پاسخ با الگوهای فضایی و مودال وابستگی دارد و می‌توان از یک الگو به الگوی دیگر دست یافت. الگوی پاسخ با رابطه زیر به الگوی فضایی وابسته است (Ewins, 2000).

<sup>1</sup> Frequency Response Function

$$[H(\omega)] = ([K] + i\omega[C] - \omega^2[M])^{-1} \quad (4-2)$$

رابطه (۵-۲) الگوی پاسخ را به الگوی مودال وابسته می‌کند. در رابطه (۵-۲)،  $\omega_r$ ،  $\{\phi\}_r$  و  $\xi_r$  به ترتیب بسامد، بردار شکل مود و میرایی مود  $r$  ام می‌باشند (Ewins, 2000).

$$[H(\omega)] = [\phi](\omega^2 - \omega_r^2 + 2i\omega_r\xi_r)^{-1}[\phi]^T \quad (5-2)$$

رابطه‌های (۴-۲) و (۵-۲) نشان می‌دهند که تابع‌های پاسخ بسامدی سازه (FRF) همه ویژگی‌های وابسته به جرم، سختی و میرایی را دارند. برای ساختن تابع‌های پاسخ بسامدی بایستی سیگنال‌های تحریک و پاسخ را از دامنه زمان به دامنه بسامد انتقال داد. در ادامه روش به دست‌آوردن نمودارهای پاسخ بسامدی همراه با روش تحلیل در میدان بسامد شرح داده می‌شود.

در آزمایش مودال پاسخ ارتعاشی سازه را در میدان زمان اندازه می‌گیرند. نیروی تحریک ورودی یک بارگذاری دلخواه می‌باشد. رابطه ریاضی پاسخ سازه در اثر بارگذاری دلخواه با انتگرال کانولوشن<sup>۱</sup> به صورت زیر است (Lynch, 2005) و (Clough and Penzien, 1975).

$$U(t) = \int_0^t p(\tau)h(t-\tau)d\tau \quad (6-2)$$

عبارت  $h(t-\tau)$  به مشخصه‌های پویای سازه وابسته است و  $p(\tau)$  نیروی تحریک می‌باشد. هنگامی که نیروی  $p(\tau)$  نامشخص باشد، حل این انتگرال بسیار دشوار می‌شود. برای حل آن، می‌توان یکی از دو روش انتگرال‌گیری عددی و نگاشت در میدان بسامد را به کار برد. انتگرال‌گیری عددی به

---

<sup>1</sup> Convolution

الگوریتم‌های پیچیده ریاضی نیاز دارد. با نداشت تابع در میدان بسامد تغییر مکان‌ها به راحتی به دست می‌آیند.

نگاشت هر تابع در میدان بسامد با تبدیل فوریه انجام می‌پذیرد. تبدیل فوریه یک روند ریاضی است که آن را ریاضی‌دان فرانسوی به نام ژان فوریه در ابتدای سال ۱۸۰۰ میلادی پایه‌گذاری کرد. از آن زمان تا کنون این روش را به صورت موفقیت‌آمیزی برای حل مسأله‌های ریاضی، فیزیک و مهندسی به کار برده‌اند و هم اکنون سامانه‌های فرماندهی و آشکارسازی از شکل‌های گوناگون آن بهره می‌گیرند. تبدیل فوریه محاسبات عددی انتگرال دوهمامل و به دست آوردن الگوی ریاضی را آسان می‌کند. تابع  $X$  در میدان زمان را می‌توان با انتگرال فوریه به صورت زیر نوشت (Lynch, 2005):

$$X(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos(\omega t) d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin(\omega t) d\omega \quad (7-2)$$

$$A(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} X(t) \cos(\omega t) dt, \quad B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} X(t) \sin(\omega t) dt \quad (8-2)$$

در رابطه‌های (۷-۲) و (۸-۲)،  $A(\omega)$  و  $B(\omega)$  داده‌های وابسته به کارمایه  $X(\omega)$  در میدان بسامد  $\omega$  را دربرمی‌گیرند. می‌توان با توجه به رابطه اولر  $e^{i\theta} = \cos\theta + i\sin\theta$  شکل نمایی انتگرال فوریه را نوشت. با این کار زوج تبدیل فوریه به دست می‌آیند. این زوج تبدیل در رابطه‌های (۹-۲) و (۱۰-۲) آمده‌اند (Lynch, 2005).

$$X(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} X(t) e^{-i\omega t} dt \quad (9-2)$$

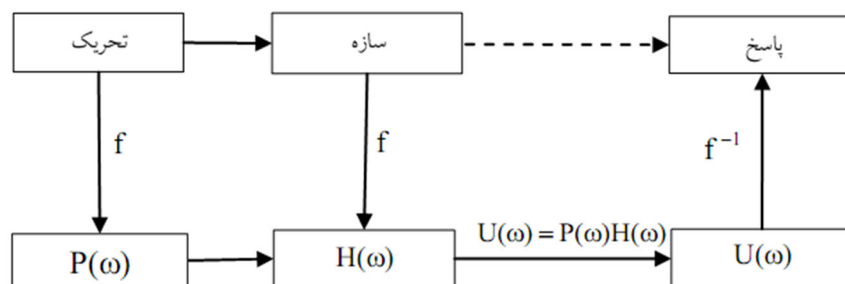


$$X(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} X(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (10-2)$$

با رابطه‌های (۹-۲) و (۱۰-۲) به سادگی یک سیگنال را از دامنه زمانی به دامنه بسامدی یا از دامنه بسامدی به دامنه زمانی می‌برند. این کار را می‌توان برای همه عبارت‌های ریاضی رابطه (۶-۲) انجام داد. در این صورت پاسخ سازه در میدان بسامد از ضرب ساده زیر به دست خواهد آمد (Lynch, 2005).

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot P(\omega) \quad (11-2)$$

در این رابطه، تابع  $H(\omega)$  همه ویژگی‌های سازه را که اساس روش‌های شناسایی سیستم (IS) هستند، در بر دارد. می‌توان تابع تحریک  $p(\omega)$  را به صورت ارتعاشات تصادفی در نظر گرفت. با این کار پاسخ آماری سازه به دست می‌آید که آن را برای شناسایی سامانه مورد نظر به کار می‌برند. اندیشیدن در میدان بسامد بسیار راحت‌تر است. بنابراین اگر بتوان دستگاهی ساخت که تحریک و پاسخ سازه را از میدان زمان به میدان بسامد ببرد، از نسبت پاسخ به تحریک، ماتریس‌های تابع شناسایی سازه به دست می‌آیند. همین روش، اساس کار تحلیلگرهای رقمی FFT است (Rao, 1990). نمودار زیر این روش را نشان می‌دهد (Lynch, 2005).



شکل (۲-۲) اساس کار تحلیلگرهای رقمی (Lynch, 2005)

تحلیلگر رقمی<sup>۱</sup> یک رایانه برنامه‌ریزی شده است که سیگنال‌های ورودی و خروجی را اندازه‌گیری و نمودارهایی که نشان‌دهنده رفتار سازه و دقت آزمایش‌ها هستند رسم می‌کند. به دلیل اهمیت ماتریس  $H(\omega)$  و نمودارهای پاسخ بسامدی، روند ریاضی آزمایش برای سازه یک درجه آزادی شرح داده می‌شود. معادله حرکت سازه یک درجه آزادی برای بار ناگهانی مانند ضربه، در رابطه (۱۲-۲) آمده است (Lynch, 2005):

$$m\ddot{X} + c\dot{X} + kX = \delta(t) = P(t) \quad (12-2)$$

باید دو طرف معادله (۱۲-۲) در میدان بسامد، با تبدیل فوریه مانند رابطه (۱۳-۲) تعریف شوند:

$$-m\omega^2 X(\omega) + ci\omega X(\omega) + kX(\omega) = P(\omega) \quad (13-2)$$

با جدا کردن ضریب  $X(\omega)$  از رابطه (۱۳-۲) رابطه (۱۴-۲) به دست می‌آید:

$$X(\omega) = \left[ \frac{1}{-m\omega^2 + ci\omega + k} \right] \times P(\omega) \quad (14-2)$$

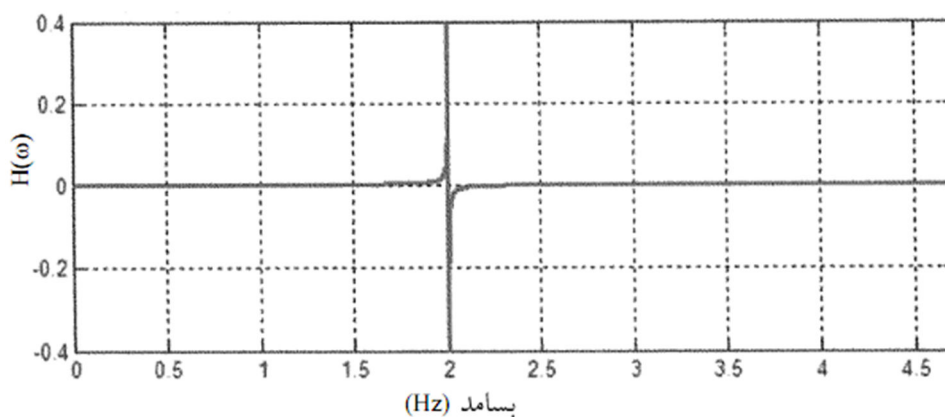
در رابطه (۱۴-۲) ماتریس  $H(\omega)$  که در این حالت، تنها یک درایه دارد، به صورت زیر است (Lynch, 2005):

$$H(\omega) = \frac{1}{-m\omega^2 + ci\omega + k} \quad (15-2)$$

---

<sup>1</sup> Analyst digit

با پردازش نمودارهای FRF یا  $H(\omega)$ ، کمیت‌های مورد نظر مانند جرم، سختی و ... به دست می‌آیند. برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی نمودار FRF مانند شکل (۳-۲) است. همان طور که در رابطه (۱۵-۲) آمده  $H(\omega)$  یک تابع مختلط است که در حالت بدون میرایی بخش انگاری<sup>۱</sup> آن حذف خواهد شد. نمودار  $H(\omega) = \frac{1}{-m\omega^2 + k}$  در حالت تشدید<sup>۲</sup> با خط  $H \rightarrow \infty$  مجانب می‌باشد و هنگامی که  $\omega = 0$  باشد نرمی سازه یا  $\frac{1}{k}$  را نشان می‌دهد (Lynch, 2005).



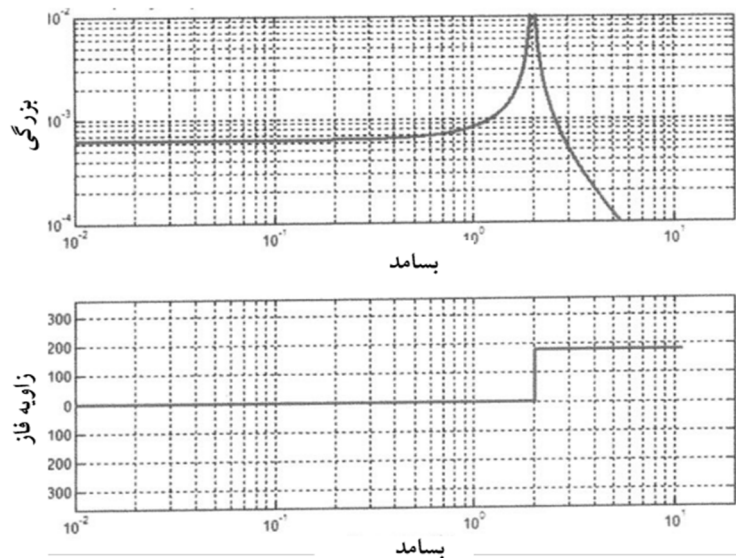
شکل (۳-۲) نمودار بخش حقیقی پاسخ در دامنه بسامد برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی (Lynch, 2005) در صورت وجود میرایی در سازه، باید بخش‌های حقیقی، انگاری و زاویه فاز را بررسی کرد. در بیشتر پژوهش‌ها نمودار بزرگی دامنه تابع پاسخ بسامدی یا  $|H(\omega)|$  نسبت به  $\omega$  به کار می‌رود. برای بررسی بهتر سازه در دامنه بسامدهای گوناگون، نمودار FRF را در مقیاس لگاریتمی نشان می‌دهند. در مقیاس لگاریتمی، بزرگی تابع FRF برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی مانند شکل (۴-۲) است (Lynch, 2005).

<sup>1</sup> imaginary  
<sup>2</sup> Resonance

در شکل (۴-۲) نمودار FRF دارای دو شاخه مشخص در ابتدا و انتها است. که در ابتدا سختی و در انتها جرم حاکم می‌باشد. برای دو شاخه مشخص شده، رابطه‌های (۱۶-۲) و (۱۷-۲) برقرارند (Lynch, 2005):

$$\log(H(\omega)) = -\log(k) \quad , \quad \omega \rightarrow 0 \quad (16-2)$$

$$\log(H(\omega)) = -\log(m) - 2 \log(\omega) \quad , \quad \omega \rightarrow \infty \quad (17-2)$$



شکل (۴-۲) نمودار پاسخ در دامنه بسامد (FRF) با مقیاس لگاریتمی و زاویه فاز برای سازه یک درجه آزادی بدون میرایی (Lynch, 2005)

برای سازه‌های چند درجه آزادی، تابع  $H(\omega)$  از تبدیل فوریه دستگاه معادله حاکم به دست می‌آید. در این حالت، دستگاه معادله‌های ماتریسی (۱۸-۲) و (۱۹-۲) در میدان بسامد تعریف می‌شوند (Lynch, 2005).

$$([K] - \omega^2[M] + i\omega[C])\{X(\omega)\} = \{P(\omega)\} \quad (18-2)$$

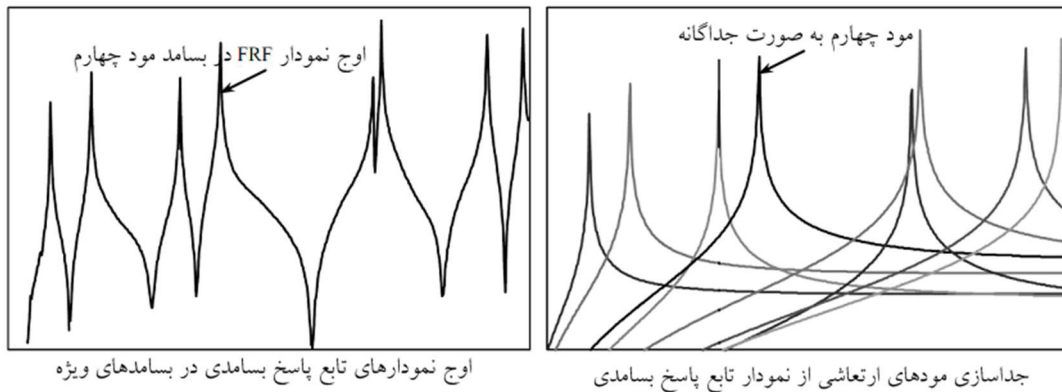
$$[H(\omega)] = [[K] - \omega^2 [M] + i\omega [C]]^{-1} \quad (19-2)$$

ماتریس  $[H(\omega)]$  در سازه‌های چند درجه آزادی یک ماتریس تبدیل یا انتقال است و درایه‌های آن را در حالت کلی با  $H_{ij}(\omega)$  نشان می‌دهند. هر درایه  $H_{ij}(\omega)$  پاسخ سازه را در درجه آزادی  $i$  به نیرو یا ضربه وارده در درجه آزادی  $j$  وابسته می‌کند (Lynch, 2005).

$$[H(\omega)] = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega) & H_{12}(\omega) & \dots & \dots & H_{1n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & & \vdots \\ H_{n1}(\omega) & H_{n2}(\omega) & \dots & \dots & H_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (20-2)$$

ماتریس  $[H(\omega)]$  یک ماتریس متقارن است. از این رو می‌توان آزمایش‌های کمتری انجام داد. برای این کار، یا محل نیرو را ثابت نگه می‌دارند و پاسخ را در تک‌تک درجه‌های آزادی دریافت می‌کنند و یا این‌که محل مناسب حسگرها را ثابت و محل نیرو را تغییر می‌دهند. شکل (2-5) نمونه‌ای از نمودارهای تابع پاسخ بسامدی (FRF) را برای سازه‌های چند درجه آزادی نشان می‌دهد. همان گونه که در شکل (2-5) مشاهده می‌شود، شکل نمودارهای تابع پاسخ بسامدی برای سازه‌های چند درجه آزادی برآیندی از مودهای ارتعاشی می‌باشد که قابل جداسازی هستند (Avitabile, 2001).

در حالت چند درجه آزادی نمودارهای FRF به تعداد درجات آزادی دارای نقطه اوج یا قله هستند. هر یک از این قله‌ها نشان‌دهنده پدیده تشدید در یکی از بسامدهای ویژه‌اند. با حرکت کردن روی این نمودارها، بسامدهای ویژه را می‌توان پیدا کرد. در آزمایش مودال بنا به هدف مورد نظر شکل‌های مختلفی از نمودار پاسخ بسامدی FRF را به کار می‌برند.



شکل (۲-۵) نمودار پاسخ در دامنه بسامد (FRF) برای سازه چند درجه آزادی (Avitabile, 2001)

در بحث‌های پیشین ماتریس  $[H(\omega)]$  به صورت نسبت تغییر مکان به نیرو تعریف شد. این نمودار را سختی می‌نامند. می‌توان این نمودار را با نسبت سرعت به نیرو نشان داد. این گونه از نمودارهای FRF را سرعت می‌نامند. در حرکت همساز<sup>۱</sup> نمودار FRF به صورت سرعت با رابطه (۲-۲۱) به دست می‌آید (Ewins, 1995):

$$Y(\omega) = \frac{v}{f} = i\omega H(\omega) \quad (2-21)$$

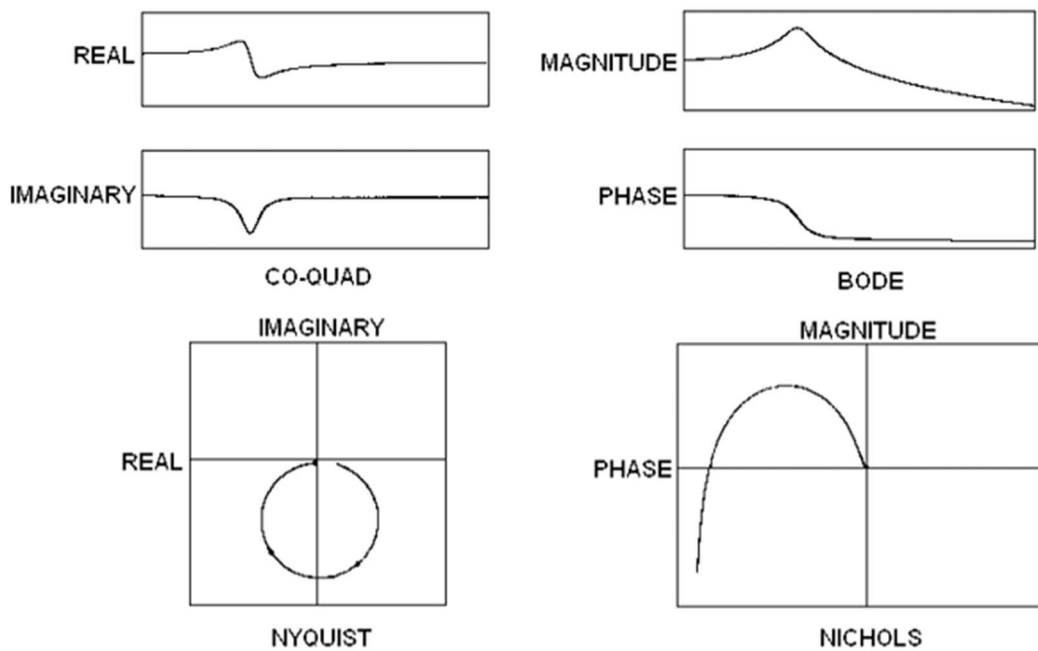
روش دیگر نمایش نمودارهای FRF، به صورت نسبت شتاب به نیرو است. این گونه نمودارها را نمودار لختی یا شتاب می‌نامند و برای حرکت همساز به صورت رابطه (۲-۲۲) می‌باشد (Ewins, 1995):

$$a(\omega) = \frac{a}{f} = \omega^2 H(\omega) \quad (2-22)$$

بنابراین، بسته به این که پاسخ سازه تغییر مکان، سرعت یا شتاب باشد، نمودارهای FRF نام‌گذاری و بررسی می‌شوند. فرضیات و الگوی ریاضی سازه در انتخاب این نمودارها اثر می‌گذارد. یادآور می‌شود که داده‌های دریافتی در آزمایش مودال به دلیل وجود میرایی، کمیت‌های مختلط هستند و روش

<sup>1</sup> Harmonic Motion

نمایش آنها با داده‌های معمولی تفاوت دارد. شکل (۶-۲) نمایش بخش‌های حقیقی، انگاری و زاویه فاز را برای نمودارهای تابع پاسخ بسامدی نشان می‌دهد. بنا به شکل (۶-۲) برای نشان دادن بخش حقیقی و بخش انگاری از دو نمودار استفاده می‌کنند و آنها را Co-quad می‌نامند. چنانچه بزرگی کمیت مختلط و زاویه فاز نسبت به بسامد رسم شود، نمودار Bode به دست می‌آید. نمودارهای Bode برای نشان دادن دامنه و فاز یک سیگنال بر حسب بسامد به کار می‌روند. بخش حقیقی نسبت به بخش انگاری تابع‌های پاسخ بسامدی را با نمودار Nyquist نمایش می‌دهند (Richardson and Formenti, 1982).



شکل (۶-۲) نمایش بخش‌های حقیقی، انگاری و زاویه فاز تابع‌های پاسخ بسامدی (Richardson and Formenti, 1982)

با توجه به فرضیاتی که در الگوی ریاضی سازه در نظر گرفته شده، رفتار سازه را با برخی از نمودارهای شکل (۶-۲)، بهتر می‌توان نشان داد. برای نمونه، میرایی سازه‌ها را می‌توان به صورت لزج یا پسماند<sup>۱</sup> الگوسازی کرد. میرایی لزج به بسامد بستگی دارد و برای سازه یک درجه آزادی با نماد  $c$  نشان داده می‌شود (رابطه (۲-۲۳)):

<sup>۱</sup> hysteresis

$$H(\omega) = \frac{1}{k - \omega^2 m + i\omega c} \quad (23-2)$$

بنا به رابطه‌های ریاضی (۲۱-۲) و (۲۳-۲)، برای میرایی لزج، نمودارهای FRF به صورت سرعت مناسب‌تراند. در این حالت، بخش‌های حقیقی و انگاری نمودار سرعت با رابطه‌های (۲۴-۲) به دست می‌آیند. از این رو، شعاع دایره نمودار Nyquist، برابر با  $\frac{1}{2c}$  خواهد شد که به روشنی میرایی را نشان می‌دهد (Ewins, 1995):

$$\text{Re}(y) = \frac{\omega^2 c}{(k - \omega^2 m)^2 + (\omega c)^2} \quad , \quad \text{Im}(y) = \frac{\omega(k - \omega^2 m)}{(k - \omega^2 m)^2 + (\omega c)^2} \quad (24-2)$$

میرایی لزج برای سازه‌های چند درجه آزادی مناسب نیست. در این موارد، میرایی پسماند (hysteresis) بهتر است. میرایی پسماند را در بیشتر موردها با نماد  $h$  نشان می‌دهند و الگوی ریاضی آن به صورت زیر می‌باشد (Ewins, 1995):

$$H(\omega) = \frac{1}{k - \omega^2 m + ih} \quad (25-2)$$

میرایی پسماند با نمودارهای FRF به صورت سختی، سازگاری بهتری دارد. نمودارهای سختی از نسبت نیرو به تغییر مکان به دست می‌آیند. در این حالت بخش‌های حقیقی و انگاری از رابطه‌های (۲۶-۲) به دست می‌آیند و شعاع دایره Nyquist برابر با  $\frac{1}{2h}$  می‌شود (Ewins, 1995).

$$\text{Re}(H(\omega)) = \frac{k - \omega^2 m}{(k - \omega^2 m)^2 + h^2} \quad , \quad \text{Im}(H(\omega)) = \frac{h}{(k - \omega^2 m)^2 + h^2} \quad (26-2)$$



برای به دست آوردن الگوی ریاضی سازه باید پردازش‌های بیشتری روی نمودارهای تابع پاسخ بسامدی انجام داد. این پردازش‌ها همان روش‌های شناسایی سامانه‌ها هستند. از سال ۱۹۷۷، پژوهش‌های گسترده‌ای برای یافتن روش‌های نوین شناسایی ویژگی‌های سازه‌ها با نمودارهای FRF آغاز شد. مودهای ارتعاشی ابزار مناسبی برای نشان دادن رفتار سازه‌اند. ولی برای شناسایی سازه کافی نیستند. باید بتوان با آزمایش تجربی، ماتریس سختی، میرایی و جرم را به دست آورد. برای رسیدن به این هدف، Brown و همکاران (1979) در دانشگاه Cincinnati روش‌هایی را برای یافتن ویژگی‌های سازه‌ای از عامل‌های مودال تجربی پیشنهاد دادند. از آن پس پژوهشگرانی مانند Shye و Richardson (1987) و Richardson (1999) شیوه‌های ساختن ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی را با تابع‌های تجربی FRF ارائه کردند.

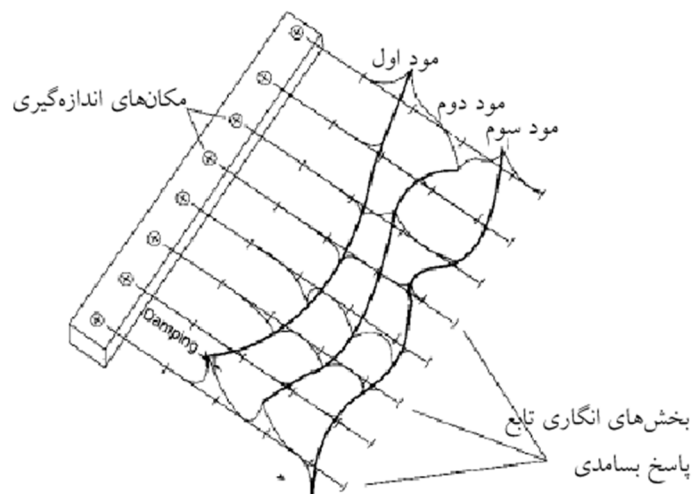
Brown و همکاران (1979) و Shye و Richardson (1987) با تعریف معادله‌های حرکت در فضای مختلط ویژگی‌های سازه‌ای را از پاسخ پویا به دست آوردند. در این فضا، معادله‌ها شکل دیگری پیدا می‌کنند و می‌توان این روش را برای برازش نمودارهای FRF به کار برد. معادله‌های حرکت با تبدیل لاپلاس در فضای مختلط تصویر می‌شوند (Shye and Richardson, 1987).

$$X(S) = P(S)H(S) \quad , \quad H(S) = MS^2 + CS + K \quad (27-2)$$

در رابطه (۲۷-۲)،  $S$  یک متغیر مختلط است. درایه‌های ماتریس  $H(S)$ ، کسرهایی هستند که ریشه‌های مخرج آنها قطب نام دارند. می‌توان این کسرها را با روش باقی‌مانده گسترش داد. برای نمونه، درایه  $H_{11}(S)$  با روش باقی‌مانده به این صورت زیر نوشته می‌شود (Shye and Richardson, 1987):

$$H_{11}(S) = \sum_{r=1}^n \left[ \frac{A_{11r}}{S - \lambda_r} + \frac{A_{11r}^*}{S - \lambda_r^*} \right] \quad (28-2)$$

عبارت‌های  $A_{11r}$  و  $A_{11r}^*$  باقی‌مانده و  $\lambda_r$  و  $\lambda_r^*$  قطب‌ها هستند. ثابت می‌شود که باقی‌مانده‌ها همه شکل مودها را در بر دارند. در حقیقت،  $H(S)$  همان ماتریس  $H(i\omega)$  است. با دانستن این مطلب و جداکردن بخش‌های حقیقی و انکاری ماتریس  $H(i\omega)$ ، شکل مودها از به هم پیوستن بیشینه بخش انگاری تابع انتقال یا FRF به دست می‌آید. شکل (۷-۲) این روش را برای یافتن شکل مودهای تجربی یک تیر آلومینیومی نشان می‌دهد (Richardson, 1997).



شکل (۷-۲) یافتن شکل مودهای تجربی برای یک تیر آلومینیومی (Richardson, 1997)

با رابطه‌های ریاضی (۲۷-۲) و (۲۸-۲) و روش‌هایی مانند کمترین مربعات، چندجمله‌ای، نمودارهای پاسخ بسامدی سازه پردازش می‌شوند. این کارها که برازش نمودارهای پاسخ بسامدی FRF نام دارند، شکل مودهای تجربی سازه را نتیجه می‌دهند (Richardson and Formenti, 1982, 1985). در حالت کلی، فرآیند رسیدن به یک تابع تحلیلی با کمک مجموعه‌ای از داده‌های اندازه‌گیری شده تجربی را برازش نمودارها می‌نامند. هنگام برازش نمودارها، عامل‌های نامشخص الگوی ریاضی به دست می‌آیند. با در نظر گرفتن ضریب‌های  $[A_0]=[M]^{-1}[K]$  و  $[A_1]=[M]^{-1}[C]$  معادله کلی برازش نمودارها به صورت زیر است (Shye and Richardson, 1987).

$$[A_0][H(S)] + [A_1][S[H(S)]] + [B_0] + S[B_1] = -S^2[H(S)] \quad (29-2)$$

$$[B_0] = [A_1][H(t=0)] - [H'(t=0)] \quad , \quad [B_1] = -[H(t=0)] \quad (30-2)$$

در معادله (۲۹-۲)، ماتریس‌های  $[A_0]$ ،  $[A_1]$ ،  $[B_0]$  و  $[B_1]$  نامشخص هستند. با روش کمترین مربعات، معادله (۲۹-۲) حل می‌شود و عامل‌های مورد نظر به دست می‌آیند. با داشتن مقدارهای باقی‌مانده  $A$  و قطب‌های  $S$  در رابطه (۲۸-۲)، جرم، میرایی و سختی برای هر مود پیدا خواهد شد. این روش نمودارهای FRF را به صورت تحلیلی می‌سازد که به داده‌های تجربی بسیار نزدیک است. این فرآیند را نرم افزار STAR انجام می‌دهد و با امکانات تصویری آن می‌توان در نزدیکی هر یک از بسامدهای تشدید، عامل‌های مودال را به دست آورد و درستی آنها را بررسی کرد (Kientzy and Richardson, 1988).

## ۲-۳- عامل‌های اثر گذار در آزمایش مودال

داده‌های مودال در اثر عامل‌هایی مانند اندازه نمونه‌ها، روش‌های تحریک، شرایط محیطی و روش‌های پردازش داده‌ها تغییر می‌کنند. این تغییرات به نتیجه‌های دور از واقعیت می‌انجامد و در برخی از موارد از اثر خسارت‌ها بی‌خبرتراند. برای سازه‌های بتنی با رفتار غیرخطی این عامل‌ها موثرتر هستند و هنگام آزمایش و تحلیل نتیجه‌ها باید آنها را در نظر گرفت. این بخش به بحث درباره این عامل‌ها می‌پردازد.

## ۲-۳-۱- طراحی و ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی

برای بررسی خسارت‌ها و پیش‌بینی عمر مفید سازه، آزمایش‌های بسیاری روی نمونه‌های آزمایشگاهی و سازه‌های واقعی انجام شده است. هنگام آزمودن نمونه‌های آزمایشگاهی اثر اختلال محیطی و تغییر

شکل‌های ناخواسته را می‌توان از بین برد و خسارت‌ها را بهتر مکان‌یابی کرد. در آزمایشگاه‌ها بسیاری از پدیده‌ها را شبیه‌سازی می‌کنند. در برخی موارد این شبیه‌سازی‌ها نتیجه‌ها را از واقعیت دور می‌سازند. برای رسیدن به نتیجه‌های معتبر باید در طرح آزمایش‌ها قانون‌های تشابه را در نظر داشت. قانون‌های تشابه الگوی آزمایشگاهی را به نمونه واقعی وابسته می‌کنند. این قانون‌ها شامل شرایط فیزیکی، شرایط هندسی و شرایط مرزی است. در کنار این سه شرط، دو شرط تشابه معادله تعادل در هنگام حرکت و در نقطه آغازین حرکت را باید برآورد (Wang and Zong, 2002). قانون‌های مورد بحث از تحلیل ابعادی پدیده فیزیکی مورد نظر به دست می‌آیند. باید توجه کرد که کاربرد قانون‌های شبیه‌سازی بدون درک درستی از رفتار سازه به نتیجه‌های نادرستی می‌انجامد. توجه به ویژگی‌های کیفی طراح را قادر می‌سازد تا یک پدیده فیزیکی را به درستی تعریف کند. برای تعریف ویژگی‌های کیفی در سازه‌هایی مانند پل‌ها و تیرهای بتنی سه بعد طول، نیرو و زمان را در نظر می‌گیرند. معادله ابعادی حاکم بر سازه باید همگن باشد و انتخاب واحدهای اندازه‌گیری در آن تاثیری نگذارد. این معادله را به صورت زیر نشان می‌دهند (Sabnis et al., 1983):

$$F(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (31-2)$$

در رابطه (31-2)، متغیرهای  $X_i$  عامل‌های موثر در پدیده مورد نظر هستند. می‌توان معادله (31-2) را به صورت  $m$  متغیر بدون بعد  $\pi_i$  نشان داد که در آن  $m=n-r$  می‌باشد. شکل کلی معادله ابعادی حاکم بر متغیرهای بدون بعد در رابطه (41-2) آمده است. در رابطه (32-2) متغیرهای بدون بعد  $\pi_i$  از حاصل ضرب متغیرهای  $X_i$  به دست می‌آیند و  $r$  تعداد بعدهای مستقل مسأله است (Sabnis et al., 1983).

$$G(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_m) = 0 \quad (32-2)$$

برای برقراری شرط تشابه باید متغیرهای بدون بعد  $\pi_i$  از سازه واقعی و شبیه‌سازی شده با یکدیگر برابر باشند. این شرط ( $\pi_m = \pi_p$ ) ضریب مقیاس‌های نمونه آزمایشگاهی را در اختیار می‌گذارد. متغیرهای بدون بعد از سازه واقعی با زیرنویس p و نمونه آزمایشگاهی با زیرنویس m نشان داده می‌شوند. بسیاری از پژوهشگران بر این باورند که با قراردادن مقدار یک برای ضریب مقیاس کرنش‌ها ( $S_\epsilon = 1$ ) می‌توان همه شرایط تشابه را برآورده ساخت (Wang and Zong, 2002). در آزمایش‌های ارتعاشی شرایط تشابه را میان ویژگی‌های ارتعاشی سازه واقعی و نمونه شبیه‌سازی شده در نظر می‌گیرند. یکی از مهم‌ترین شرط‌های تشابه ارتعاشی، یکسان بودن بسامد نخستین سازه واقعی و نمونه شبیه‌سازی شده است ( $f_m = f_p$ ) (Maeck, 2003) و (Peeters et al., 1996). اگر سازه واقعی یک پل بزرگ بتنی باشد، نمونه تیری شبیه‌سازی شده با شرط ( $f_m = f_p$ ) بسیار باریک یا لاغر خواهد شد. آزمایش روی چنین نمونه‌هایی باید با دقت بیشتری انجام شود و برای سازه‌های بتنی بایستی روش طرح اختلاط را هم در این شبیه‌سازی‌ها در نظر گرفت (Neild, 2001).

با به کار بردن قانون‌های شبیه‌سازی و عامل‌های بدون بعد می‌توان پدیده‌های گوناگون را با دیدگاه ژرف‌تری بررسی کرد و نتیجه‌های آزمایشگاهی را برای سازه‌های واقعی تعمیم داد. با این روش پدیده‌های مورد نظر به صورت کلی و بدون محدود شدن به حالت خاص آزمایشگاهی شرح داده می‌شوند و به آزمایش‌های کمتری نیاز است. این کارها هزینه‌ها و زمان مورد نیاز برای بررسی را کاهش می‌دهند.

## ۲-۳-۲- روش‌های تحریک سازه

برای اندازه‌گیری شکل مودها و دیگر ویژگی‌های مورد نظر باید سازه را به صورت مناسبی تحریک کرد. هنگامی که سازه در یکی از مودهای اصلی ارتعاش می‌کند، حالت تشدید روی می‌دهد. لرزش تشدید به دلیل اندرکش میان ویژگی‌های ارتجاعی و لختی در سازه پدید می‌آید. بسیاری از روش‌های پردازش داده‌ها و برازش منحنی در نزدیکی بسامد تشدید انجام می‌شود. تحریک تشدید، پاسخ

ارتعاشی را افزایش چشمگیری می‌دهد که چندین برابر حالت ایستای سازه است. همه تحریک‌ها، ترکیبی از نیروی اجباری و آزاد می‌باشند. ارتعاش اجباری به دلیل نیروهای تولید شده داخلی، ناپایداری، نیروهای خارجی و تحریک محیط است.

در آزمایشگاه دینامیک سازه، سازه را با چکش ضربه یا لرزاننده در درجات آزادی مورد نظر تحریک می‌کنند. لرزاننده می‌تواند روی نوار گسترده‌ای، سیگنال‌های تحریک را ایجاد کند. در آزمایش مودال می‌توان بدون دانستن نیروی تحریک‌کننده ورودی داده‌های پاسخ سازه را تحلیل کرد. این روش برای آزمایش مودال در هنگام بهره‌برداری سازه‌ها در محل به کار می‌رود. نیروهای وارده به سازه در این حالت از روش‌های آماری به دست می‌آیند. نتیجه‌های حاصل از این روش‌ها با یکدیگر متفاوت هستند. این تفاوت‌ها برای سازه‌های بتنی بیشتراند. یکی از علت‌های این تفاوت‌ها غیرخطی بودن رفتار بتن است که حتی در دامنه‌های کوچک ارتعاش نیز مشاهده می‌شود. از این رو، باید اثر روش‌های تحریک سازه روی نتیجه‌ها بررسی شوند. Ndambi و همکاران (2000) این بررسی را روی تیرهای شبیه‌سازی شده پل‌های بتنی انجام دادند و تیرها را با دو روش چکش ضربه و سیگنال‌های شبه تصادفی و سینوسی ناشی از دستگاه لرزاننده الکترو دینامیکی تحریک کردند. Ndambi و همکارانش (2000) از این آزمایش‌ها انتظار پاسخ‌های یکسانی داشتند. ولی چنین نتیجه‌ای به دست نیامد. بسامدها و نسبت‌های میرایی در هر یک از آزمایش‌ها با یکدیگر تفاوت داشت. این تفاوت به دلیل اثر لرزاننده روی رفتار پویای بتن است. لرزاننده سبب می‌شود که سازه در حالت صلب‌تری رفتار کند و بسامدهای تشدید بالاتر باشند. از سوی دیگر نسبت‌های میرایی که از آزمایش با چکش ضربه به دست می‌آیند بیشتر هستند.

## ۲-۳-۳- رفتار ارتعاشی غیرخطی سازه

در سال‌های اخیر، بررسی ارتعاش غیرخطی در آشکارسازی خسارت سازه‌ها و مهندسی زلزله، توجه بسیاری را جلب کرده است. این بررسی‌ها را به یاری ابزارهایی مانند تحلیلگرهای رقمی که می‌توانند پاسخ‌ها را از دامنه زمان به دامنه بسامد ببرند، انجام می‌دهند. روش‌های تبدیل فوریه گسسته، روش‌های سنتی هستند و در یک دوره زمانی کوتاه، سیگنال را از دامنه زمان به دامنه بسامد می‌برند. با پیشرفت دانش پردازش سیگنال می‌توان با تبدیل‌های دیگری مانند Wavelet و Autoregressive ارتعاش غیرخطی را بررسی کرد (Neild, 2001) و (Neild et al., 2003a). ارتعاش غیرخطی در اثر ترک‌های ناشی از خستگی در بارگذاری‌های رفت و برگشتی و یا در مصالح با رفتار غیرخطی مانند بتن مشاهده می‌شود (Maecck, 2003). این بخش به ارتعاش غیرخطی بتن و اثر آن روی نتیجه‌های آزمایش مودال می‌پردازد.

یکی از ارزشمندترین پژوهش‌ها را در زمینه ارتعاش غیرخطی بتن مسلح، Neild (2001) ارائه کرده است. وی با چکش ضربه، رفتار غیرخطی پل‌های بتنی را در آزمایشگاه بررسی کرد. بنا به پژوهش‌های Neild و همکاران (2003b) از میان روش‌های پردازش سیگنال، روش Autoregressive از دیگر روش‌ها، برای سازه‌های بتنی بهتر است. Neild (2001) تیرهای با طول ۳ m و دهانه ۲/۸ m را روی تکیه‌گاه ساده آزمایش کرد. مقطع این تیرها، مستطیلی با ارتفاع ۱۰۵m/۰ و عرض ۲m/۰ انتخاب شد تا مودهای پیچشی در رفتار آن اثر نگذارند و بسامد ویژه نخستین و رفتار آنها مانند تیرهای پل‌های بتنی باشد. بسامد اصلی پل‌ها پایین و در حدود ۲۰ Hz یا کمتر می‌باشد. در نتیجه لاغری نمونه‌های شبیه‌سازی شده بیشتر می‌شود. اگر لاغری زیاد باشد، اندرکنش دانه‌ها و ماده زمینه، روی سطح ترک اثر خواهد گذاشت. از این رو Neild (2001) در طرح بتن، اندرکنش دانه‌ها و ماده زمینه را در نظر گرفت. وی به نمونه تیرهای آزمایش با بارگذاری سه نقطه‌ای خسارت گام به گام وارد کرد. اندازه هر گام بارگذاری برای ایجاد خسارت ۱۰٪ بار شکست نهایی تیرها بود. Neild (2001) پس از هر گام

بارگذاری و پیشروی خسارت‌ها پاسخ ارتعاش غیرخطی نمونه‌های تیرهای بتنی را با کمک پردازش سیگنال‌های دریافتی مورد بررسی قرار داد.

نتیجه‌های آزمایش Neild (2001) و پردازش داده‌ها نشان می‌دهند که در گام‌های نخستین بارگذاری، وابستگی بسامدها به دامنه، با خسارت افزایش پیدا می‌کند. این افزایش، در مرحله حدود ۵٪ تا ۹٪ بار نهایی شکست بیشتر است. در این مرحله تنها ترک‌های بسیار ریز که با چشم دیده نمی‌شوند، در تیر وجود دارند. تا مرحله ۲۷٪ بار نهایی شکست، این وابستگی کمی افزایش می‌یابد و از این مرحله تا رسیدن به ۹۱٪ بار نهایی شکست، دیگر تغییر چندانی را نمی‌توان دید (Neild, 2001) و (Neild et al., 2002) و (Neild et al., 2003b). این نتیجه‌ها نشان می‌دهند که تنها در سطح پایین خسارت می‌توان برای ارتعاش بتن رفتار غیرخطی در نظر گرفت. بنابراین، برای سطح بالای خسارت در نظر گرفتن ارتعاش غیرخطی بتن در راهکارهای تشخیص خسارت مناسب نیست. تنها برای سازه‌های بسیار حساس مانند سازه راکتورها که نباید هیچ گونه ترکی داشته باشند، روش‌های تشخیص خسارت براساس ارتعاش غیرخطی مناسب است (Neild et al., 2003b).

## ۲-۳-۴- روش‌های پردازش داده‌های مودال

برای به دست آوردن بسامدها، میرایی و شکل مودها باید داده‌های دریافتی را پردازش کرد. روش‌های پردازش داده‌ها روی نتیجه‌ها اثر می‌گذارند و نتیجه‌های متفاوتی به دست می‌دهند. داده‌های آزمایش ارتعاشی در دو میدان بسامد و زمان پردازش می‌شوند. روش نخست با بررسی پاسخ‌ها در دامنه بسامد، داده‌ها را پردازش می‌کند و روش شناسایی مستقیم در میدان بسامد یا FDPI نام دارد. روش دوم، پاسخ‌ها را در میدان زمان بررسی می‌کند که آن را روش شناسایی زیر فضای تصادفی یا SSI می‌نامند. در روش SSI، تنها سیگنال‌های خروجی را برای تحلیل در نظر می‌گیرند. داده‌های ورودی در روش



SSI را براساس روش‌های آماری به صورت نوپز گوسی سفید در رابطه‌ها وارد می‌کنند. در روش‌های FDPI و SSI، سازه با رفتار خطی فرض می‌شود (Peeters, 1996) و (Ndambi et al., 2000).

Ndambi و همکاران (2000) اثر روش‌های پردازش داده‌ها را روی نتیجه‌های آزمایش مودال سازه‌های بتنی بررسی کردند. بنا به پژوهش‌های Ndambi و همکاران (2000) تفاوت بسامدهای حاصل از دو روش FDPI و SSI بسیار کم است ولی نسبت‌های میرایی بین ۱ تا ۳۰٪ تفاوت دارند. این یافته‌ها نشان می‌دهند که این روش‌ها برای به دست آوردن میرایی مناسب نیستند. در رفتار سازه‌های بتنی عامل‌های زیادی دخالت دارند. از این رو، نمی‌توان برتری یک روش را به روش دیگر به‌آسانی تعیین کرد (Ndambi et. al, 2000). روش SSI، به اندازه‌گیری نیروی تحریک نیازی ندارد و برای سازه‌های بزرگ مناسب است. نیروی تحریک برای این سازه‌ها همان نیروهای محیطی مانند بار باد یا آمد و شد می‌باشد. روش FDPI (شناسایی مستقیم عامل‌های مودال در دامنه بسامد) را بیشتر برای سازه‌های در مقیاس کوچک و در آزمایشگاه به کار می‌برند.

### ۲-۳-۵- اثر شرایط محیطی

در روش‌های آشکارسازی خسارت باید شرایط محیطی و بهره‌برداری مانند حرارت، رطوبت، بارهای وارده و شرایط مرزی را در نظر گرفت. زیرا در بسیاری از موردها این شرایط عامل‌های مودال را به گونه‌ای تغییر می‌دهند که تغییر ویژگی‌های فیزیکی سازه به دلیل خسارت یا تقویت از نظرها دور می‌شود و قضاوت مهندسی را با مشکل روبرو می‌کند (Rohmann et al., 1997). برای نمونه، Farrar و همکاران (1994) با اندازه‌گیری بسامدهای پل I-40 در ایالت New Mexico آمریکا نشان دادند که تغییر درجه حرارت در تغییر بسامدها نقش بسزایی دارد. آنها چهار سطح متفاوت خسارت را با بریدن تدریجی یکی از شاهرها ایجاد کردند و برخلاف انتظارشان بسامدهای ویژه افزایش یافتند. این

افزایش غیرمنتظره تنها به دلیل تغییر زیاد درجه حرارت پل در هنگام آزمایش بود. بنا به آزمایش‌های Woon و Mitchell (1996a) و (1996b)، حساسیت بسامدهای طبیعی نسبت به رطوبت از درجه حرارت کمتر است. Anderson و همکاران (1997) به کمک یک الگوی رگرسیون و به کار بردن چند پارامتر ساده توانستند اثر تغییر درجه حرارت روی بسامدها را از اثر خسارت روی بسامدها جدا کنند.

Alampalli (2000) در آزمایش‌هایش نشان داد که تغییر بسامدهای ویژه یک پل به دلیل یخزدگی پایه‌ها در حدود ۴۰٪ تا ۵۰٪ می‌باشد. DeRoeck و Peeters (2000) طی ده ماه ارتعاشات پل Z24 را در Swiss بررسی کردند و دریافتند که بسامدهای ویژه پل بین ۱۴٪ تا ۱۸٪ تغییر می‌کند. Degrawue (2005) اثر شرایط بهره‌برداری یا محیطی را برای پایش سلامت پل‌های کابلی بررسی کردند.

Kullla (2002) تلاش کرد تا به کمک ضریب‌های تحلیلی اثر شرایط محیطی را روی عامل‌های مودال حذف کند. Xia و همکاران (2006) نیز اثر حرارت و رطوبت را روی بسامدها و شکل مودها بررسی کردند و دریافتند که شکل مودها در اثر تغییر درجه حرارت و رطوبت تغییری نمی‌کند. به غیر از شرایط محیطی، داده‌های مودال در بیشتر آزمایش‌ها با نویز (noise) همراهند. این نویز را می‌توان با بهبود روش‌های آزمایش و قراردادن جداساز مناسب از سیگنال‌ها جدا کرد. دانش پردازش سیگنال و دستگاه‌های نوین دریافت داده‌های امروزی، پژوهشگران را به این هدف نزدیک‌تر کرده‌اند. ولی هنوز هم برای محاسبه کمیت‌های مودال باید نویز باقی‌مانده را از داده‌های دریافتی جدا ساخت.

## ۲-۴- آزمایش مودال تجربی برای سازه‌های بتنی

با توجه به اهمیت بتن در ساخت و سازها بررسی رفتار سازه‌های بتنی در آزمایشگاه و یا در محل همیشه مورد نظر پژوهشگران بوده است. بنا به مطالب بخش (۲-۳) داده‌های مودال سازه‌های بتنی در

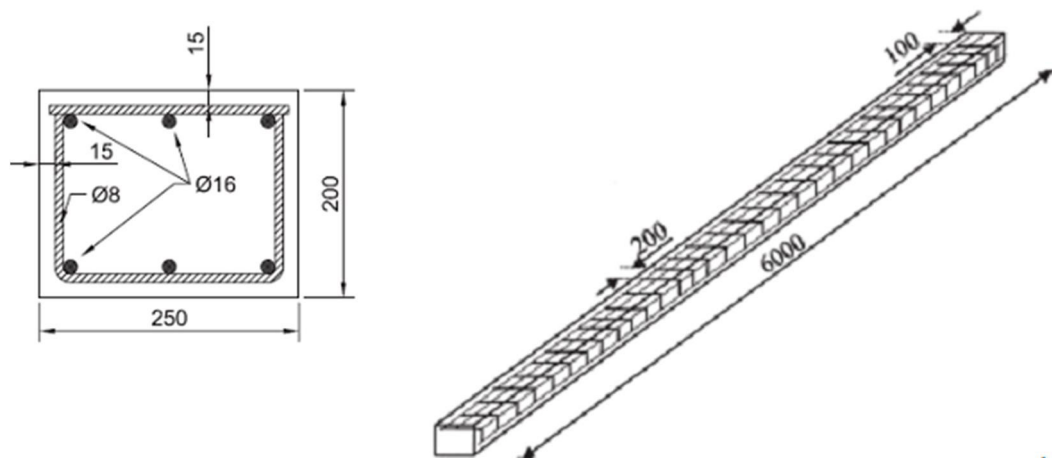
اثر عامل‌های گوناگون تغییر می‌کنند. برای بررسی این عامل‌ها و به دست آوردن الگوهای خسارت، آزمایش‌های بسیاری را در مقیاس کوچک و یا سازه‌های واقعی در مقیاس بزرگ انجام داده‌اند.

## ۲-۴-۱ - شبیه‌سازی رفتار ارتعاشی پل‌های بتنی در آزمایشگاه

برای شبیه‌سازی رفتار پل‌ها در آزمایشگاه، Peeters و همکاران (1996)، Maeck و همکاران (1999) و (2000)، Maeck و De Roeck (1998) و (2002)، Ndambi و همکاران (2000) و (2002)، Maeck (2002) و (2003) و De Roeck و Ren (2002a) و (2002b) نمونه‌های تیرهای بتنی ویژه‌ای را ساختند. این نمونه‌ها را در بسیاری از برنامه‌های پژوهشی به عنوان آزمون‌های مبنا بررسی و نتیجه‌های آنها را با روش‌های مختلفی تحلیل کرده‌اند. این تیرهای بتنی بر اساس هدف‌های زیر طراحی و ساخته شدند (Peeters, 2000):

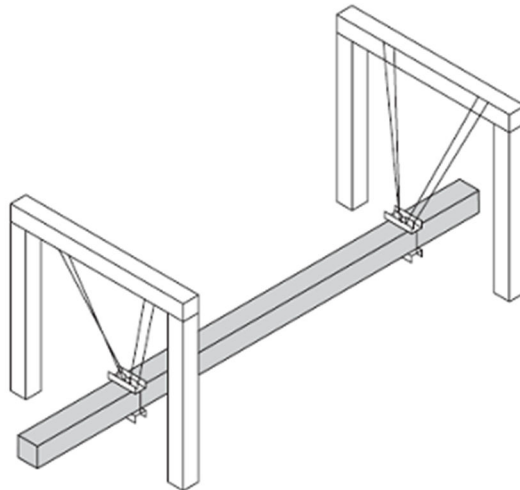
- نخستین بسامد ویژه باید تا حد امکان پایین باشد تا در محدوده بسامدهای ویژه سازه‌های بزرگ مهندسی مانند پل‌ها قرار بگیرد.
- سطح مقطع باید مستطیلی انتخاب شود تا از اثر درگیر شدن بین مودهای ارتعاشی جانبی و عمودی پیشگیری شود.
- نسبت فولاد را باید به گونه‌ای در نظر گرفت که فاصله زمانی کافی میان ایجاد نخستین ترک و شکست تیرها در اثر جاری شدن آرماتور کششی وجود داشته باشد تا بتواند خرابی تدریجی تیرها و تغییر عامل‌های مودال را بررسی کنند.
- مسلح‌سازی نمونه‌ها باید اطمینان دهد که شکست تیرها خمشی است و شکست برشی روی نمی‌دهد.

با این چهار نقطه نظر و برقراری شرط تشابه میان نخستین بسامد ویژه تیرها و نمونه واقعی، تیرهایی با طول ۶ m، پهنای ۰/۲۵ m و ارتفاع ۰/۲۰ m ساخته شدند. این تیرها را با میلگردهای فولادی طولی S500 و قطر ۰/۱۶ m مسلح کردند. سطح فولادهای کششی و فشاری تیرها یکسان و برابر با ۱۴ درصد سطح مقطع تیرهای بتنی بود. خاموت‌ها نیز با قطر ۰/۰۰۸ m و با فاصله ۰/۲ m جایگذاری شدند. نخستین بسامد ویژه این نمونه‌ها در حدود 20Hz به دست آمد. جرم کل هر نمونه ۷۵۰kg بود. شکل (۸-۲) این نمونه‌ها را نشان می‌دهد (Ndambi et al., 2000). این نمونه تیرهای بتنی را در آزمایش ارتعاشی مانند شکل (۹-۲)، با فنرهای کشسان آویزان کردند. با این کار شرایط مرزی آزاد شبیه‌سازی شد تا اثر شرایط تکیه‌گاهی روی رفتار ارتعاشی تیرها کاهش پیدا کند. این فنرها به نقطه‌های نظری دامنه صفر نخستین مود خمشی تیرها وصل شدند. پاسخ ارتعاشی نمونه‌های تیرهای بتنی در حالت آویزان و با چکش ضربه اندازه‌گیری شد.



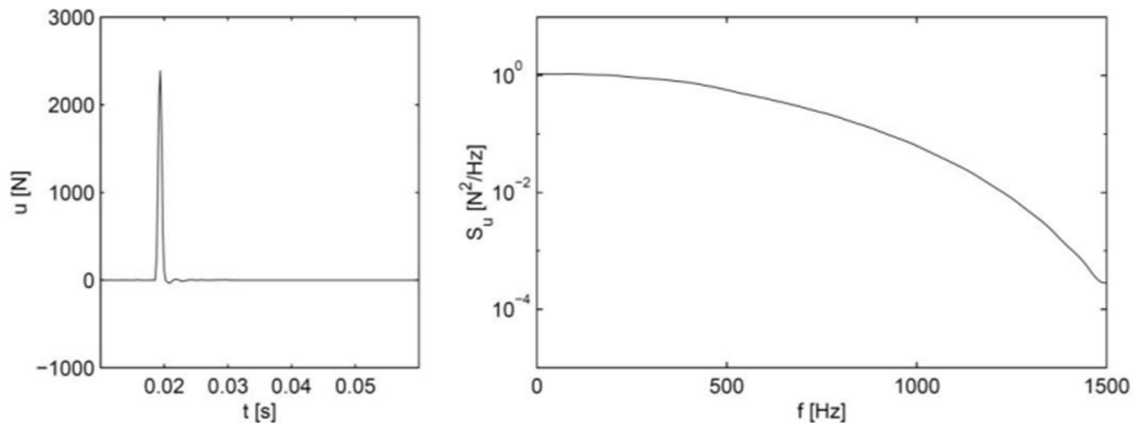
شکل (۸-۲) نمونه تیرهای بتنی برای شبیه‌سازی رفتار پل‌های بتنی (اندازه‌ها با mm) (Ndambi et al., 2000)

این اندازه‌گیری‌ها را روی شبکه‌ای شامل ۵۸ نقطه اندازه‌گیری که با فاصله ۲۰ cm در دو سوی سطح بالای نمونه‌های تیرهای بتنی قرار داشتند، انجام دادند. بازه بسامدهای دریافتی با انتخاب سر مناسب چکش بین ۰ تا ۱۰۰۰ Hz بود. برای پیشگیری از آغشته شدن داده‌ها به نویز، داده‌های دریافتی از یک جداساز رقمی عبور کردند. بسامد نمونه‌برداری‌ها در این اندازه‌گیری‌ها برابر با ۵۰۰۰ Hz بود.

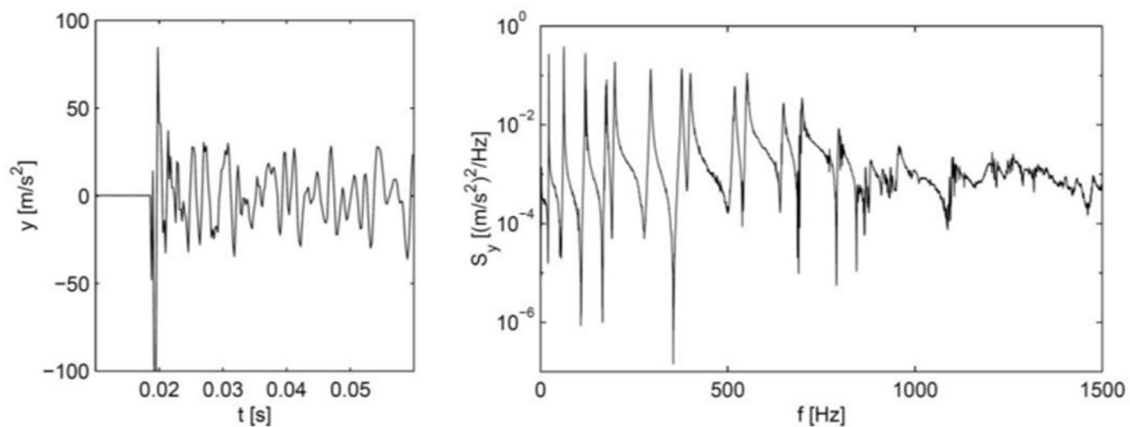


شکل (۲-۹) نمونه تیرهای آویزان برای آزمایش ارتعاشی (Ndambi et al., 2000) و (Maeck, 2003)

شکل (۲-۱۰) نمونه‌ای از نمودارهای تحریک با چکش ضربه و پاسخ تیرهای بتنی را در دو دامنه زمان و بسامد نشان می‌دهد. با انتقال سیگنال‌های دریافتی از دامنه زمان به دامنه بسامد، می‌توان بسامدهای تشدید را در نقطه‌های اوج نمودار طیف تابع پاسخ شکل (۲-۱۰-د) یافت که بسامدهای ویژه نمونه‌های تیرهای بتنی هستند. این نمونه‌ها به دلیل داشتن ویژگی‌هایی مشابه پل‌های واقعی از دیدگاه‌های متفاوتی بررسی شده‌اند. یکی از این دیدگاه‌ها بررسی خسارت‌های پیش‌رونده و الگوهای خسارت در پل‌های بتنی است. خسارت‌های پیش‌رونده با بارگذاری‌های گام به گام در نمونه‌ها ایجاد شدند.



الف- نمودار نیروی ناشی از چکش ضربه نسبت به زمان      ب- نمودار طیف نیروی ناشی از چکش ضربه در دامنه بسامد

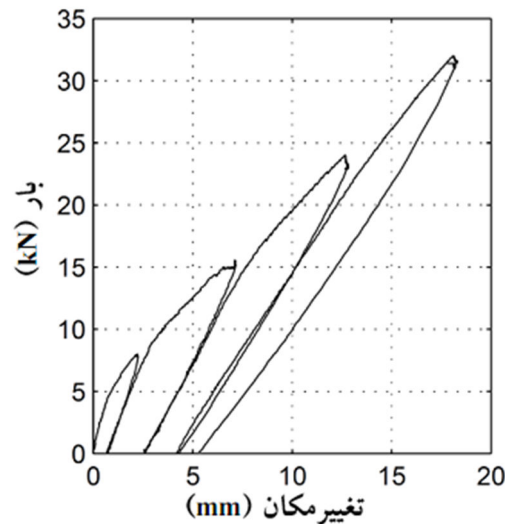


ج- نمودار پاسخ شتاب نسبت به زمان      د- نمودار طیف پاسخ شتاب در دامنه بسامد

شکل (۲-۱۰) نمودارهای تحریک و پاسخ نمونه‌های تیرهای بتنی در دامنه زمان و بسامد (Peeters, 2000)

شکل (۲-۱۱) نمونه‌ای از نمودارهای بارگذاری- باربرداری را برای نمونه‌های تیرهای بتنی نشان می‌دهد. پس از هر گام بارگذاری و ایجاد خسارت، پاسخ ارتعاشی نمونه‌ها در حالت آویزان اندازه‌گیری شد. Maeck (2003) با ایجاد خسارت‌های متقارن و نامتقارن در این تیرهای بتنی شبیه‌سازی شده، روش سختی مستقیم را برای یافتن مکان و اندازه خسارت پیش‌رونده در سازه‌های بتنی با رفتار تیری آزمود. در روش سختی مستقیم تغییرات سختی تیرهای بتنی در هر درجه آزادی از خمیدگی‌های شکل مودها و نیروهای ماند پیدا می‌شوند. Maeck (2003) انحنای شکل مودها را با روش بهینه‌سازی محدودیت‌دار به دست آورد. روش سختی مستقیم خسارت‌های پیش‌رونده را به خوبی نشان داد و با مشاهدات آزمایشگاهی هماهنگی داشت. Ndambi و همکاران (2002) نیز این نمونه‌ها را برای مقایسه و ارزیابی شاخص‌های خسارت در تیرهای بتنی به کار بردند. آنها روش معیار اطمینان مودال (MAC)،

معیار اطمینان مودال مختصاتی (COMAC)، روش نرمی و روش کارمایه کرنشی را بررسی کردند و دریافتند که روش کارمایه کرنشی از دیگر روش‌ها برای نشان دادن خسارت‌ها کارآیی بهتری دارد.



شکل (۲-۱۱) نمودار بارگذاری-باربرداری برای ایجاد خسارت پیش‌رونده (Peeters, 2000) و (Maeck, 2003)

## ۲-۴-۲- بررسی رفتار تیرهای بتنی تقویت‌شده با FRP به کمک آزمایش مودال

رفتار تیرهای بتن مسلح را که با FRP تقویت شده‌اند، پژوهشگران بسیاری مانند Arduini و Nanni (1997) و Arduini و همکاران (1999) مطالعه کرده‌اند. نتیجه این پژوهش‌های گسترده در آیین‌نامه‌هایی مانند FIB2001 (2001) و ACI-440 (2001) ارائه شده‌اند. بیشتر روش‌های پیشنهادی برای بررسی رفتار تیرهای تقویت‌شده با FRP، آسیب‌های محلی مانند جداشدگی FRP را در نظر می‌گیرند و برای سنجیدن بهبود سختی سازه و رفتار کلی آن کافی نیستند.

پژوهشگران به دنبال روش‌هایی هستند که بدون وارد کردن آسیب به عضو مورد نظر رفتار کلی آن را نشان دهند. آزمایش مودال یک برآورد کلی از رفتار سازه را می‌دهد و زمینه برای یک قضاوت درست را فراهم می‌سازد. به همین دلیل برای ارزیابی کارآیی روش‌های مقاوم‌سازی با پلیمرهای الیافی (FRP)، Bonfiglioli و همکاران (2004)، Pascale و Bonfiglioli (2001) و Ibarra و همکاران

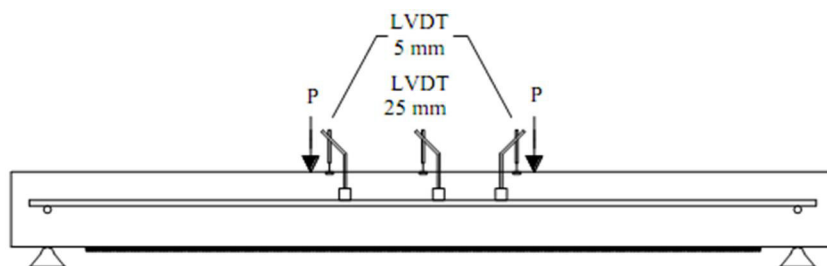
(2001) به بررسی و مقایسه نتیجه‌های آزمایش‌های ایستا و ارتعاشی پرداختند. این پژوهشگران پاسخ ایستای نمونه‌ها را با اندازه‌گیری لنگر- انحناء، نیرو- تغییر مکان و سختی ایستای تیرها پیش و پس از مقاوم‌سازی بررسی کردند. در این پژوهش‌ها برای تحلیل پاسخ ارتعاشی تنها تغییرات بسامدها و نسبت‌های میرایی در نظر گرفته شد و عامل‌های دیگری مانند تغییر شکل مودها، کرنش‌های مودال، کارمایه کرنشی مودال مورد بحث و بررسی قرار نگرفت. در واقع، Bonfiglioli و همکاران (2004)، Pascale و Bonfiglioli (2001) و Ibarra و همکاران (2001) از دیدگاه میرایی و تغییرات بسامدهای ویژه به این مسأله نگاه کردند. از میان پژوهش‌های مورد بحث، Ibarra و همکارانش (2001) به صورت جامع‌تر و با تعداد نمونه‌های بیشتری این بررسی‌ها را انجام دادند. در این بخش روند کلی این پژوهش‌ها با شرح آزمایش‌های Ibarra و همکاران (2001) بررسی و نقد می‌شود.

Ibarra و همکارانش (2001) دوازده تیر بتن مسلح را با طول 2200 mm، عرض 150 mm و ارتفاع 200 mm آزمایش کردند. مقاومت میانگین نمونه‌های مکعبی بتنی 60 mPa بود. مقاومت خمشی این تیرها به کمک چهار میلگرد آجدار  $\phi 12$  با تنش تسلیم 500 Mpa در راستای محور طولی افزایش داده شد. مقاومت برشی نمونه تیرهای آزمایشی با خاموت‌های  $\phi 8$  در فاصله محور تا محور 200 mm افزایش یافت. در آزمایش‌های ایستا نمونه تیرهای بتنی در اثر بارگذاری چهارنقطه‌ای خسارت دیدند. 10 نمونه از این تیرها را هنگامی که فولادها جاری شدند (در حدود 46٪ بار نهایی)، با ورق‌های FRP تقویت خمشی کردند. دو تا از نمونه‌ها بدون تقویت با FRP تا گام نهایی شکست خسارت دیدند و داده‌های دریافتی از آنها مبنای مقایسه قرار گرفت. جنس و تعداد لایه‌های ورق‌های FRP به کار رفته در نمونه‌ها با یکدیگر تفاوت داشتند. آنها سه گونه ورق FRP که از الیاف شیشه، کربن با مقاومت بالا و کربن با ضریب کشسانی بالا ساخته شده بودند، به کار بردند. هدف آنها مقایسه و پیدا کردن وابستگی میان نتیجه‌های آزمایش ایستا و ارتعاشی روی نمونه‌های تقویت شده بود.



بیشتر پژوهشگران میزان اثربخشی ورق‌های FRP را در افزایش مقاومت تیرهای بتنی با کمک نتیجه‌های آزمایش‌های ایستا بررسی می‌کنند. نمودارهای بار- تغییر مکان و لنگر- انحنای نمونه‌های تقویت شده به روشنی افزایش ظرفیت باربری و کاهش شکل‌پذیری را نشان می‌دهند. در آزمایش‌های ایستا داده‌های مقاومتی سازه را اندازه می‌گیرند و توجه کمتری به تغییرات سختی سازه می‌شود. ولی در آزمایش‌های ارتعاشی با اندازه‌گیری سختی، میرایی و شکل مودها به بررسی رفتار سازه می‌پردازند. داده‌های ارتعاشی برخلاف داده‌های ایستا نیاز به پردازش دارند و بدون انجام این پردازش‌ها ارزیابی سازه ممکن نیست. این پرسش همیشه وجود دارد که با کدام دسته از آزمایش‌ها رفتار سازه‌های تقویت شده را بهتر می‌توان بررسی کرد و داده‌های این آزمایش‌ها چه ارتباطی با یکدیگر دارند. Ibarra و همکاران (2001) ضمن مقایسه داده‌های دریافتی، روشی را برای نشان دادن وابستگی پاسخ‌ها پیشنهاد دادند که در ادامه شرح کوتاهی از روش‌های مورد بحث ارائه خواهد شد.

Ibarra و همکاران (2001) با آزمایش بارگذاری چهارنقطه‌ای و روی تکیه‌گاه‌های ساده به تیرهای بتنی خسارت وارد کردند. این خسارت‌ها به صورت گام به گام بود. آنها اندازه گام‌ها را با توجه به ترک‌خوردگی تیرها و جاری‌شدن فولادها انتخاب کردند. تغییر مکان تیرها با سه تغییر مکان سنج الکتریکی (LVDT) در میانی دهانه اندازه‌گیری و ثبت شد. شکل (۲-۱۲) دستگاه آزمایش ایستا و الگوهای ترک را نشان می‌دهد.



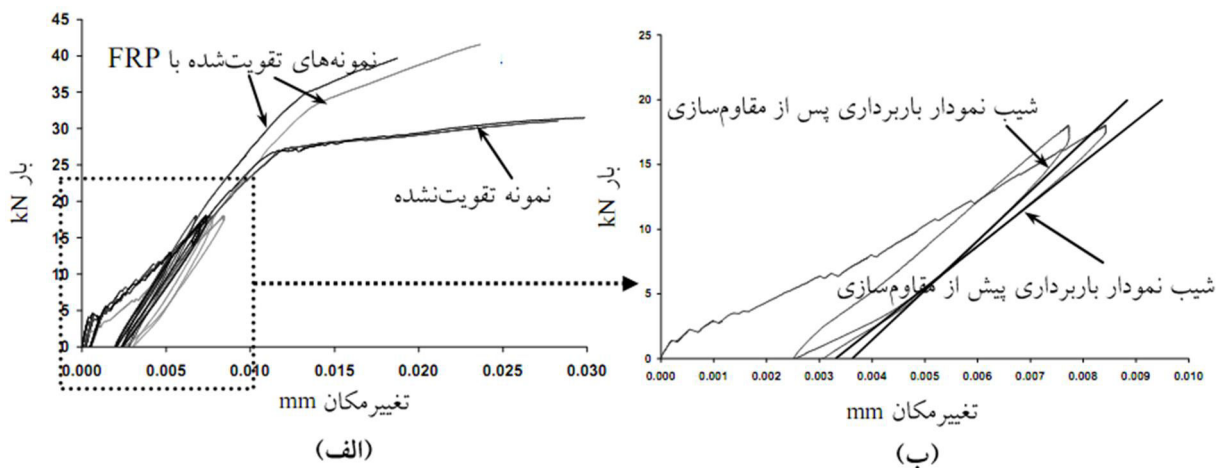
الف- دستگاه آزمایش ایستا و مکان تغییر مکان سنج‌های الکتریکی



ب- الگوهای ترک در تیرهای بتنی

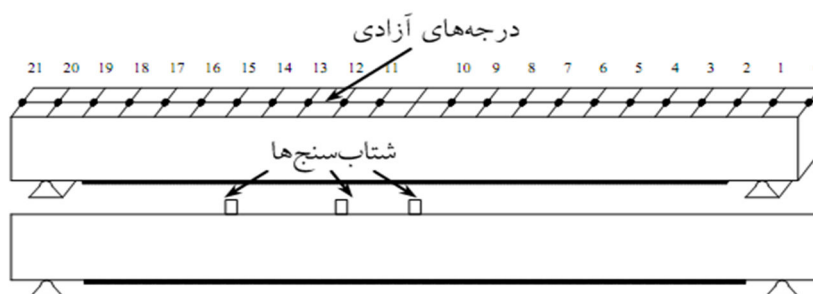
شکل (۲-۱۲) دستگاه آزمایش ایستا و الگوهای ترک در تیرهای بتن مسلح (Ibarra et al., 2001)

رفتار تیرهای بتنی پس از هر گام بارگذاری و تقویت با ورق‌های FRP بررسی شد. افزایش مقاومت نمونه تقویت شده و کاهش شکل‌پذیری آن را نسبت به نمونه مینا می‌توان در شکل (۲-۲۰-الف) مشاهده کرد. همچنین برای مقایسه داده‌های آزمایش ایستا و ارتعاشی، سختی ایستای تیرها در گام‌های پیش و پس از تقویت با FRP به دست آمد. سختی ایستای تیرها، با اندازه‌گیری شیب نمودارهای باربرداری پیش و پس از مقاوم‌سازی با FRP حاصل می‌شود (شکل (۲-۱۳-ب)). می‌توان درصد افزایش سختی را پس از مقاوم‌سازی با درصد تغییر شیب نمودارها پس از مقاوم‌سازی با FRP تعیین کرد. این کار تنها به نتیجه‌های آزمایش ایستا نیاز دارد. برای تعیین تغییرات سختی سازه‌ها روش‌های بسیاری پیشنهاد شده است. برخی از این روش‌ها بر اساس داده‌های مودال یا ارتعاشی هستند.



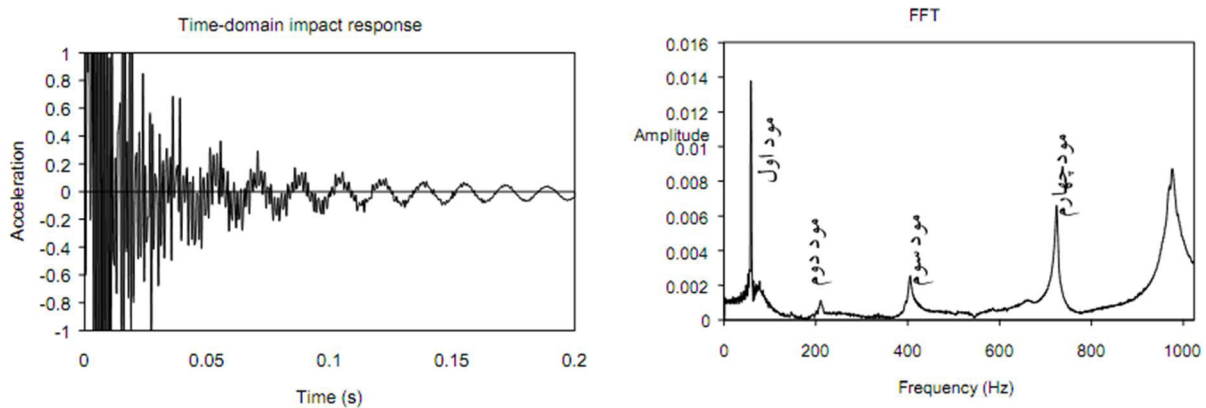
شکل (۲-۱۳) روش اندازه‌گیری سختی ایستای تیرهای بتنی پس از تقویت با ورق FRP (Ibarra et al., 2001)

داده‌های مودال با تغییر سختی سازه تغییر می‌کنند و می‌توان به کمک آنها برآوردی از ویژگی‌های مکانیکی سازه مورد نظر به دست آورد. از این رو Ibarra و همکارانش (2001) برای مقایسه کارایی آزمایش‌های ایستا و ارتعاشی در نشان دادن تغییرات سختی، پس از هر گام بارگذاری پاسخ ارتعاشی نمونه‌ها را روی تکیه‌گاه و با آزمایش چکش ضربه و سه شتاب‌سنج پیزوالکتریک اندازه گرفتند. در آزمایش ارتعاشی رفتار تیرها یک‌بعدی فرض شد که مکان درجه‌های آزادی روی محور میانی تیر و با فاصله 100 mm از یکدیگر بود. شکل (۲-۱۴) مکان درجه‌های آزادی و شتاب‌سنج‌ها را در آزمایش ارتعاشی نشان می‌دهد. برای به دست آوردن بسامدهای ویژه، پاسخ شتاب‌سنج‌ها از دامنه زمان به دامنه بسامد تصویر شد.



شکل (۲-۱۴) دستگاه آزمایش ارتعاشی و مکان درجه‌های آزادی (Ibarra et al., 2001)

در شکل (۲-۱۵) پاسخ شتاب ناشی از ضربه چکش در دامنه زمان و طیف فوریه وابسته به آن در دامنه بسامد برای یکی از درجات آزادی نشان داده شده است. هر قله از نمودار پاسخ بسامدی نشان‌دهنده پدیده تشدید است. پدیده تشدید در بسامدهای ویژه رخ می‌دهد و با این کار بسامدهای ویژه تیرها به آسانی پیدا شدند.



شکل (۲-۱۵) پاسخ شتاب ناشی از ضربه چکش در دامنه زمان و طیف فوریه وابسته به آن در دامنه بسامد (Ibarra et al., 2001)

پس از یافتن بسامدهای ویژه، شکل مودهای تجربی با روش برازش منحنی روی نمودارهای تابع پاسخ بسامدی به دست آمدند. Ibarra و همکاران (2001) درصد تغییر بسامدهای ویژه را در اثر خسارت و تقویت با ورق‌های FRP اندازه گرفتند و دریافتند که بسامدهای ویژه پس از تقویت با ورق‌های FRP افزایش می‌یابند. درصد این افزایش کم بود ولی می‌توانست نشانه‌ای از اثر ورق‌های FRP در افزایش سختی تیرهای بتنی باشد. آنها تغییر شکل مودها را پس از خسارت و مقاوم‌سازی بررسی نکردند. لازم به ذکر است که تغییرات شکل مودها را به آسانی نمی‌توان نشان داد. زیرا این تغییرات به اندازه‌ای کوچک‌اند که با روش‌های معمولی آشکار نمی‌شوند. برای بررسی این تغییرات باید شکل مودها را پردازش کرد. میرایی در گام‌های خسارت و پس از مقاوم‌سازی تغییر می‌کند ولی تغییرات آن منظم نیست. Ibarra و همکاران (2001) تغییرات میرایی را به‌عنوان شاخصی برای نشان دادن تغییر ویژگی‌های مکانیکی به کار بردند. آنها میرایی را با روش نمایی مختلط (CEM) یا Prony محاسبه

کردند. در این روش، نمودارهای سینوسی میرا را در حالت چند درجه آزادی روی نمودارهای پاسخ سازه برازش می‌کنند. می‌توان هر سیگنال را به صورت  $n$  نوسان میراشونده در نظر گرفت که  $n$  تعداد مودهای نوسان است. معادله موج سینوسی میرا برای هر یک از مودهای ارتعاشی سازه به صورت رابطه (۳۳-۲) می‌باشد (Ibarra et al., 2001):

$$y(t) = y_0 \times e^{-kt} \times \sin(\omega_d t + \theta) \quad , \quad k = \xi \omega_n t \quad (33-2)$$

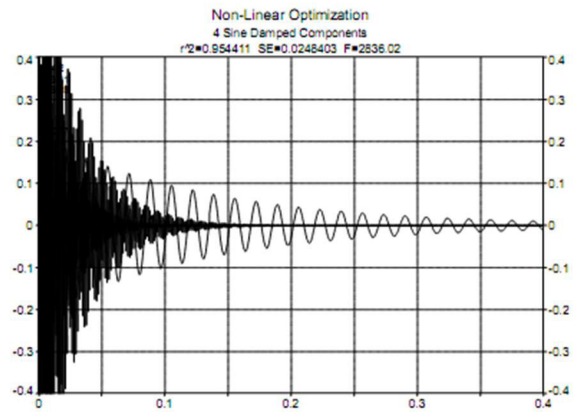
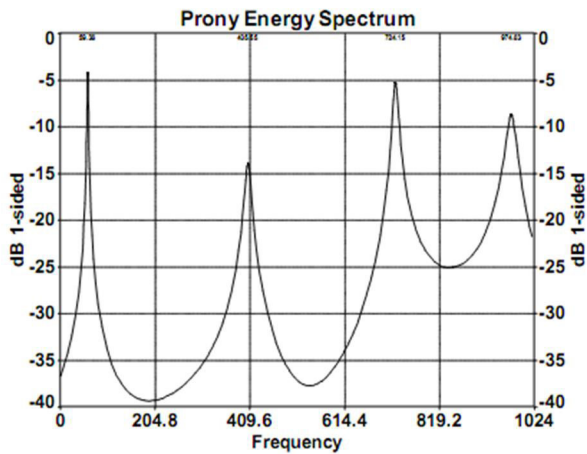
در رابطه (۳۳-۲)،  $y_0$  دامنه موج سینوسی،  $\theta$  زاویه فاز،  $\xi$  نسبت میرایی،  $\omega_n$  بسامد طبیعی نامیرا و  $k = \xi \omega_n$  ضریب میرایی است. بسامد طبیعی میرا ( $\omega_d$ )، از رابطه زیر محاسبه می‌شود (Ibarra et al., 2001):

$$\omega_d = \sqrt{1 - \xi^2} \times \omega_n \quad (34-2)$$

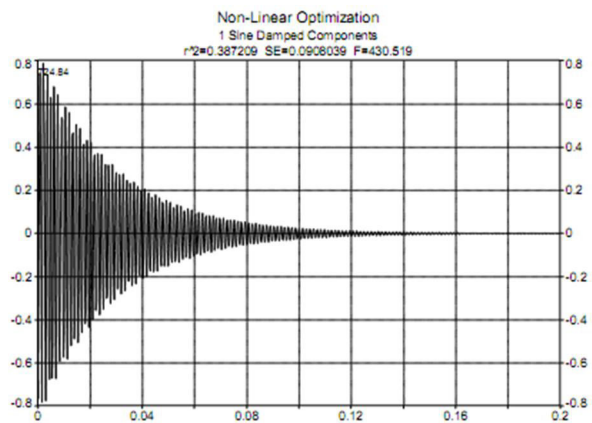
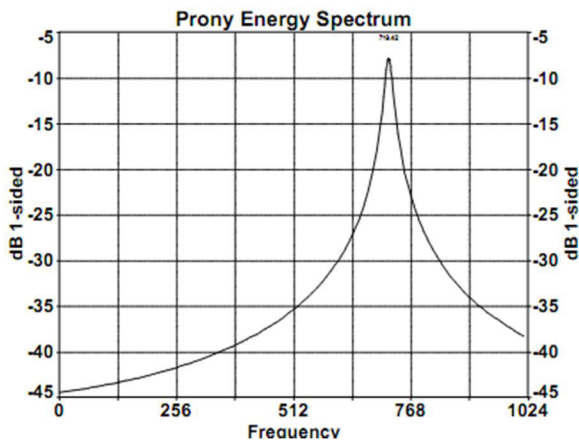
پس از محاسبه ضریب میرایی و بسامد طبیعی میرا، نسبت میرایی با رابطه (۳۵-۲) به دست می‌آید (Ibarra et al., 2001):

$$\xi = \frac{\frac{k}{\omega_d}}{\sqrt{1 + \left(\frac{k}{\omega_d}\right)^2}} \quad (35-2)$$

شکل‌های (۱۶-۲) و (۱۷-۲) طیف کارمایه Prony را برای داده‌ها در دامنه بسامد و پاسخ میرا را در دامنه زمان نشان می‌دهند (Ibarra et al., 2001).



شکل (۲-۱۶) چهار مود اول میرای سینوسی و برازش منحنی CEM (Ibarra et al., 2001)



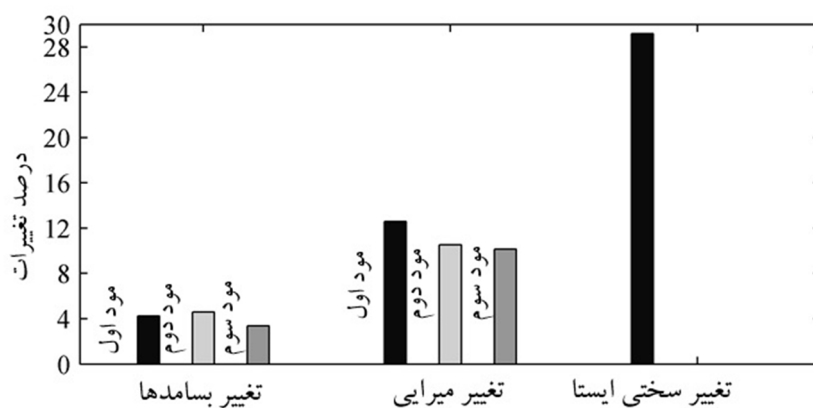
شکل (۲-۱۷) یک موج سینوسی جدا شده و طیف سینوسی میراشونده وابسته به آن (Ibarra et al., 2001)

میرایی محاسباتی تیرهای بتنی با روش CEM پس از مقاومسازی کاهش یافت. درصد این کاهش از درصد افزایش بسامدها بیشتر بود. Ibarra و همکاران (2001) سه روش تغییر سختی ایستا، تغییر میرایی و تغییر بسامدها را با یکدیگر مقایسه کردند. نمونه‌ای از این مقایسه‌ها در شکل (۲-۱۸) آمده است.

در شکل (۲-۱۸)، تغییرات سختی ایستا از تغییرات بسامدها و میرایی‌ها بیشتر است. Ibarra و همکاران (2001) عامل‌های اثرگذار در بسامدها و میرایی‌ها را، مانند شرایط محیطی و مرزی در نظر نگرفتند. در برخی از آزمایش‌ها، بسامدها در اثر تغییر شرایط محیطی تغییر می‌کنند و میرایی‌ها از

عامل‌هایی مانند روش محاسبه، شرایط مرزی و سازوکارهای ترک اثر می‌پذیرند. از این رو، نمی‌توان تغییرات آنها را همیشه به عنوان نشانه‌ای از تغییر ویژگی‌های مکانیکی سازه در نظر گرفت. برای بررسی اثر مقاوم‌سازی با FRP روی نتیجه‌های آزمایش ارتعاشی باید این عامل‌ها را در نظر داشت. Ibarra و همکاران (2001) با به کار بردن بسامدهای ویژه و سختی ایستا در معادله بسامد، رابطه میان پاسخ ارتعاشی و ایستای نمونه تیرهای بتنی را پیدا کردند.

معادله بسامد به ویژگی‌های مکانیکی و شرایط تکیه‌گاهی بستگی دارد. برای پیدا کردن معادله بسامد نظریه‌های گوناگونی وجود دارد. کاربرد نظریه اولر-برنولی برای بررسی رفتار تیرها راحت‌تر است. این نظریه از تغییرشکل‌های برشی و لنگر ماند پیچشی چشم‌پوشی می‌کند و بسامدهای بالاتری را نتیجه می‌دهد. معادله بسامد با در نظر گرفتن شرایط مرزی و حل دستگاه معادله دیفرانسیل به دست می‌آید. Ibarra و همکاران (2001) شرایط مرزی آزمایشگاهی را به‌درستی در نظر نگرفتند. شرایط مرزی آزمایش آنها یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده و دو بازوی آویزان به درازای 100 mm در دو انتها بود. آنها بدون در نظر گرفتن اثر این دو بازوی آویزان، معادله (۲-۳۶) را برای محاسبه بسامدهای ویژه به کار بردند:



شکل (۲-۱۸) درصد تغییرات سختی ایستا، میرایی و بسامدها پس از مقاوم‌سازی با FRP برای یکی از نمونه‌های تیرهای بتنی (Ibarra et al., 2001)

$$(\omega_n)_i = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{(EI)_i}{L^4 A \rho}} \quad (36-2)$$

در رابطه (36-2)،  $(EI)_i$  سختی خمشی تیر در گام بارگذاری  $i$  ام،  $n$  شماره مود ارتعاشی،  $L$  طول تیر،  $A$  سطح مقطع و  $\rho$  چگالی تیر است. در اثر خسارت یا تقویت با FRP ویژگی‌های مکانیکی سازه تغییر می‌کنند و روی بسامدها، میرایی و شکل مودها اثر می‌گذارند. Ibarra و همکاران (2001)، در دو گام بارگذاری  $i$  و  $i+1$ ، سختی ایستای تیرهای بتنی را با رابطه (37-2) به بسامدهای ویژه آنها وابسته کردند.

$$\frac{(\omega_n)_{i+1}}{(\omega_n)_i} = \sqrt{\frac{(EI)_{i+1}}{(EI)_i}} \quad (37-2)$$

آنها بسامدها و سختی ایستای اندازه‌گیری شده تیرهای بتنی را پیش و پس از تقویت با FRP در رابطه (37-2) قرار دادند و دریافتند که درصد تغییر سختی ایستا از درصد تغییر بسامدها بیشتر است و نمی‌توان برابری رابطه (37-2) را برقرار کرد. کاربرد رابطه‌های (36-2) و (37-2) برای این آزمایش‌ها درست نبود و تنها برآوردی را از تغییر ویژگی‌های مکانیکی تیرهای بتنی نتیجه می‌داد. برای مقایسه و بررسی تغییر ویژگی‌های مکانیکی باید از روش حل صحیح دستگاه معادله‌های دیفرانسیل حاکم بر تیرهای مرتعش و یا سختی پویای تیرها بهره گرفت. وارد کردن شرایط مرزی واقعی در رابطه‌های تحلیلی و اندازه‌گیری سختی پویا کار آسانی نمی‌باشد و نیاز به الگوریتم‌های عددی دارد.

شکل مودها در اثر عامل‌های محیطی تغییر نمی‌کنند و پردازش آنها اطلاعات مفیدی را برای آگاهی از وضعیت سازه در اختیار می‌گذارد. یادآور می‌شود که Ibarra و همکاران (2001) تغییر شکل مودها را بررسی نکردند. دستگاه آزمایش ارتعاشی آنها برای اندازه‌گیری شکل مودها مناسب نبود. زیرا در این شرایط نمودار پاسخ سازه به نویز ناشی از شرایط تکیه‌گاهی آلوده است و شکل مودهای اندازه‌گیری



شده هموار نمی‌باشد. موده‌های ناهموار به‌آسانی تحلیل نمی‌شوند. برای پیشگیری از این دشواری‌ها می‌توان آزمایش ارتعاشی را در حالت آویزان انجام داد.

برای تحلیل پاسخ‌های آزمایش ارتعاشی روش‌های زیادی مانند کرنش‌های مودال، کارمایه کرنشی مودال و ماتریس نرمی وجود دارد. کارآیی این روش‌ها برای نشان دادن اثر مقاوم‌سازی و نشان دادن پیشروی خسارت‌ها هنوز روشن نشده است.

## ۲-۵- خلاصه فصل دوم

در این فصل به شرح و بررسی آزمایش مودال از دو دیدگاه نظری و عملی پرداخته شد. از دیدگاه نظری، رابطه‌های بنیادین و روش به دست آوردن الگوی ریاضی سازه با کمک داده‌های مودال شرح داده شدند. روش‌های نمونه‌برداری و عامل‌های اثرگذار روی نتیجه‌های آزمایش مودال مورد بحث قرار گرفتند. آزمایش مودال یک فرآیند زمانبر است که در طی چند مرحله انجام می‌شود. در این فرآیند عامل‌هایی مانند اندازه نمونه‌ها، شرایط محیطی، روش‌های تحریک و پردازش داده‌ها دخالت دارند که نتیجه‌ها را از واقعیت دور می‌کنند. پس از بررسی این عامل‌ها کاربردهای عملی آزمایش مودال برای سازه‌های بتنی معرفی و برتری‌ها و کاستی‌های برخی پژوهش‌های انجام شده در زمینه رفتار ارتعاشی تیرهای بتن مسلح مورد بحث قرار گرفت. بنا به این بحث‌ها، برای یافتن الگوی خسارت در تیرهای بتن مسلح می‌توان از نتیجه‌های آزمایش مودال بهره گرفت. تا اکنون در این زمینه پژوهشگران تلاش‌های فراوانی کرده‌اند، ولی هنوز هم نکات و زوایای ناشناخته بسیاری وجود دارد. کارهای پژوهشی نظری به مرور جامعی بر روش‌های پردازش داده‌های مودال نیاز داشت که در فصل بعدی به آنها پرداخته می‌شود.



## فصل سوم

روش‌های پردازش داده‌های مودال برای  
ارزیابی خسارت در سازه‌ها

### ۳-۱- پیشگفتار

روش‌های ارزیابی خسارت به کمک داده‌های مودال را می‌توان به دو دسته تقسیم‌بندی کرد. در یک دسته تغییر عامل‌های مودال شامل بسامدهای ویژه، شکل مودها و میرایی هستند، بررسی می‌شود. این عامل‌ها، به صورت مستقیم از آزمایش‌های تجربی به دست می‌آیند و همیشه نمی‌توانند به درستی محل و میزان خسارت‌ها را مشخص سازند. دسته دوم در بر گیرنده روش‌هایی است که داده‌های تجربی را به صورت مستقیم به کار نمی‌برند و بر پایه عامل‌های مودال محاسباتی مانند کرنش‌های مودال، کارمایه کرنشی مودال و ماتریس نرمی می‌باشند که از پردازش داده‌های تجربی به دست می‌آیند. با این عامل‌های مودال، می‌توان مکان خسارت‌ها را تعیین کرد و به بررسی پیشروی آنها در سازه پرداخت. در ادامه به بررسی ویژگی‌ها، برتری‌ها و کاستی‌های هر یک از این روش‌ها پرداخته می‌شود.

### ۳-۲- روش‌های پردازش داده‌های مودال

در سه دهه اخیر پژوهش‌های زیادی در زمینه شناسایی خسارت بر اساس ارتعاش انجام شده است و پیشرفت‌های چشم‌گیری در این حوزه به دست آمده است. فن‌ها، روش‌ها و الگوریتم‌های بسیاری برای حل مشکل شناسایی خسارت در سازه‌های مختلف شامل مولفه‌های اصلی سازه‌ای (تیر و صفحه) و سازه‌های پیچیده (پل‌ها و ساختمان‌ها) توسعه یافته‌اند. Doebling و همکاران (1996) و همچنین Shon و همکارانش (2003) مرور جامعی از روش‌های شناسایی خسارت بر اساس ارتعاش را ارائه کرده‌اند. بسیاری از روش‌های ارزیابی خسارت بر پایه‌ی داده‌های مودال ارائه شده‌اند و می‌توان آن‌ها را به صورت زیر دسته‌بندی کرد:

- روش‌های بر اساس بسامدهای ویژه
- روش‌های بر اساس شکل مودها
- روش‌های بر اساس خمیدگی یا کرنش شکل مود
- روش‌های بر اساس انرژی کرنشی
- روش‌های دیگر بر اساس عامل‌های مودال (ماتریس نرمی و بردارهای Ritz)

بیشتر پژوهش‌های انجام شده در زمینه شناسایی خسارت روی سازه‌های ساده تیر و صفحه انجام شده است. زیرا، بیشتر سازه‌ها و بخش‌های اصلی آن‌ها در مهندسی عمران و مکانیک می‌توانند به تیر و صفحه ساده‌سازی شوند. همچنین مساله شناسایی یک خسارت خاص در تیر یا صفحه، آزمون محک مناسبی برای کارآمدی و دقت روش‌های شناسایی دیگر فراهم می‌کند. در ادامه، هر یک از روش‌های یاد شده شرح داده می‌شوند.

### ۳-۳- روش‌های بر اساس تغییرات عامل‌های مودال اولیه

تغییر داده‌های مودال بنیادی (بسامدها، شکل مودها و میرایی) نشان‌دهنده تغییر ویژگی‌های مکانیکی سازه است. این داده‌ها به آسانی از پاسخ سازه در دامنه زمان یا بسامد به دست می‌آیند. در دامنه زمان با کاربرد روش‌های شناسایی آماری روی سیگنال‌های پاسخ زمانی این عامل‌ها پیدا می‌شوند. در دامنه بسامدی، با روش‌های برازش نمودار روی تابع‌های پاسخ بسامدی (FRF) بسامدها، میرایی و شکل مودها تعیین خواهد شد (Ndambi et al., 2000).

نمودارهای FRF همه ویژگی‌های عامل‌های مودال بنیادی را دارند. به همین دلیل برخی از پژوهشگران تغییر تابع‌های پاسخ بسامدی را برای پیدا کردن خسارت‌ها به کار می‌برند. روش‌های پیشنهادی بر اساس عامل‌های مودال اولیه به الگوریتم‌های پیچیده نیازی ندارند. به همین دلیل با وجود کاستی‌های فراوان هنوز هم در ارزیابی سازه‌ها به کار می‌روند.

### ۳-۳-۱ - بسامدهای ویژه

بسامدهای ویژه در اثر خسارت‌های زیاد تغییر چشم‌گیری می‌کنند و یک ویژگی کلی از سازه‌اند. از این رو با بسامدهای ویژه به‌تنهایی نمی‌توان خسارت‌ها را مکان‌یابی کرد و شدت آنها را تعیین کرد. به بیان دیگر، شناسایی خسارت‌ها در سطح ۲ و ۳ به کمک بسامدهای ویژه مشکل است. بسامدهای ویژه با کاهش سختی خمشی در اثر بارگذاری، کاهش می‌یابند. این کاهش در همه مودهای ارتعاشی یکسان نیست. اندازه‌گیری بسامدهای ویژه از دیگر عامل‌های مودال آسان‌تر می‌باشد و می‌توان تغییرات ویژگی‌های کلی سازه‌ها را با آنها بررسی کرد (Ndambi et al., 2002).

بسامدها در اثر شرایط محیطی مانند تغییر درجه حرارت و رطوبت محیط تغییر می‌کنند (Montalviro et al., 2006). این پدیده تحلیل نتیجه‌های آزمایش را دشوار می‌سازد. آزمایش مودال زمان زیادی می‌برد. شرایط محیطی در مدت آزمایش تغییر می‌کنند و روی نتیجه‌ها اثر می‌گذارند. اثر تغییر شرایط محیطی روی ویژگی‌های ارتعاشی سبب عدم اطمینان در نتیجه‌های آزمایش می‌شوند و در برخی حالت‌ها این اثرها بیشتر و قابل مقایسه با اثر خسارت است (Xia et al., 2006). بسیاری از پژوهشگران، گزارش کرده‌اند که تغییر بسامدهای ویژه در یک روز به دلیل تغییر درجه حرارت زیاد است. پژوهشگران آزمایشگاه LosAlamos، پس از انجام آزمایش‌های طولانی مدت پل Alamos Canyon، دریافتند که سه بسامد ویژه نخست این پل در حدود ۴/۷٪، ۶/۶٪ و ۵٪ در ۲۴ ساعت شبانه روز تغییر می‌کنند (Farrar et al., 1997). در این آزمایش‌ها دمای عرشه پل در شبانه روز ۲۲ درجه سانتی‌گراد تغییر می‌کرد. De Roeck و Peeters (2000) نیز پل Z24 را در Swiss به صورت پیوسته و در مدت یک سال بررسی کردند و گزارش دادند که بسامدها با افزایش درجه حرارت کاهش پیدا می‌کنند. Xia و همکاران (2006) نیز مسأله کاهش بسامدهای ویژه را با افزایش درجه حرارت بررسی

کردند و نتیجه گرفتند که از بین عامل‌های مودال بنیادی، شکل مودها به افزایش درجه حرارت و رطوبت حساس نیست.

تغییرات بسامدهای ویژه به تنهایی مکان ترک‌ها را نشان نمی‌دهند و به کاهش سختی کل سازه وابستگی دارند. کارهای پژوهشی بسیاری در زمینه تعیین اندازه و مکان خسارت به کمک تغییر بسامدها انجام شد. برای یافتن مکان خسارت‌ها روش پیشرو یا وارون به کار می‌رود (Montalviro et al., 2006). در روش پیشرو مکان خسارت در الگوی عددی حدس زده می‌شود و با کمک سعی و خطا و مقایسه نتیجه‌های تجربی و عددی محل خسارت مشخص می‌شود. در روش وارون با داشتن بسامدهای تجربی اندازه و مکان ترک‌ها به دست می‌آیند. این روش‌ها به یک الگوی عددی نیاز دارند.

Stubbs و Osegueda (1990)، بسامدهای تجربی را با تعریف یک ماتریس حساسیت، برای تعیین و مکان‌یابی آسیب‌ها به کار بردند. آنها روش پیشنهادی خود را با نمونه‌های آزمایشگاهی تیرهای طره‌ای معتبر ساختند. نتیجه روش Stubbs و Osegueda (1990) هنگامی که تعداد ناحیه‌های خسارت‌دیده از تعداد مودهای اندازه‌گیری بیشتر باشد، رضایت‌بخش نیست. روش دیگری را بر اساس بسامدها، Salawu (1997) ارائه داد. روش‌های ارائه شده، در اثر شرایط محیطی مانند تغییر درجه حرارت و شرایط مرزی نتیجه خوبی نمی‌دهند. در بسیاری از حالت‌ها به کمک بسامدهای ویژه الگوی خسارت واقعی تعیین نمی‌شود و نمی‌توان خسارت را در سازه‌های متقارن مشخص ساخت (Maecck, 2003).

### ۳-۲-۳ - شکل مودهای ارتعاشی

با شکل مودهای ارتعاشی، می‌توان مکان و شدت خسارت‌ها را بدون نیاز به الگوی عددی پیدا کرد. از این رو شاخص‌های خسارت بسیاری بر اساس تغییرات شکل مودها پیشنهاد شده‌اند. برای بررسی شکل مودها ابتدا باید نويز را از داده‌های تجربی برداشت و بنا به روش‌های ارزیابی مورد نظر شکل مودها را نسبت به ماتریس جرم یا بیشترین دامنه هم‌پایه کرد. پس از آن با به کار بردن داده‌ها در

رابطه‌های شاخص‌های خسارت، مکان و شدت خسارت‌ها تعیین خواهد شد. روش‌های مورد بحث در این پژوهش شکل مودها را مستقیم و بدون نیاز به محاسبات پیچیده ارزیابی می‌کنند.

تغییرات شکل مودها در خسارت‌های کم بسیار ناچیز است. پژوهشگران به دنبال روش‌هایی هستند که این تغییرات ناچیز را آشکار سازند. Alleman و Brown (1982) رابطه‌ای برای تعیین میزان همبستگی دو بردار شکل مود پیشنهاد کردند. رابطه پیشنهادی آنها که معیار اطمینان مودال (MAC) نام دارد، در بیشتر پژوهش‌ها به کار می‌رود. معیار MAC برای دو بردار شکل مود  $\phi^A$  و  $\phi^B$  که نشانگر حالت خسارت‌دیده و خسارت‌ندیده سازه هستند، به صورت زیر تعریف می‌شود (Alleman and Brown, 1982):

$$MAC_{A,B} = \frac{\left| \sum_{i=1}^n \phi_i^A \phi_i^B \right|^2}{\sum_{i=1}^n (\phi_i^A)^2 \sum_{i=1}^n (\phi_i^B)^2} \quad (1-3)$$

در رابطه (۱-۳)،  $n$  تعداد درجه‌های آزادی است. مقدار MAC میزان وابستگی بین دو شکل مود را که بین صفر تا یک تغییر می‌کند، مشخص می‌سازد. هر گونه دور شدن از یک می‌تواند نشانه‌ای از وجود خسارت در سازه باشد. Alleman (2002)، مروری را برای کاربردهای معیار MAC و شکل‌های دیگر معیار اطمینان مودال ارائه داد. بنا به Alleman (2002)، معیار MAC در طی بیست سالی که از نخستین کاربرد آن می‌گذرد، دگرگونی‌های زیادی پیدا کرده و برای بهبود این معیار راهکارهایی پیشنهاد داده‌اند. برای نمونه Lieven و Ewinns (1988) معیار اطمینان مودال وابسته به مختصات (COMAC) را رابطه‌سازی کردند. معیار COMAC شکل بهبودیافته معیار MAC می‌باشد و برای درجه آزادی  $i$  با  $m$  مود ارتعاشی از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید (Lieven and Ewins, 1988). رابطه (۲-۳) برای معیار COMAC شبیه به رابطه (۱) برای معیار MAC می‌باشد و تفاوت آنها در نشان



دادن تغییرات سختی در درجات آزادی است. با معیار COMAC می توان چگونگی کاهش سختی در تک تک درجه های آزادی را بررسی کرد.

$$COMAC_{i,A,B} = \frac{\left| \sum_{j=1}^m \phi_{i,j}^A \phi_{i,j}^B \right|^2}{\sum_{j=1}^m (\phi_{i,j}^A)^2 \cdot \sum_{j=1}^m (\phi_{i,j}^B)^2} \quad (2-3)$$

مقدار COMAC نیز مانند مقدار MAC بین صفر و یک تغییر می کند. اگر تغییر مکان مودال در درجه آزادی  $i$  از دو مجموعه اندازه گیری یکسان باشد، مقدار COMAC یک خواهد شد. تغییرات شکل مودها به دلیل خسارت سبب کاهش مقدار COMAC و نزدیکی آن به صفر می شود.

شاخص COMAC معنای فیزیکی ندارد و تنها مکان خسارتها را نشان می دهد. سفارش می شود که این روش را برای آزمایش در حالت شرایط مرزی آزاد به کار ببرند. زیرا تکیه گاهها روی سایر درجه های آزادی جدا از تکیه گاه اثر می گذارند و خطاهای آزمایش افزایش می یابند (Montalviro et al., 2006).

### ۳-۳-۳- میرایی

کاربرد ضریب میرایی برای ارزیابی خسارت هنوز در مرحله تجربی باقی مانده است. بنا به پژوهش های Williams و Salawu (1997)، این موضوع تنها به دلیل کمبود دقت در تعیین نسبت های میرایی نیست. در حقیقت نمی توان معیار درستی را بر اساس نسبت های میرایی به دست آورد. Nadambi (2002) سازوکارهای میرایی و نسبت میرایی را به صورت نشانی از پایش سلامت سازه برای تیرهای بتن مسلح ترک خورده به کار برد. وی بازپخش انرژی کرنشی به دلیل تنش انتقالی بین فولاد و بتن هنگام ترک خوردن و انرژی هدر شده ناشی از اصطکاک گوشه های ترک را بررسی کرد. او کارمایه

هدر شده ناشی از اصطکاک را با افزایش خسارت و افزایش ضریب میرایی در نظر گرفت. تا کنون تلاش‌های فراوانی برای به کار گیری نسبت‌های میرایی به عنوان نشانه‌ای از خسارت انجام شده ولی هیچ کدام موفقیت‌آمیز نبوده‌اند.

Aparicio و Casas (1994) با آزمایش روی تیرهای بتنی ترک خورده نشان دادند که هیچ رابطه روشنی میان رشد ترک و افزایش میرایی وجود ندارد. Salawu و Williams (1995b) نیز روی یک پل بتن مسلح آزمایش کردند و معیار روشنی را برای میرایی به دست نیاوردند. به همین سبب در بیشتر پژوهش‌ها نسبت‌های میرایی برای ارزیابی سازه‌های خسارت‌دیده به کار نمی‌روند.

### ۳-۳-۴ - تابع‌های پاسخ بسامدی

تابع‌های پاسخ بسامدی (FRF) همه ویژگی‌های مکانیکی سازه را شامل می‌شوند و عامل‌های مودال اصلی به کمک روش‌های برازش منحنی روی تابع‌های پاسخ بسامدی (FRF) به دست می‌آیند. بنابراین می‌توان تغییرات این تابع‌ها را به عنوان شاخص خسارت به کار برد. بسیاری از پژوهشگران با الهام از معیار اطمینان مودال (MAC) شاخص‌هایی را براساس تغییر تابع‌های پاسخ بسامدی ارائه کرده‌اند (Montalviro et al., 2006). تابع پاسخ بسامدی از نسبت میان تحریک و پاسخ سازه به دست می‌آید. پاسخ سازه به صورت تغییر مکان، سرعت یا شتاب است. بنابراین در هر یک از حالت‌ها تابع پاسخ بسامدی متفاوت خواهد بود. در اینجا چند نمونه از این شاخص‌ها معرفی می‌شوند.

Sampaio و همکاران (1999) و Sampaio و Maia (2004) نشانه‌ای از وجود و اندازه نسبی خسارت بر اساس معیار اطمینان بسامدی (FDAC) به دست آوردند و توانستند از میان مکان‌های محتمل خسارت، مکان‌های دقیق خسارت را از مکان‌های تقریبی و نادرست تشخیص دهند. معیار اطمینان

بسامدی (FDAC) با تابع‌های پاسخ بسامدی وابسته به سرعت در حالت خسارت‌دیده و بدون خسارت تعریف می‌شود. Pascual و همکارانش (1997) رابطه (۵) را برای FDAC ارائه کردند.

$$FDAC_j(\omega_1, \omega_2) = \frac{\left| \sum_{i=1}^n {}^d \alpha_{ij}(\omega_2) \alpha_{ij}(\omega_1) \right|^2}{\sum_{i=1}^n [{}^d \alpha_{ij}(\omega_2) {}^d \alpha_{ij}(\omega_2)] \sum_{i=1}^n [\alpha_{ij}(\omega_1) \alpha_{ij}(\omega_1)]} \quad (3-3)$$

در رابطه (۳-۳)  $\alpha_{ij}(\omega)$  تابع پاسخ بسامدی وابسته به سرعت و رونویس  $d$  نشان دهنده حالت خسارت‌دیده سازه است. در این روش، تابع پاسخ بسامدی در دو بسامد متفاوت  $\omega_1$  و  $\omega_2$  با هم مقایسه می‌شود. Heylen و همکاران (1998) شکل ساده‌تری از FDAC را برای ارزیابی خسارت به کار بردند. در این روش که RVAC نام دارد، تابع‌های پاسخ بسامدی را برای دو حالت خسارت‌دیده و بدون خسارت در یک بسامد  $\omega$  مقایسه می‌کنند. رابطه (۴-۳) چگونگی محاسبه RVAC را نشان می‌دهد (Heylen et al., 1998).

$$RVAC(\omega) = \frac{\left| \sum_{i=1}^n {}^d \alpha_{ij}(\omega) \alpha_{ij}(\omega) \right|^2}{\sum_{i=1}^n [{}^d \alpha_{ij}(\omega) {}^d \alpha_{ij}(\omega)] \sum_{i=1}^n [\alpha_{ij}(\omega) \alpha_{ij}(\omega)]} \quad (4-3)$$

Zang و همکاران (2003a) دو معیار را بر اساس تابع‌های پاسخ بسامدی برای نشان دادن خسارت در سازه تعریف کردند. نخستین معیار، تابع همبستگی شکل کلی (GSC) است. این تابع به تغییر شکل مودها حساس است و مقیاس داده‌ها روی آن اثری ندارد. در این معیار داده‌ها با حالت خسارت‌ندیده اولیه مقایسه می‌شوند. معیار GSC به صورت زیر تعریف می‌شود (Zang et al., 2003a):

$$GSC(\omega) = \frac{\left| H_{X1} \{(\omega)\}^H H_{X2} \{(\omega)\} \right|^2}{\left( H_{X1} \{(\omega)\}^H H_{X1} \{(\omega)\} \right) \left( H_{X2} \{(\omega)\}^H H_{X2} \{(\omega)\} \right)} \quad (5-3)$$

در رابطه (۵-۳)  $H_{X1}\{\omega\}$  ستونی از FRF در بسامد  $\omega$  وابسته به حالت خسارت ندیده است و  $H_{X2}\{\omega\}$  وابسته به حالت خسارت دیده می‌باشد. یادآوری می‌کند که تابع‌های FRF مختلط هستند و به‌جای ترانزاده عملگر Hermitian به کار می‌رود. در رابطه (۵-۳) رونویس  $H$  نشان‌دهنده عملگر Hermitian است. دومین معیار، همبستگی دامنه کلی (GAC) نام دارد و با رابطه (۶-۳) به دست می‌آید (Zang et al., 2003b):

$$GAS(\omega) = \frac{2|H_{X1}\{\omega\}^H H_{X2}\{\omega\}|}{(H_{X1}\{\omega\}^H H_{X1}\{\omega\}) + (H_{X2}\{\omega\}^H H_{X2}\{\omega\})} \quad (۶-۳)$$

همان‌گونه که مشاهده می‌شود رابطه‌های GCS و GAC بسیار شبیه یکدیگراند. رابطه‌های (۵-۳) و (۶-۳) تابعی از بسامدها هستند و مجموعه‌ای از پاسخ‌های مختلط را به یک کمیت نرده‌ای بین صفر و یک تصویر می‌کنند. میانگین تابع‌های GCS و GAC را در همه نقطه‌های اندازه‌گیری نیز به صورت شاخص خسارت به کار می‌برند. این شاخص‌ها را با AIGCS و AIGAC نشان می‌دهند. بر اساس مشاهدات تجربی این شاخص‌ها باید بهبود یابند تا بتوانند با آنها مکان خسارت را به‌درستی تعیین کنند.

### ۳-۴ - روش‌ها براساس تغییرات عامل‌های مودال محاسباتی

روش‌هایی که پیشتر مورد بحث قرار گرفتند، تنها عامل‌های مودال اولیه را که به صورت مستقیم از آزمایش‌های تجربی به دست می‌آیند به کار می‌برند. روش‌های دیگری نیز هستند که با کمیت‌های محاسباتی آزمایش مودال وضعیت سازه‌ها را ارزیابی می‌کنند. کمیت‌هایی مانند انرژی کرنشی مودال، خمیدگی‌های شکل مود و ماتریس نرمی با پردازش داده‌های مودال اولیه به دست می‌آیند و تغییرات آنها را می‌توان به عنوان نشانه‌ای از تغییرات ویژگی‌های مکانیکی سازه در نظر گرفت. این عامل‌ها را

عامل‌های مودال محاسباتی می‌نامند. تا کنون برای مقایسه عامل‌های مودال اولیه و محاسباتی در ارزیابی سازه‌ها پژوهش‌های بسیاری انجام داده‌اند. بر پایه این پژوهش‌ها عامل‌های مودال محاسباتی خسارت‌ها را در سازه‌ها بهتر نشان می‌دهند (Maeck, 2003). در این بخش عامل‌های مودال محاسباتی مورد بحث قرار می‌گیرند.

### ۳-۴-۱ - خمیدگی‌ها یا کرنش‌های شکل مود

خمیدگی‌های شکل مود، برخلاف تغییر مکان‌های مودال، نسبت به خسارت‌ها حساسیت بیشتری دارند. اگر در یک تیر ترک خمشی ایجاد شود، از سختی خمشی EI آن کاسته خواهد شد و این پدیده سبب کاهش محلی خمیدگی‌ها می‌شود (Ratcliffe, 1997). در یک تیر اولر- برنولی خمیدگی در مکان x با رابطه (۷-۳) به دست می‌آید (Alvandi and Ceremona, 2006):

$$\kappa(x) = \frac{M(x)}{EI} \quad (7-3)$$

در رابطه (۷-۳) E و I به ترتیب ضریب کشسانی و لنگر لختی نیمرخ تیر هستند. می‌توان خمیدگی‌های مودال را کرنش‌های خمشی وابسته به هر یک از مودهای ارتعاشی خمشی دانست. با افزایش خسارت‌ها کرنش‌های مودال افزایش می‌یابند. بنابراین تغییر خمیدگی‌ها یا کرنش‌های مودال پیشروی خسارت‌ها را نشان می‌دهند. مفهوم خمیدگی شکل مودها را Pandey و همکاران (1991) معرفی کردند. آنها، خمیدگی‌ها را از شکل تغییر مکان مودها با تقریب تفاوت مرکزی به دست آوردند. Pandey و همکاران (1991) این شیوه را با روش اجزای محدود برای یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده به کار بردند و دریافتند که خمیدگی مودال نسبت به شاخص MAC بسیار حساس‌تر است. رابطه پیشنهادی Pandey و همکاران (1991) برای محاسبه کرنش‌های مودال به صورت رابطه (۸-۳) است:

$$\kappa = \frac{\phi_{(j+1)r} - 2\phi_{jr} + \phi_{(j-1)r}}{h^2} \quad (8-3)$$

در رابطه (۳-۸)  $h$  فاصله میان محل اندازه‌گیری‌ها است و  $\Phi_{jT}$  تغییر مکان مودی در مختصه  $Z$  و در مود  $T$  می‌باشد. خاطرنشان می‌شود که برای به دست‌آوردن مقدار دقیق خمیدگی‌ها به یک شبکه اندازه‌گیری فشرده نیاز است و این کار در مودهای ارتعاشی با بسامد بالاتر مشکل‌تر می‌شود (Pandey et al., 1991).

در روش‌های ارزیابی خسارت در سازه‌ها، کرنش‌های مودال یکی از عامل‌های مهم به شمار می‌روند. ولی باید همواره توجه کرد که برای به دست‌آوردن خمیدگی‌های دقیق رابطه (۳-۸) کافی نیست. خمیدگی‌های محاسبه شده با روش تفاوت مرکزی هموار نیستند و به‌تندی بالا و پایین می‌روند. در صورت وجود نویز (noise) در داده‌ها این بالا و پایین رفتن‌ها بیشتر می‌شوند. برای رسیدن به یک خمیدگی هموار باید نخست نویز را از داده‌های مودال جدا کرد. پس از این کار با روش‌های برازش منحنی یا بهینه‌سازی، کرنش‌های مودال با دقت مناسبی به دست می‌آیند. اما باز هم خطاهای موجود در نقاط مرزی مانند تکیه‌ها باقی می‌مانند (Maeck, 2003). Ho و Ewins (2000) نیز همین مساله را بررسی و مشاهده کردند که خطاهای محاسبه خمیدگی‌ها در مکان‌هایی که اندازه‌گیری‌ها خطا دارند و در تکیه‌گاه‌ها بیشتراند. برای پیشگیری از این خطاها که به مکان‌یابی نادرست خسارت‌ها می‌انجامند، باید روش‌های بهینه‌سازی محدودیت‌دار به کار برود. در این روش‌ها شرایط مرزی به صورت محدودیت تعریف می‌شوند و خمیدگی‌های همواری به دست می‌آیند. Maeck (2003) روش بهینه‌سازی محدودیت‌داری به نام روش مرکب (mixed approach) را ارائه کرده که نویز را از داده‌ها جدا می‌سازد و با دقت بسیار زیادی کرنش‌های مودال را با قراردادن شرایط مرزی محاسبه می‌کند.

خمیدگی‌های محاسباتی را در گام‌های مختلف خسارت باید مورد مقایسه و بررسی قرار داد. برای مقایسه خمیدگی‌ها روش‌های بسیاری پیشنهاد شده که ساده‌ترین آنها به صورت زیر است

(Wahab and DeRoeck, 1999):

$$\Delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |K^d(x) - \kappa(x)| \quad (9-3)$$

در رابطه (۹-۳)  $\kappa(x)$  و  $K^d(x)$  به ترتیب خمیدگی در حالت خسارت ندیده و خسارت دیده می‌باشند و  $n$  تعداد موده‌های ارتعاشی سازه است. Wahab و De Roeck (1999) شاخص  $\Delta$  در رابطه (۹-۳) را ضریب خمیدگی خسارت نامیدند و به کمک آن به آشکارسازی خسارت‌ها در یک پل بتن پیش‌تنیده پرداختند. آنها نشان دادند هنگامی که بیش از یک ناحیه خسارت دیده وجود داشته باشد، مکان‌یابی خسارت‌ها با اندازه‌گیری یک شکل مود امکان‌پذیر نیست و بایستی تعداد بیشتری از موده‌های ارتعاشی اندازه‌گیری شوند. همچنین برای محاسبه دقیق خمیدگی شکل مودها باید شبکه فشرده‌ای از حسگرها را کار گذاشت. برخی از پژوهشگران خمیدگی‌های مودال را پیش و پس از خسارت با رابطه همبستگی MAC مقایسه می‌کنند (Maeck, 2003).

برای نشان دادن کارایی شکل مودها و مشتق‌های بالاتر آنها در آشکارسازی خسارت‌ها Ho و Ewins (2000) پنج راهکار گوناگون را روی داده‌های تجربی و آزمایشگاهی آزمودند. آنها قدر مطلق تفاوت شکل مودها، توان دوم شکل مودها، توان دوم مشتق مرتبه یکم شکل مودها، خمیدگی شکل مودها و توان دوم خمیدگی شکل مودها را پس از خسارت بررسی کردند و نتیجه گرفتند که مشتق‌های مرتبه بالاتر نسبت به خسارت‌ها حساس‌تر هستند. Ho و Ewins (2000) خاطر نشان کردند که برای یافتن خمیدگی‌های هموار و دقیق باید شرایط مرزی و برازش تابع‌های چندجمله‌ای مناسب را در نظر گرفت.

ارزیابی خسارت در سازه‌های دوبعدی به کمک خمیدگی شکل مودها نیز بررسی شده است. در سازه‌های دوبعدی محاسبه خمیدگی‌ها مشکل‌تر است و بهتر است خمیدگی‌ها با روش‌های هموارسازی به دست آیند.

### ۳-۴-۲- تغییر انرژی کرنشی

خمیدگی‌های هر یک از شکل مودها را می‌توان کرنش‌های مودال وابسته به هر مود ارتعاشی پنداشت. با داشتن کرنش‌های مودال و بهره‌گرفتن از رابطه‌های مقاومت مصالح انرژی کرنشی مودال به دست می‌آید. تغییرات انرژی کرنشی مودال در گام‌های بارگذاری خسارت را نشان می‌دهد. تغییر کارمایه کرنشی مودال (MSE)، تا کنون برای آشکارسازی خسارت در بسیاری از سازه‌ها به کار رفته است. Stubbs و همکاران (1992)، براساس کاهش کارمایه کرنشی مودال بین دو درجه آزادی، شاخصی را برای تعیین خسارت پیشنهاد دادند و آن را برای آسیب‌یابی سازه به کار بردند. Stubbs و همکاران (1995) این رابطه‌ها را برای تیر اولر- برنولی گسترش دادند. در یک تیر اولر- برنولی انرژی کرنشی کل با رابطه (۳-۱۰) به دست می‌آید (Stubbs et al., 1995) و (Ndambi et. al, 2002):

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L EI \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (۳-۱۰)$$

در رابطه (۳-۱۰)  $EI$  سختی خمشی،  $L$  طول تیر و  $w$  تابع خیز تیر است. اگر به جای تابع شکل  $w$  شکل مود  $\phi(x)$  جایگزین شود، انرژی کرنشی مودال بین دو نقطه  $a_j$  و  $a_{j+1}$  از ناحیه  $j$  در تیر محاسبه خواهد شد.

$$U_{ij} = \frac{1}{2} \int_{a_j}^{a_{j+1}} EI_j \left( \frac{\partial^2 \phi_i}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (۳-۱۱)$$

نسبت انرژی کرنشی ناحیه  $j$  ام از تیر میان دو نقطه انتهایی  $a_j$  و  $a_{j+1}$  به انرژی کرنشی کل تیر با رابطه‌های (۳-۱۲) و (۳-۱۳) محاسبه می‌شود. در این رابطه‌ها، عبارت‌های  $\mu_{ij}$  نسبت کارمایه کرنشی



و زیرنویس  $i$  نشان‌دهنده مود ارتعاشی است. رونویس‌های  $u$  و  $d$  به ترتیب حالت خسارت‌ندیده و خسارت‌دیده از سازه را نشان می‌دهند.

$$\mu_{ij}^d = U_{ij}^d / U_i^d, \quad U_{ij}^d = \frac{1}{2} \int_{a_j}^{a_{j+1}} EI^d(x) \left( \frac{\partial^2 \phi_i^d}{\partial x^2} \right) dx, \quad U_i^d = \frac{1}{2} \int_0^L EI^d \left( \frac{\partial^2 \phi_i^d}{\partial x^2} \right) dx \quad (12-3)$$

$$\mu_{ij}^u = U_{ij}^u / U_i^u, \quad U_{ij}^u = \frac{1}{2} \int_{a_j}^{a_{j+1}} EI^u(x) \left( \frac{\partial^2 \phi_i^u}{\partial x^2} \right) dx, \quad U_i^u = \frac{1}{2} \int_0^L EI^u \left( \frac{\partial^2 \phi_i^u}{\partial x^2} \right) dx \quad (13-3)$$

با ساده‌سازی عبارت‌های ریاضی (۱۲-۳) و (۱۳-۳) و کاربرد قضیه مقدار میانگین در حالت تعمیم‌یافته، می‌توان نسبت سختی سازه خسارت‌دیده ( $EI_j^d$ ) به سختی سازه خسارت‌ندیده ( $EI_j^u$ ) را پیدا کرد:

$$\frac{EI_j^d}{EI_j^u} = \frac{\int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx}{\int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx} \times \frac{\int_0^L (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx}{\int_0^L (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx} \quad (14-3)$$

باید توجه کرد که در برخی از نقاط اندازه‌گیری کارمایه کرنشی به سمت صفر میل می‌کند و رابطه (۱۴-۳) برای این نقطه‌ها بینهایت می‌شود. برای پیشگیری از این حالت‌های نادرست عبارت

$$\int_0^L (\partial^2 \phi_i / \partial x^2)^2 dx$$

را به صورت و مخرج کسر اول در رابطه (۱۴-۳) می‌افزایند. از طرفی رابطه (۳-۳)

(۱۴) تغییر کارمایه کرنشی مود  $i$  ام را به تغییرات سختی وابسته می‌کند. در صورتی که همه موده‌های ارتعاشی روی تغییرات کارمایه کرنشی اثر می‌گذارند. برای مشارکت دادن همه موده‌های ارتعاشی اندازه‌گیری شده، می‌توان در صورت و مخرج رابطه‌ی (۱۴-۳) حاصل جمع کارمایه کرنشی موده‌های ارتعاشی را در نظر گرفت. این کارها رابطه (۱۵-۳) را نتیجه می‌دهند که برای محاسبه شاخص

خسارت  $\beta_j$  به کار می‌رود (Stubbs et al., 1995) و (Doebbling et al., 1996):

$$\beta_j = \frac{\sum_{i=1}^m \left( \int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx + \int_0^L (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx \right) \times \int_0^L (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx}{\sum_{i=1}^m \left( \int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx + \int_0^L (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx \right) \times \int_0^L (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx} \quad (15-3)$$

شاخص خسارت  $\beta_j$  خسارت را در درجه آزادی زام سازه آشکار می‌سازد ولی شدت خسارت را نشان نمی‌دهد. برای نشان دادن شدت خسارت‌ها Stubbs و همکاران (1995) رابطه‌های دیگری پیشنهاد داده‌اند. رابطه‌های پیشنهادی بر مبنای کاهش نسبی سختی خمشی، به صورت رابطه‌های (3-16)، (3-17) و (3-18) درمی‌آیند (Stubbs et al., 1995) و (Doebling et al., 1996):

$$\alpha_j = \left( \sum_{i=1}^m g_{ij}^u \right) / \left( \sum_{i=1}^m g_{ij}^d - 1 \right) \quad (16-3)$$

$$g_{ij}^u = \int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx / \int_0^L (\partial^2 \phi_i^u / \partial x^2)^2 dx \quad (17-3)$$

$$g_{ij}^d = \int_{a_j}^{a_{j+1}} (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx / \int_0^L (\partial^2 \phi_i^d / \partial x^2)^2 dx \quad (18-3)$$

در رابطه (3-16)  $\alpha_j$  کاهش سختی را در ناحیه آزاد تیر نشان می‌دهد. بنابراین، مقادیرهای بزرگتر  $\alpha_j$  مکان‌هایی را نشان می‌دهند که در آنها خسارت بیشتری وجود دارد. این روش بدون نیاز به الگوی عددی مکان و شدت خسارت‌ها را تعیین می‌کند، ولی به دلیل نیاز به مشتق‌گیری مرتبه دوم دشوار است. الگوریتم‌های عددی این کارها را آسان‌تر کرده‌اند.

در پی پژوهش‌های Stubbs و همکارانش (1992) و (1995)، بسیاری از پژوهشگران برای بررسی کارایی و بهبود روش کارمایه کرنشی تلاش کردند (Cornwell et al., 1997). Stubbs و Topole (1995)، کارایی این روش را با مجموعه محدودی از عامل‌های مودال بررسی کردند. روش دیگری را

Shi و همکاران (2002) برای تعیین خسارت با تغییر کارمایه کرنشی ارائه دادند. روش پیشنهادی آنها نه تنها محل، بلکه بزرگی خسارت را نیز تعیین می‌کرد ولی تنها برای حالت‌های با نویز بسیار کم رضایت‌بخش بود.

### ۳-۴-۳ - ماتریس نرمی

یکی از روش‌های ارزیابی خسارت محاسبه ماتریس نرمی است. به کمک ماتریس نرمی که از داده‌های تجربی محاسبه می‌شود، می‌توان مکان خسارت‌ها را پیدا کرد. در این روش نیازی به محاسبه کرنش‌های مودال نیست. ماتریس نرمی نیروی ایستای وارده را به تغییرمکان سازه وابسته می‌کند. این ماتریس با مودهای هم‌پایه شده نسبت به ماتریس جرم و بسامدهای طبیعی محاسبه می‌شود. برای محاسبه دقیق ماتریس نرمی باید همه شکل مودها و بسامدهای ویژه اندازه‌گیری شوند. این کار در آزمایشگاه امکان‌پذیر نیست. بنابراین ماتریس نرمی محاسبه شده با داده‌های آزمایشگاهی خطا دارد. ماتریس نرمی به تغییرات مودها در بسامدهای پایین‌تر حساس‌تر است. از این رو با شمار محدودی از مودهای ارتعاشی نخست سازه، ماتریس نرمی با دقت مناسبی محاسبه می‌شود.

روند محاسبه ماتریس نرمی را از دیدگاه نظری می‌توان به‌آسانی دنبال کرد. محاسبه ماتریس نرمی به الگوی جزء محدود سازه نیازی ندارد و از رابطه‌های ساده معادله حرکت در دینامیک سازه‌ها به دست می‌آید (Gao et al., 2007):

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f \quad (۱۹-۳)$$

در این رابطه،  $M$  ماتریس جرم،  $C$  ماتریس میرایی،  $K$  ماتریس سختی،  $x$  بردار تغییرمکان و  $f$  بردار نیرو است. با در نظر گرفتن ویژگی تعامدی شکل مودها نسبت به ماتریس جرم و سختی، می توان رابطه های (۲۰-۳) را نوشت (Gao et al., 2007):

$$\bar{M} = \phi^T M \phi, \quad \bar{K} = \phi^T K \phi \quad (20-3)$$

در رابطه (۲۰-۳)،  $\bar{M}$  ماتریس قطری جرم و  $\bar{K}$  ماتریس سختی قطری و  $\phi$  ماتریس شکل مودها است. توان دوم بسامدهای مودال از ماتریس  $\Lambda$  در رابطه (۲۱-۳) به دست می آیند:

$$\Lambda = \bar{M}^{-1} \bar{K} \quad (21-3)$$

در رابطه (۲۱-۳)، توان دوم بسامدهای مودال روی قطر اصلی ماتریس  $\Lambda$  جای دارند. جای گذاری رابطه های (۲۰-۳) در (۲۱-۳) و ساده سازی، رابطه (۲۲-۳) را نتیجه می دهد (Gao et al., 2007).

$$\phi^T K \phi - \phi^T M \phi \Lambda = 0 \quad (22-3)$$

$$v = (\phi^T M \phi)^{1/2} = \bar{M}^{1/2} \quad (23-3)$$

با گذاشتن ماتریس قطری  $v$  در معادله (۲۲-۳)، رابطه های (۲۴-۳) به دست می آیند.

$$\phi^T K \phi - v^2 \Lambda = 0, \quad \phi^T K \phi = v^T \Lambda v \quad (24-3)$$

بنابراین، ماتریس سختی را می توان به کمک رابطه (۲۵-۳) محاسبه کرد.

$$K = (\phi^T)^{-1} v^T \Lambda v \phi^{-1} \quad (25-3)$$

با توجه به این که ماتریس نرمی وارون ماتریس سختی است، رابطه کلی ماتریس نرمی سازه به صورت رابطه (۲۶-۳) است (Gao et al., 2007).

$$F = \phi v^{-1} \Lambda^{-1} v^{-1} \phi^T \quad (26-3)$$

رابطه (۲۶-۳) اثر شکل مودها و بسامدها را روی ماتریس نرمی نشان می‌دهد. بنا به رابطه (۲۶-۳)، ماتریس نرمی با وارون توان دوم بسامدها وابسته است و بسامدهای بالاتر روی ماتریس نرمی کمتر اثر می‌گذارند. در عمل تنها می‌توان تعداد محدودی از بسامدها را اندازه گرفت. از این رو ماتریس نرمی محاسباتی خطا دارد. اگر تعداد مودهای اندازه‌گیری شده از تعداد درجه‌های آزادی کمتر باشند، خطای محاسباتی ماتریس نرمی را می‌توان با روش میانگین‌گیری Frobenius محاسبه کرد. محاسبه میانگین Frobenius برای نمونه‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که می‌توان از این خطا چشم پوشید (Gao et al., 2007). خطای محاسبه ماتریس سختی که از وارون ماتریس نرمی به دست می‌آید، بیشتر است. به همین دلیل، در بیشتر پژوهش‌ها روش نرمی را به کار می‌برند.

روش ماتریس نرمی را تا کنون پژوهشگران بسیاری برای آشکارسازی خسارت به کار برده‌اند. Pandey و Biswas (1994) و (1995) با بررسی تغییر ماتریس نرمی، خسارت‌ها را شناسایی و مکان‌یابی کردند. Zhang و Aktan (1995) از مفهوم خمیدگی برای مقایسه ماتریس‌های نرمی در گام‌های خسارت بهره گرفتند. آنها تغییر خمیدگی ستون‌های ماتریس نرمی را به عنوان نشان خسارت در سازه تعریف کردند. بررسی و مقایسه روش‌ها نشان می‌دهند که بسیاری از روش‌های پیشنهادی ابتکاری هستند و برای گونه ویژه‌ای از سازه‌ها پاسخ رضایت‌بخشی دارند. روش‌های ابتکاری پایه نظری ندارند و تنها با ابتکار و مشاهده و آزمایش روی داده‌های گوناگون پیشنهاد شده‌اند. یکی از این روش‌های ابتکاری، روش Pandey و Biswas (1994) می‌باشد که در آن ماتریس‌های نرمی پیش و پس از خسارت با یکدیگر مقایسه می‌شوند و بیشترین تغییر هر ستون از ماتریس نرمی را به عنوان شاخص خسارت در نظر می‌گیرند. تغییر ماتریس نرمی پیش و پس از خسارت با ماتریس  $[\Delta]$  تعریف می‌شود (Choi et al., 2008):

$$[\Delta] = [F^d] - [F] \quad (27-3)$$

در این رابطه،  $[F]$  و  $[F^d]$  به ترتیب ماتریس‌های نرمی پیش و پس از خسارت هستند. قدرمطلق بیشترین تغییر درایه‌های ستون  $j$  از ماتریس  $[\Delta]$ ، که  $\bar{\delta}_j$  نام دارد، با رابطه (۲۸-۳) حاصل می‌شود (Alvandi and Ceremona, 2006) و (Choi et al., 2008):

$$\bar{\delta}_j = \max |\delta_{ij}| \quad ; \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (28-3)$$

در رابطه (۲۸-۳)  $\bar{\delta}_j$ ، خسارت را در درجه آزادی  $j$  ام مشخص می‌سازد و  $n$  تعداد درجه‌های آزادی است. برای بررسی تغییرات ماتریس نرمی، Zhang و Aktan (1995)، با کمک دو راهکار نرمی و خمیدگی، روش تغییر در خمیدگی سطح بار واحد را پیشنهاد کردند. شکل تغییر یافته سازه در اثر بار واحد، سطح بار واحد نام دارد. این سطح از ستون‌های ماتریس نرمی به دست می‌آید و خمیدگی آن با روش تفاضل مرکزی محاسبه می‌شود. به بیان دیگر، Zhang و Aktan (1995) به جای محاسبه خمیدگی شکل مودها، خمیدگی ستون‌های ماتریس نرمی را محاسبه و به عنوان شاخص خسارت ارائه دادند. آنها هر یک از ستون‌های ماتریس نرمی را یک بردار فرض کردند و خمیدگی یا انحنای هر بردار را با روش‌های ریاضی مانند تفاضل محدود به دست آوردند. این پیشنهادی شاخص Zhang و Aktan (1995) با رابطه (۲۹-۳) محاسبه می‌شود:

$$[D] = \sum_{i=1}^n \left| \{F_i^d\}'' - \{F_i\}'' \right| \quad (29-3)$$

در رابطه (۲۹-۳) ماتریس  $[D]$  قدرمطلق تغییر خمیدگی‌ها و  $n$  تعداد درجه‌های آزادی است. برای مقایسه ماتریس‌های نرمی درگام‌های خسارت و محاسبه شاخص خسارت، روش‌های دیگری مانند روش واریسی واحد، روش خطای ماتریس سختی و نرمی باقی‌مانده نیز پیشنهاد شده‌اند. Bernal (2002a) روش نوینی را برای بررسی تغییر ویژگی‌های ماتریس نرمی ارائه داد. روش پیشنهادی وی

پایه نظری داشت و ابتکاری نبود. Bernal (2002a) با تجزیه مقدار منفرد ماتریس نرمی و پیدا کردن فضای صفر این ماتریس، بردارهایی را برای نشان دادن مکان خسارتها تعریف کرد. او این بردارها را بردارهای مکان‌یابی خسارت (DLV) نامید. کارآیی روش DLV برای مکان‌یابی خسارتها با کمک آزمایش‌های محک نشان داده شد (Bernal 2002b) و (Bernal and Gunes, 2004). Zonta و همکاران (2003) ماتریس نرمی را در فضای کرنش‌ها تصویر کردند و با این راهکار، پیشروی خسارتها را نشان دادند.

### ۳-۵- خلاصه فصل سوم

در این فصل، روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت در سازه‌ها مرور شدند و هدف‌های اصلی از به کارگیری این روش‌ها مورد بحث قرار گرفتند. این بحث‌ها همراه با دسته‌بندی روش‌ها و بیان کاستی‌ها و برتری‌های هر یک از آنها ارائه شد. روش‌های شناسایی خسارت به کمک داده‌های مودال به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته نخست، بر اساس تغییرات عامل‌های مودال اولیه (بسامدها، میرایی و شکل مودها) پیشنهاد شده‌اند و یک دیدگاه کلی از تغییرات سختی سازه می‌دهند. در دسته دوم با کمیت‌های محاسباتی مودال مانند کرنش‌ها، کارمایه کرنشی و نرمی به بررسی سازه‌ها می‌پردازند. با این کمیت‌ها، می‌توان خسارت‌های محلی را تعیین کرد و از مکان و شدت خسارت‌ها آگاه شد. برای یافتن عامل‌های ناشناخته مانند شرایط مرزی، اندازه ترک‌ها و پدیدهایی مانند نرم‌شوندگی و سخت‌شوندگی کرنش‌ها، روش‌های بدون الگوی عددی پاسخگو نیستند. در این موارد باید از یک الگوی عددی که با داده‌های مودال به‌نگام می‌شود، بهره گرفت.





فصل چهارم

شناسایی مکان و شدت خسارت‌ها به کمک  
داده‌ای مودال

#### ۴-۱- پیشگفتار

روش‌های مکان‌یابی خسارت در پژوهش‌های بیشماری به‌طور کامل بررسی شده‌اند، در حالی که بررسی شدت خسارت‌ها در مرحله مقدماتی قرار دارند. از این رو، در این پژوهش تلاش شد تا شاخصی پیشنهاد شود که توانایی شناسایی هم‌زمان مکان و شدت خسارت را دارا باشد. در این فصل با معرفی شاخصی بر پایه‌ی داده‌های مودال به دست آمده از سازه، به ارزیابی خسارت در سازه‌ها پرداخته می‌شود. توانایی این روش برای داده‌های به دست آمده از نمونه‌های عددی و با ایجاد خسارت‌های ساختگی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

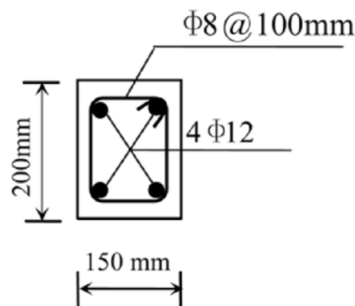
#### ۴-۲- صحت‌سنجی داده‌های مودال و خسارت‌های ساختگی

در این پژوهش، الگوی عددی چند نمونه تیر بتنی با در نظر گرفتن خسارت‌هایی به صورت ترک‌های ساختگی، در نرم‌افزار اجزای محدود مدل‌سازی شدند و داده‌های مودال آن‌ها به دست آمدند. سپس، بر اساس روش‌های انرژی، شاخص خسارت نوینی پیشنهاد شد و با در نظر گرفتن داده‌های مودال الگوهای عددی، به شناسایی محل خسارت و برآورد شدت خسارت‌های ساختگی در نمونه‌ها پرداخته شد. به منظور اطمینان هرچه بیشتر از نتیجه‌های به دست آمده، نمونه‌های عددی بر اساس آزمایش یکی از پژوهش‌های پیشین مدل‌سازی شدند. در ادامه، میزان نزدیکی عامل‌های مودال نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

#### ۴-۲-۱- صحت‌سنجی داده‌های مودال

به منظور اطمینان از نمونه‌ی عددی مورد بررسی در این پژوهش و همچنین سنجش توانایی روش پیشنهادی در عمل و برای داده‌های مودال واقعی، از نمونه‌های آزمایشگاهی پژوهش Baghiee و همکاران (2009) استفاده شد. این آزمایش‌ها روی چند نمونه تیر بتنی انجام شده‌اند. در این

آزمایش‌ها، چند تیر بتنی با عرض ۱۵۰mm، ارتفاع ۲۰۰mm و طول ۲۲۰۰mm ساخته و آزمایش شدند. در ساخت نمونه‌ها بتن با مقاومت معمولی (۲۰ MPa) به کار برده شد. این نمونه‌ها با میلگردهای فولادی به قطر ۱۲mm، در بالا و پایین مقطع، برای تحمل نیروهای خمشی مسلح شدند. برای خاموت‌های عرضی میلگردهای با قطر ۸mm، با فاصله مرکز به مرکز ۱۰۰mm، به کار رفته‌اند. شکل (۱-۴) جزئیات سطح مقطع یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد. ویژگی‌های هندسی و مصالح نمونه‌های تیرهای بتنی در جدول (۱-۴) آمده‌اند (Baghiee et al., 2009).



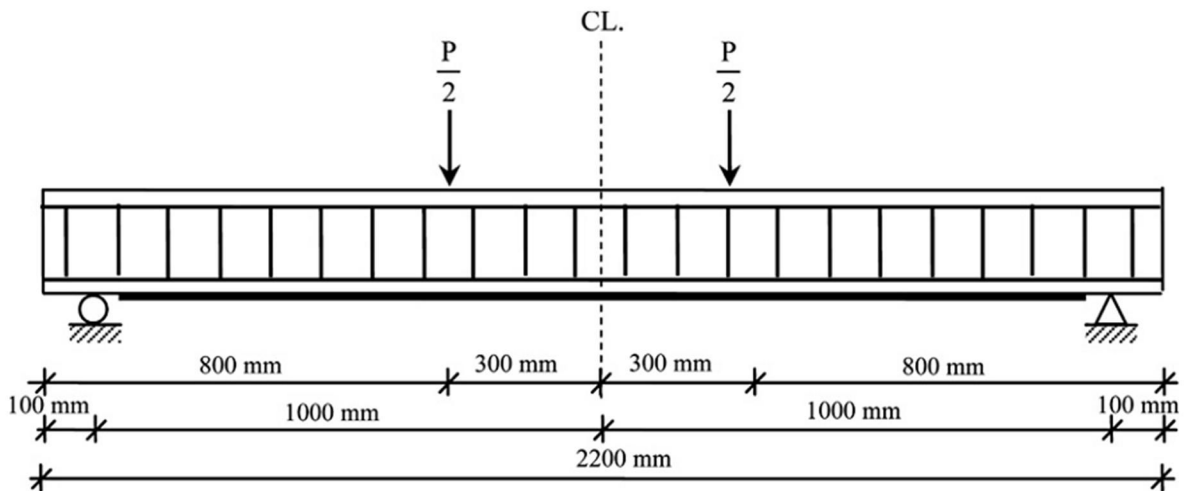
شکل (۱-۴) جزئیات سطح مقطع نمونه‌ی آزمایشی (Baghiee et al., 2009)

جدول (۱-۴) ویژگی‌ها و جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی (Baghiee et al., 2009)

نمونه	$f'_{cu}$ (MPa)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (mm <sup>2</sup> )	فاصله خاموت‌ها (mm)	$d$ (mm)	$d'$ (mm)
B1	۲۰	۲۲۶	۲۲۶	۱۰۰	۱۷۵	۲۵

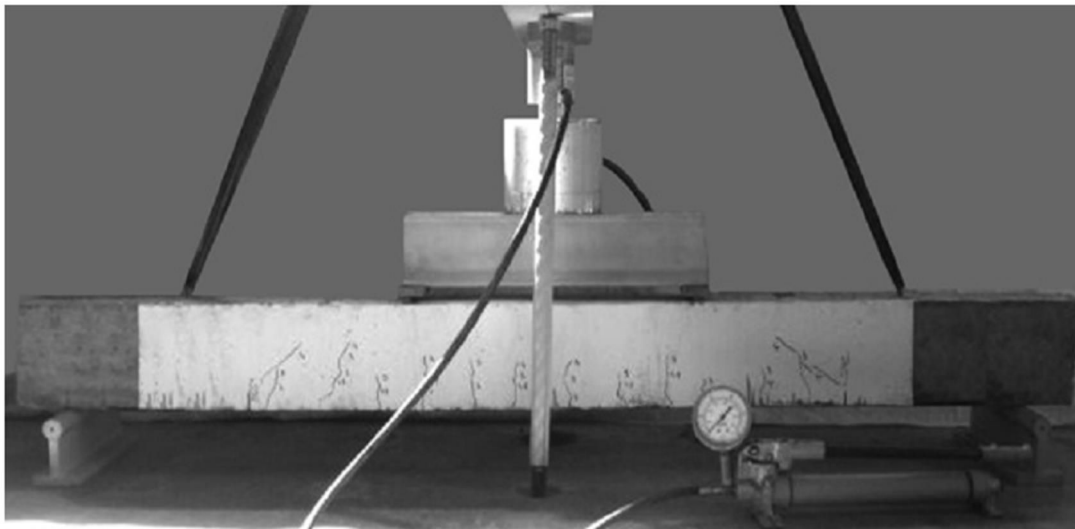
این آزمایش‌ها در دو بخش استاتیکی و ارتعاشی انجام شده‌اند.

در بخش استاتیکی، نمونه‌ها در چندین گام، تحت بارهای استاتیکی به صورت خمش چهار نقطه‌ای قرار گرفته‌اند. شکل (۲-۴)، دستگاه آزمون استاتیکی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نمونه‌ها در آزمون استاتیکی روی تکیه‌گاه‌هایی به فاصله‌ی ۱۰cm از دو انتهای آزاد خود قرار گرفتند و به کمک جک هیدرولیکی موجود در آزمایشگاه در دو نقطه به فاصله‌ی ۳۰cm از میانه‌ی تیر، نیروهای متمرکزی با آن‌ها وارد شدند.



شکل (۲-۴) دستگاه آزمون استاتیکی (Baghiee et al., 2009)

با اعمال این نیروها در هر مرحله از بارگذاری استاتیکی، ترک‌هایی در قسمت کششی نمونه ایجاد شدند. این ترک‌ها، خسارت‌های تدریجی ایجاد شده در نمونه‌های آزمایشگاهی هستند و باعث کاهش سختی نمونه نسبت به حالت پیشین خود می‌شوند. شکل (۳-۴) چگونگی رشد ترک‌ها در نتیجه‌ی آزمون استاتیکی خمش چهار نقطه‌ای را نشان می‌دهد.



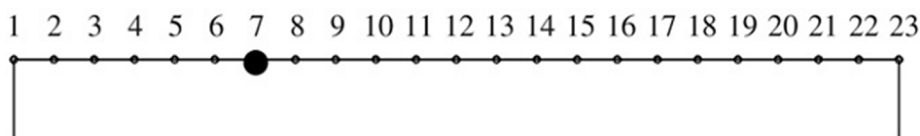
شکل (۳-۴) خسارت‌های ایجاد شده در نتیجه‌ی آزمون استاتیکی (Baghiee et al., 2009)

در بخش ارتعاشی آزمایش، پس از هر گام بارگذاری با آزمایش مودال در حالت آویزان، نمودارهای پاسخ‌های بسامدی (FRF) نمونه‌ها در هر یک از درجات آزادی به دست آمدند. شکل (۴-۴) نمونه‌ی را تحت آزمون مودال و در حالت آویزان را نشان می‌دهد.



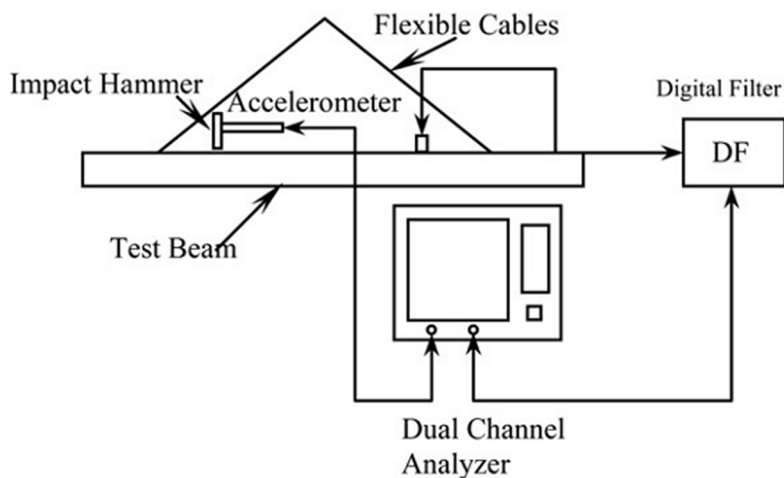
شکل (۴-۴) حالت آویزان نمونه برای انجام آزمون مودال (Baghiee et al., 2009)

علت در نظر گرفتن حالت آویزان برای نمونه‌ها در آزمون ارتعاشی کاهش اثر تکیه‌گاهی و جلوگیری از خطاهای است که در صورت وجود آن‌ها رخ می‌دهد. نمونه‌ها در حالت آویزان به کمک چکش ضربه در درجه‌های آزادی مختلف تحریک می‌شوند و نیروهای تحریک و پاسخ آن اندازه‌گیری می‌شود. به منظور اندازه‌گیری پاسخ نمونه، حسگری در درجه‌ی آزادی هفتم قرار داده شده است. شکل (۴-۵) محل قرارگیری حسگر بر روی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. پاسخ‌های اندازه‌گیری شده از میزان نیروی چکش ضربه و پاسخ حاصل از آن در حسگر به تحلیل گر رقومی انتقال داده می‌شوند و به کمک آن تابع‌های پاسخ بسامدی (FRF)ها برای هر یک از نمونه‌ها به دست می‌آیند.



شکل (۴-۵) درجه‌های آزادی و محل قرارگیری حسگر در نمونه‌های آزمایشگاهی (Baghiee et al., 2009)

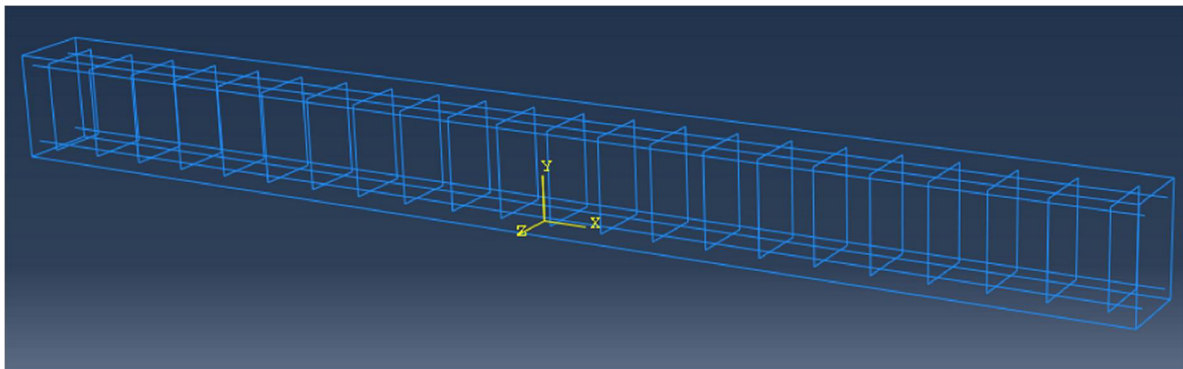
شکل (۴-۶)، دستگاه آزمایش ارتعاشی و چگونگی انتقال نمونه‌ها به تحلیل گر رقومی را نشان می‌دهد.



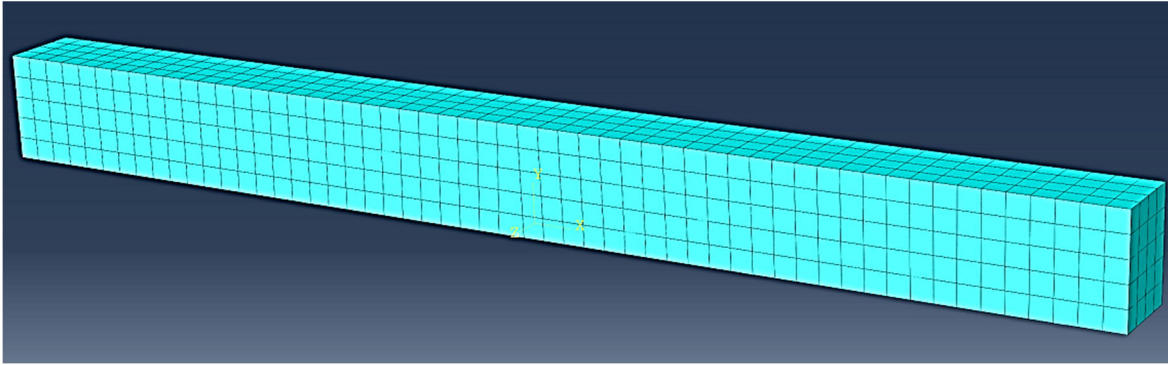
شکل (۴-۶) دستگاه آزمون ارتعاشی (Baghiee et al., 2009)

با داشتن تابع‌های پاسخ بسامدی و پس از تحلیل آن‌ها، بسامدهای ویژه و شکل مودهای نمونه‌ها اندازه‌گیری شدند.

در این پژوهش، الگوی عددی سه‌بعدی نمونه‌ها بر اساس آزمایش Baghiee و همکاران با کمک نرم‌افزار ABAQUS (2006) ساخته شد. شکل‌های (۴-۷) و (۴-۸) الگوی عددی نمونه تیر بتنی را نشان می‌دهد. در ساختن این الگوی عددی تلاش شده تا رفتار ارتعاشی آن مانند نمونه واقعی باشد. ویژگی‌های بتن و فولاد موجود در این الگو در جدول (۴-۲) آمده است.



شکل (۴-۷) میلگردهای طولی و عرضی الگوی عددی نمونه



شکل (۴-۸) مصالح بتن الگویی عددی نمونه

جدول (۴-۲) ویژگی‌های مکانیکی مصالح در الگویی عددی

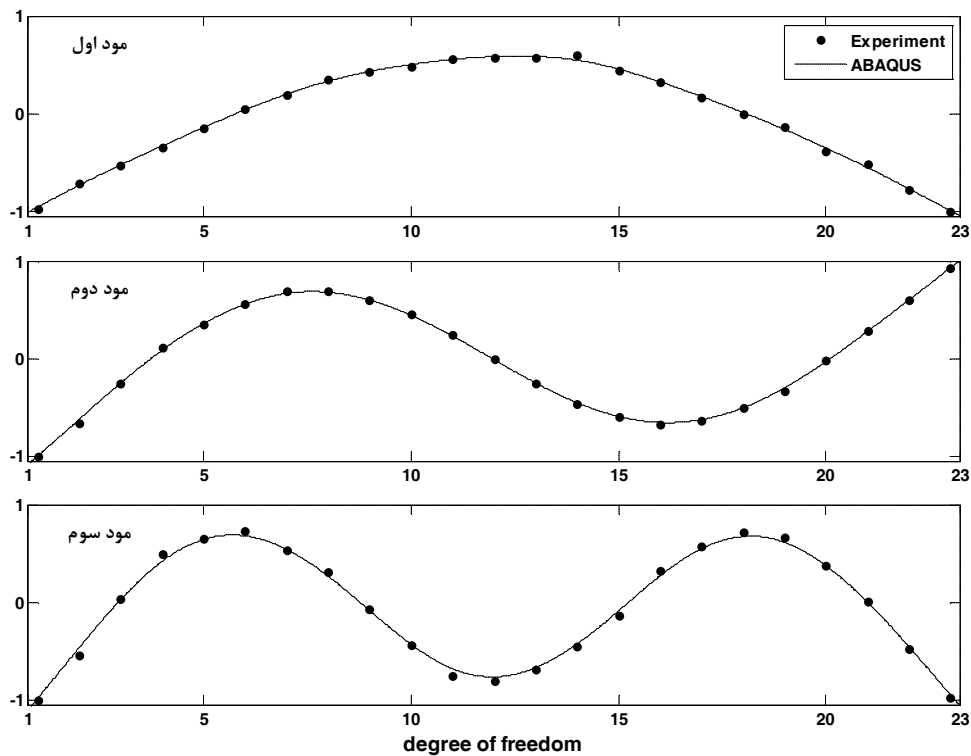
مصالح	ضریب کشسانی (GPa)	چگالی (kg/m <sup>3</sup> )	نسبت پواسن	$f_{cu}$ (Mpa)	$f_y$ (Mpa)
بتن	۱۷	۲۴۰۰	۰/۱۷	۲۰	---
فولاد	۲۰۰	۷۸۵۰	۰/۳	---	۴۰۰

در این جا نتیجه‌های شبیه‌سازی رفتار نمونه‌ی آزمایشگاهی در حالت خسارت‌نندیده با الگویی عددی مورد بحث ارائه می‌شود. این نتیجه‌ها از تحلیل ارتعاش آزاد الگویی جزء محدود نمونه در شکل‌های (۴-۷) و (۴-۸) به دست آمدند. شرایط مرزی در این تحلیل عددی مانند آزمایش حالت آویزان در نظر گرفته شد و بسامدهای تحلیل عددی و روش تجربی بسیار نزدیک بود که در جدول (۴-۳) درج شده است.

جدول (۴-۳) بسامدهای ویژه تجربی و عددی نمونه B1

شماره مود	بسامدهای ویژه (Hz)	
	تحلیل اجزای محدود	نتیجه‌های تجربی
مود اول	۱۱۴/۲۸	۱۱۴/۴۸
مود دوم	۲۹۸/۴۲	۳۰۴/۸۹
مود سوم	۵۶۰/۲۴	۵۶۳/۱۹

شکل مودهای تجربی و عددی و نیز با یکدیگر مقایسه شدند. شکل (۹-۴) این مقایسه‌ها را نشان می‌دهد. بنا به شکل (۹-۴) داده‌های تجربی و عددی به یکدیگر بسیار نزدیک هستند. این مقایسه‌ها هماهنگی الگوی عددی و تجربی را مشخص می‌کنند.



شکل (۹-۴) شکل مودهای تجربی و عددی نمونه

نتیجه‌های راستی‌آزمایی که در این بخش ارائه شدند، قابل اطمینان بودن روش‌های آزمایش و روش‌های شناسایی عامل‌های مودال بنیادی را روشن ساختند. در این بررسی درستی داده‌های مودال حالت خسارت‌نندیده مورد بحث قرار گرفت. در واقع، بسامدها و شکل مودهای ارتعاشی الگوی عددی ساخته شده در نرم‌افزار با بسامدها و شکل مودهای نمونه‌های آزمایشگاهی پژوهش Baghiee و همکاران مورد مقایسه قرار گرفتند و تطابق مناسبی با هم داشتند. داده‌های مودال حالت خسارت‌نندیده، داده‌های مودال مبنا هستند که مبنای مقایسه تغییرات عامل‌های مودال ناشی از خسارت یا تقویت نمونه‌ها قرار می‌گیرند. در بخش بعدی، تغییرات عامل‌های مودال ناشی از خسارت نمونه‌ها ارزیابی می‌شوند. این ارزیابی با کمک شاخص‌های خسارت انجام خواهد شد. باید دانست،

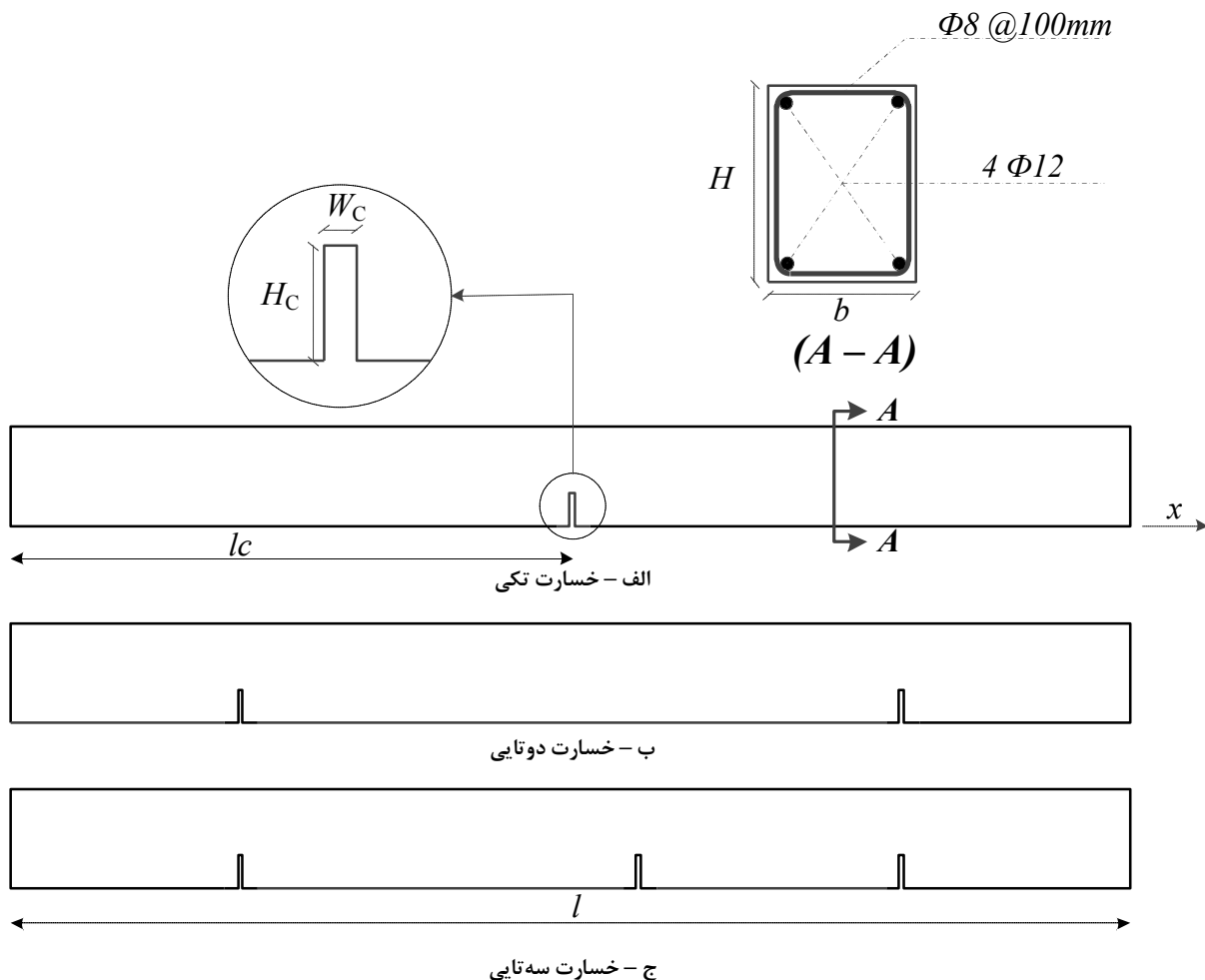


سازوکارهای ترک‌خوردگی و شکست در سازه‌های بتنی با سازه‌های دیگر تفاوت دارد و به‌آسانی نمی‌توان توانایی برخی از روش‌های آشکارسازی را در نشان دادن پیشروی ترک‌ها در بتن آزمود. به بیان دیگر، به منظور بررسی و ارزیابی توانایی روش‌های مختلف شناسایی خسارت، به علت پیچیدگی رفتار و ساز و کار ترک‌خوردن بتن، به جای مدل‌سازی خسارت‌های واقعی و در نظر گرفتن روندی دلخواه برای رشد ترک، خسارت‌هایی به صورت ترک‌هایی ساختگی الگو سازی می‌شوند. از این رو، می‌توان گفت شاخص خسارتی که توانایی شناسایی خسارت‌های ساختگی در یک الگوی عددی را داشته باشد می‌تواند خسارت‌های واقعی ایجاد شده در نمونه‌ها را نیز برآورد کند. در ادامه طرح خسارت‌های ساختگی برای الگوی عددی نمونه‌ها شرح داده می‌شود.

#### ۴-۲-۲ - خسارت‌های ساختگی در الگوی جزء محدود نمونه‌ها

برای بررسی برخی از روش‌های آشکارسازی خسارت افزون بر داده‌های تجربی، داده‌های دریافتی از شبیه‌سازی عددی نیز لازم است. زیرا در شبیه‌سازی عددی مکان خسارت‌ها مشخص می‌باشد و بدون وجود نویز، دقت روش‌های آشکارسازی را برای مکان‌یابی بهتر می‌توان نشان داد. به بیان دیگر، به علت شرایط مختلف محیطی، داده‌های آزمایشگاهی با خطاهایی همراه هستند که وجود این خطاها پژوهش‌گر را از بررسی دقیق توانایی و کارآمد بودن شاخص خسارت ناتوان می‌سازد. از طرف دیگر، خسارت در بیشتر سازه‌های بتنی به صورت ترک‌های گسترده روی می‌دهد. یافتن مکان دقیق این ترک‌های گسترده به‌آسانی امکان‌پذیر نیست و پژوهشگران در این زمینه یکسان نظر نمی‌دهند. این ویژگی، روش‌های ارزیابی خسارت در سازه‌های بتنی را با مشکل روبرو می‌کند. شایان توجه است که بسیاری از روش‌های ارزیابی خسارت توانایی آشکارسازی خسارت‌های گسترده و چندتایی را ندارند و بایستی این روش‌ها را روی خسارت‌های ساختگی در الگوهای عددی آزمود. بنابراین، در این پژوهش نیز، خسارت‌هایی ساختگی به صورت ترک‌هایی با ارتفاع‌های متفاوت در محل‌های مختلفی از طول تیر در نظر گرفته می‌شوند و توانایی روش شناسایی خسارت به کمک آن‌ها مورد سنجش قرار می‌گیرد.

در این پژوهش برای آزمودن توانایی‌های روش‌های آشکارسازی خسارت، سه حالت خسارت ساختگی تکی، دوتایی و سه‌تایی در این الگوی عددی ایجاد شد. این خسارت‌ها به صورت ترک‌هایی با عرض ثابت  $W_C = 5\text{mm}$  و با عمق‌های مختلف  $H_C$  الگوسازی شدند. ترک‌هایی با ارتفاع مختلف ( $H_C$ ) از  $20\text{mm}$  تا  $100\text{mm}$  ( $h10$  تا  $h2$ ) در نمونه ایجاد شدند. این ترک‌ها در مکان‌های ( $lc$ ) مختلفی از طول نمونه واقع شده‌اند. شکل (۴-۱۰) مقطع تیر را به همراه خسارت‌های ساختگی ایجاد شده در الگوی عددی نمونه نشان می‌دهد. مکان خسارت‌ها و نسبت عمق ترک‌ها به ارتفاع مقطع تیر به ترتیب در جدول‌های (۴-۴) و (۵-۴) آمده است.



شکل (۴-۱۰) الگوی عددی نمونه تیر برای شدت خسارت‌ها

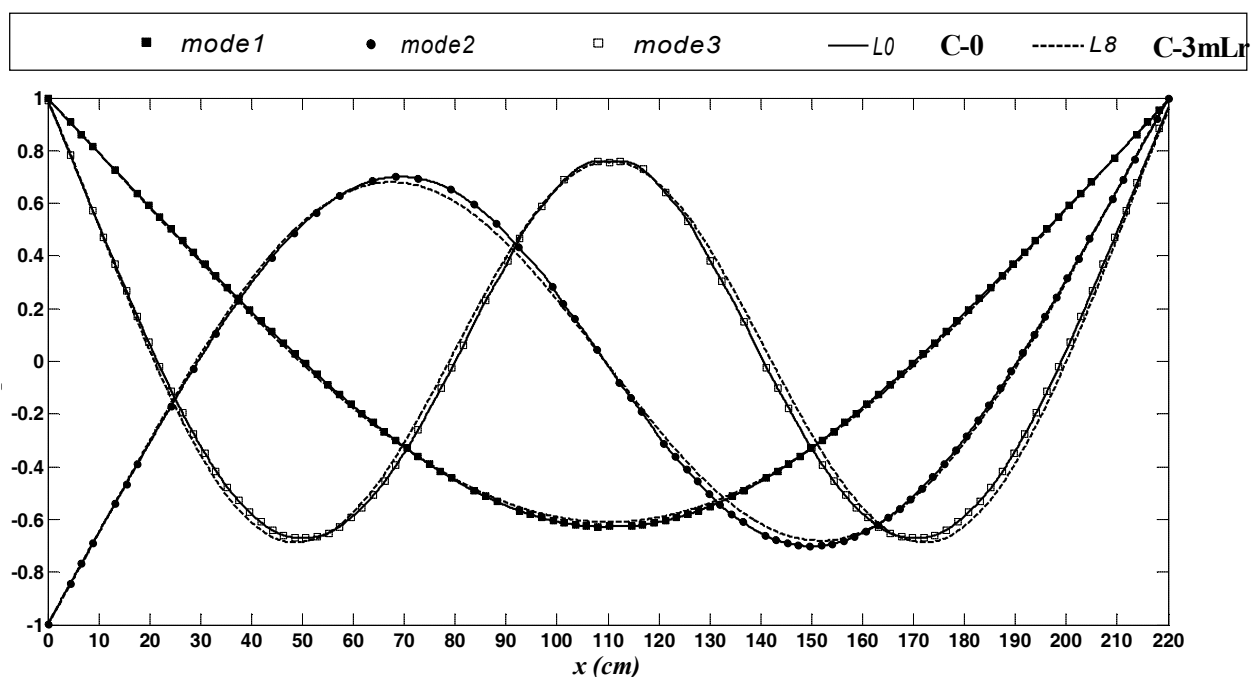
جدول (۴-۴) مکان خسارت‌های ساختگی برای نمونه

شماره طرح خسارت ساختگی	نوع خسارت	مکان خسارت ( $l_c$ ) (mm)
C-0	آسیب‌نندیده	----
C-1L	خسارت تکی - چپ	۵۰۰
C-1m	خسارت تکی - میانی	۱۱۰۰
C-1r	خسارت تکی - راست	۱۹۰۰
C-2Lr	خسارت دوتایی - چپ و راست	۵۰۰ و ۱۹۰۰
C-2Lm	خسارت دوتایی - چپ و میانی	۵۰۰ و ۱۱۰۰
C-2mr	خسارت دوتایی - میانی و راست	۱۱۰۰ و ۱۹۰۰
C-3mLr	خسارت سه‌تایی	۵۰۰ و ۱۱۰۰ و ۱۹۰۰

جدول (۴-۵) مرحله‌های خسارت و نسبت‌های ترک متناظر برای نمونه B1

مرحله‌های خسارت :	آسیب‌نندیده	$h2$	$h4$	$h6$	$h8$	$h10$
$H_C$ (mm) :	۰	۲۰	۴۰	۶۰	۸۰	۱۰۰

در این پژوهش، از داده‌های مودال به دست آمده از نمونه، برای شناسایی خسارت‌های تدریجی ایجاد شده در آن استفاده می‌شود. شکل مودهای ارتعاشی، یکی از مهم‌ترین داده‌های مودال هستند. از این رو، در هر خسارت، تحلیل مودال انجام شد و شکل مودهای نمونه محاسبه شدند. شکل (۴-۱۱)، مودهای اول تا سوم نمونه در مرحله‌ی آسیب‌نندیده (C-0) و در مرحله‌ی نهایی ( $h10$ ) خسارت سه‌تایی (C-3mLr) را نشان می‌دهد.

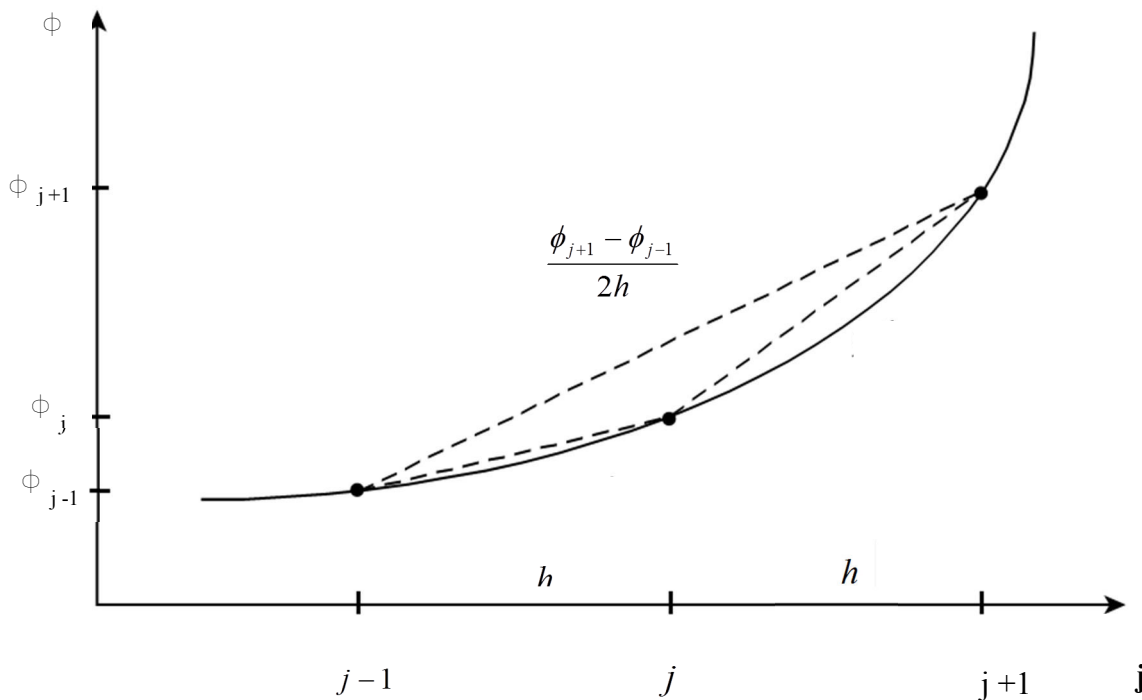


شکل (۴-۱۱) شکل مودهای ارتعاشی در حالت آسیب‌نندیده (C-0) و در مرحله‌ی نهایی (h10) خسارت سه‌تایی (C-3mLr).

همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، شکل مودهای ارتعاشی مربوط به نمونه‌ی آسیب‌نندیده و آسیب‌دیده در مرحله‌ی نهایی خسارت تفاوت چندانی باهم ندارند. از این رو، شناسایی محل خسارت به کمک آن‌ها نمی‌تواند نتیجه‌ای در بر داشته باشد. برخی از پژوهش‌گران، برای رفع این مشکل پیشنهاد کردند از مشتق دوم شکل مودهای ارتعاشی استفاده شود. این مشتق را خمیدگی یا کرنش مودال می‌نامند و از عامل‌های مودال محاسباتی محسوب می‌شود. Pandey و همکاران (1991) نشان دادند کرنش‌های مودال نسبت به شکل مودهای ارتعاشی حساسیت بیشتری به خسارت از خود نشان می‌دهند. آن‌ها برای محاسبه کرنش‌های مودال به کمک روش تفاوت مرکزی رابطه‌ی زیر را ارائه کردند:

$$\kappa = \frac{\phi_{(j+1)r} - 2\phi_{jr} + \phi_{(j-1)r}}{h^2} \quad (1-4)$$

در رابطه (۴-۱)  $h$  فاصله میان محل اندازه‌گیری‌ها است و  $\phi_{jr}$  تغییر مکان مودی در مختصه  $z$  و در مود  $r$  می‌باشد. شکل (۴-۱۲)، چگونگی محاسبه‌ی مشتق اول به کمک روش تفاوت مرکزی را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۲) چگونگی محاسبه‌ی مشتق به کمک روش تفاوت مرکزی

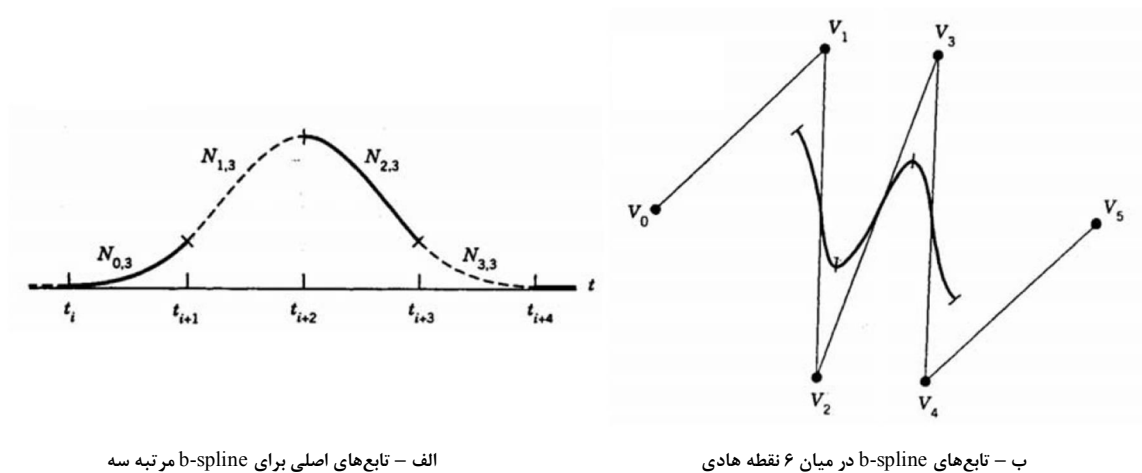
با دو بار استفاده از مشتق اول، می‌توان به رابطه‌ی مشتق دوم به کمک روش تفاوت مرکزی دست یافت. نتیجه‌های به دست آمده از این روش نامنظم هستند و از این رو، برای به دست آوردن مقدار دقیق خمیدگی‌ها به کمک این روش به یک شبکه اندازه‌گیری فشرده نیاز است و این کار در موده‌های ارتعاشی با بسامد بالاتر مشکل‌تر می‌شود (Pandey et al., 1991).

به منظور بهبود پاسخ‌های به دست آمده از روش تفاوت مرکزی، در بیشتر پژوهش‌ها از روش‌های برازش منحنی استفاده می‌شود. در واقع، نامنظمی‌های نتیجه شده از روش تفاوت مرکزی را می‌توان به کمک این روش‌ها از بین برد. یکی از روش‌های مناسب برای این کار، استفاده از تابع‌های b-Spline است. تابع‌های b-Spline (bending-Single parametric line)، یک منحنی چندجمله‌ای و تک‌عاملی

را میان شماری از نقطه‌های هادی ایجاد می‌کنند و پیوستگی خمیدگی محاسباتی را برقرار می‌سازند. معادله تابع‌های b-Spline مرتبه سه می‌توان به صورت رابطه‌ی زیر را نوشت (Anand, 1993):

$$P_i(t) = N_{0,3}(t)V_i + N_{1,3}(t)V_{i+1} + N_{2,3}(t)V_{i+2} + N_{3,3}(t)V_{i+3} \quad (۲-۴)$$

در رابطه (۲-۴)،  $V_i$  نقطه‌های هادی و  $N$  تابع‌های اصلی b-Spline مرتبه سه می‌باشند. شکل (۴-۱۳) این تابع‌ها را نشان می‌دهد.



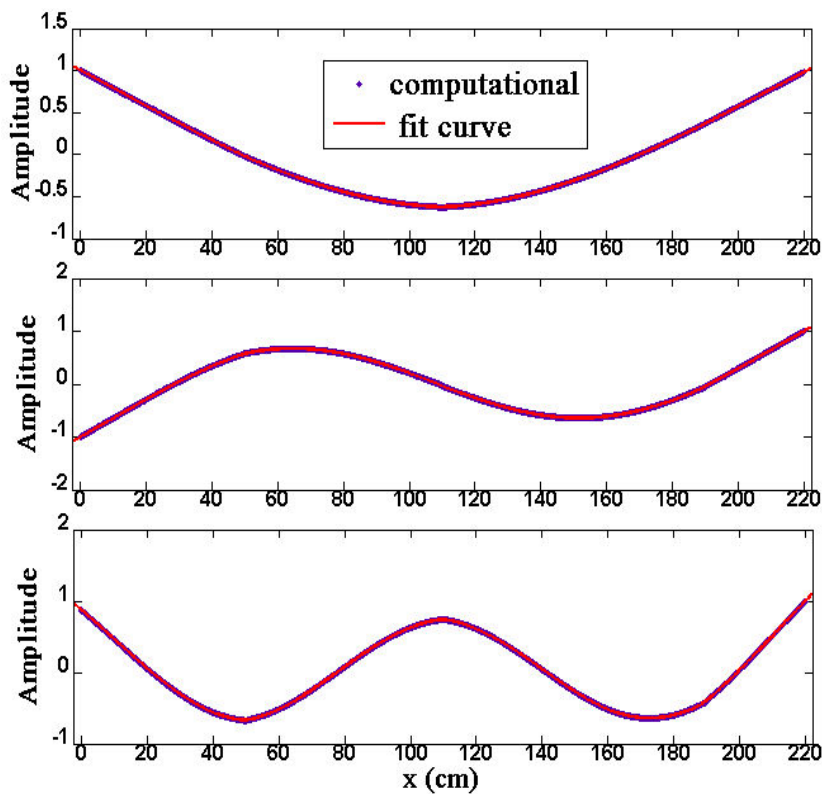
الف - تابع‌های اصلی برای b-spline مرتبه سه

ب - تابع‌های b-spline در میان ۶ نقطه هادی

شکل (۴-۱۳) روش تقریب b-spline برای به دست آوردن نمودار عبوری از میان داده‌ها (Anand, 1993)

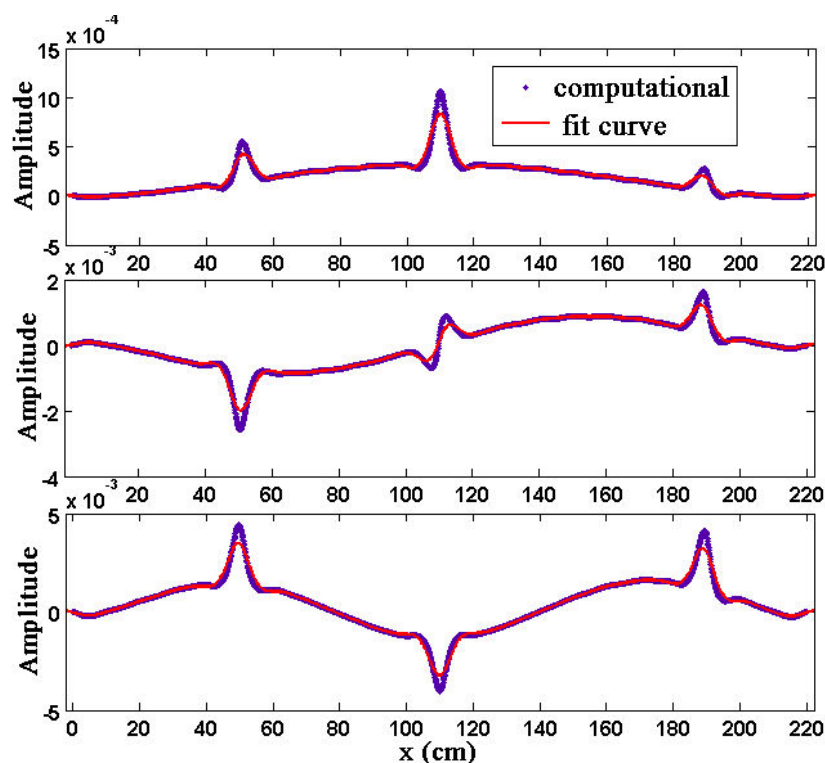
تابع‌های اصلی b-Spline مرتبه سه با یک عامل که بین صفر تا یک تغییر می‌کند، تعریف می‌شوند. نزدیک بودن این عامل به عدد یک، باعث می‌شود که منحنی برازش شده به منحنی اولیه نزدیک باشد. به بیان دیگر، مطابق شکل، در این حالت راس‌های منحنی برازش شده به نقطه‌های بردار اولیه  $(V_i)$  نزدیک می‌شوند و در نتیجه، منحنی برازش شده نیز مشابه منحنی اولیه باشد. از طرف دیگر، با نزدیک شدن این عامل به عدد صفر، منحنی برازش شده از منحنی اولیه فاصله می‌گیرد و نتیجه منحنی با نامنظمی کم‌تر خواهد بود. در این صورت، با توجه به نوع کاربری و برداری که قرار است برازش منحنی روی آن انجام شود، می‌توان مقدار این عامل را تعیین کرد. پس از تعیین این عامل،

منحنی برازش شده، به صورت تابعی مشخص در دسترس خواهد بود. در این پژوهش، می‌توان از خود این تابع به عنوان شکل مودهای ارتعاشی و با مشتق‌گیری از آن می‌توان به کرنش‌های مودال دست یافت. در این پژوهش به کمک نرم‌افزار MATLAB (2004) الگوی عددی پردازش شدند و کرنش‌های مودال و منحنی‌های برازش شده بر آن‌ها به کمک تابع‌های b-Spline به دست آمدند. به علت نامنظمی مختصری که در اثر خسارت در شکل مودهای ارتعاشی و کرنش‌های مودال وجود دارند و به دلیل جلوگیری از ایجاد نامنظمی‌های بیشتر در این بردارها، عامل این تابع‌ها در این پژوهش اندک و برابر ۰/۰۱ در نظر گرفته شده است. شکل (۴-۱۴)، به عنوان نمونه، نخستین سه شکل مود مرحله‌ی نهایی خسارت سه‌تایی پس از برازش منحنی با این تابع‌ها را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۴) سه شکل مود اول نمونه و منحنی برازش شده‌ی مرحله‌ی نهایی ( $h10$ ) حالت خسارت سه‌تایی (C-)  $(3mLr)$

پس از برازش منحنی به کمک تابع‌های b-spline و دستیابی به شکل مودهای ارتعاشی برازش شده، به کمک روش تفاوت مرکزی از تابع‌های نتیجه‌شده دو بار مشتق گرفته می‌شود و بردارهای اولیه‌ی کرنش‌های مودال به دست می‌آیند. سپس، این بردارها به کمک تابع‌های b-spline برازش می‌شوند و کرنش‌های مودال نهایی به صورت شکل (۴-۱۵) حاصل می‌شوند. در این پژوهش، از شکل مودها و کرنش‌های مودال برازش شده به کمک تابع‌های b-spline برای شناسایی خسارت در نمونه‌ها استفاده می‌شود. شکل‌های (۴-۱۴) و (۴-۱۵) نشان می‌دهند که شکل مودهای ارتعاشی محل خسارت‌ها را نشان نمی‌دهند و حساسیت زیادی به خسارت‌های ایجاد شده در نمونه ندارند. از طرف دیگر، کرنش‌های مودال به دست آمده از مشتق دوم این شکل مودها در حالت آسیب‌دیده در محل خسارت‌ها تغییرهای مناسبی دارند ولی برای شناسایی خسارت به کمک آن‌ها به پردازش‌های بیشتری نیاز است.



شکل (۴-۱۵) سه کرنش مودال اول نمونه و منحنی برازش شده‌ی مرحله‌ی نهایی ( $h10$ ) حالت خسارت سه‌تایی

$$(C-3mLr)$$



در این فصل برای شناسایی هم‌زمان مکان و شدت خسارت‌ها روشی پیشنهاد می‌شود و توانایی آن به کمک داده‌های عددی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

#### ۴-۳- روش پیشنهادی شناسایی خسارت به کمک انرژی داده‌های مودال

روش‌های شناسایی خسارت باید توانایی ارزیابی آسیب‌های وارد بر سازه در مرحله‌های ابتدایی آن‌ها را دارا باشند. بیشتر پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی شناسایی خسارت به کمک پردازش داده‌های مودال، از شکل مودهای ارتعاشی نمونه‌ها برای برآورد خسارت در آن‌ها استفاده می‌کنند. در این پژوهش‌ها، داده‌های سازه در حالت‌های آسیب‌دیده و آسیب‌ندیده به عنوان ورودی‌های یک شاخص خسارت در نظر گرفته می‌شوند و به کمک این شاخص به ارزیابی وضعیت سازه پرداخته می‌شود. تفاوت شکل مودهای سازه در حالت آسیب‌دیده و آسیب‌ندیده در مرحله‌های ابتدایی خسارت ناچیز است. از این رو، شناسایی خسارت‌ها به کمک شاخص‌هایی که به‌طور مستقیم از شکل مودهای ارتعاشی محاسبه می‌شوند، مشکل است. در برخی از موردها برای بهبود حساسیت پاسخ‌های سازه نسبت به خسارت‌ها، از کرنش‌های مودال استفاده می‌شود. در واقع، خسارت‌های به وجود آمده در سازه باعث کاهش سختی در محل خسارت می‌شوند و این کاهش سختی به صورت نامنظمی‌هایی در شکل مودهای ارتعاشی نمونه نمایان می‌شود. اگر خسارت‌ها در مرحله‌های ابتدایی باشند، این نامنظمی‌ها در شکل مودها ناچیز خواهد بود و روش‌های معمول شناسایی خسارت توانایی آشکارسازی آن‌ها را نخواهند داشت. به منظور آشکارسازی مناسب‌تر این نامنظمی‌ها، از شکل مودهای ارتعاشی مشتق گرفته می‌شود تا شیب‌های دو طرف نامنظمی به‌صورت آشکارتری نمایان شوند. از این رو، در برخی از پژوهش‌های شناسایی خسارت، از کرنش‌های مودال به جای شکل مودهای ارتعاشی استفاده می‌شود و خمیدگی‌های مودال نمونه‌ها به عنوان ورودی شاخص خسارت در نظر گرفته می‌شوند.

در این پژوهش نیز، از کرنش‌های مودال برای ارزیابی خسارت‌های ساختگی در الگوی عددی نمونه‌ها استفاده شده است. شاخص خسارتی بر اساس انرژی‌های موضعی به دست آمده از خمیدگی‌های

مودال نمونه‌ها پیشنهاد می‌شود و حالت‌های مختلف خسارت‌های ساختگی به کمک آن مورد سنجش قرار می‌گیرد. در ادامه به معرفی این شاخص پرداخته می‌شود.

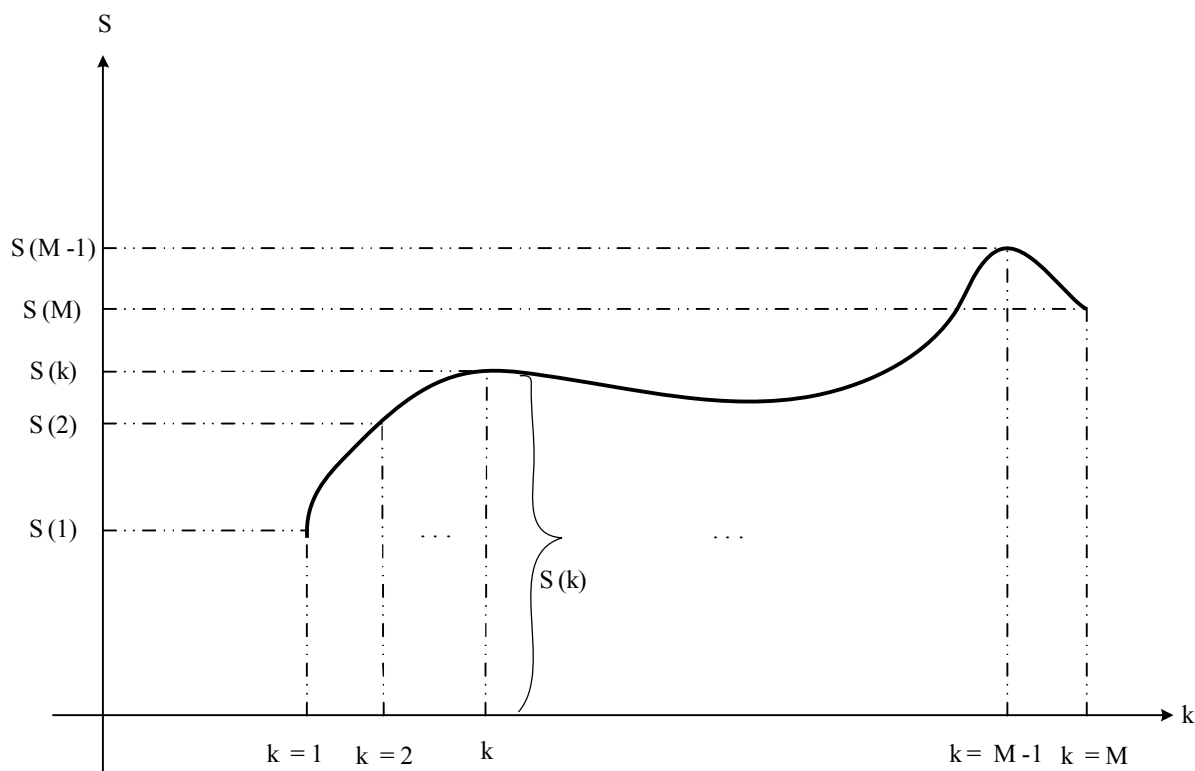
ایده‌ی نخستین استفاده شده در این پژوهش از نرم یک بردار گرفته شده است. از نظر علم ریاضیات، نرم مرتبه دوم (second order norm) بردار  $f(t)$  به صورت رابطه (۳-۴) تعریف می‌شود (Wei et al, 2004).

$$\|f\|_2^2 = \int_R |f(x)|^2 dx \quad (3-4)$$

در علم ریاضیات، نرم مرتبه دوم یک بردار به عنوان انرژی آن بردار در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، با توجه به رابطه‌ی (۳-۴)، می‌توان به کمک نرم مرتبه دوم یک بردار، به انرژی آن بردار دست یافت. چنانچه یک بردار نسبت به حالت اول خود تغییری داشته باشد، انرژی به دست آمده از آن بردار نیز نسبت به حالت اول تغییر خواهد کرد. در واقع، برای بررسی تغییرهای به وجود آمده در یک بردار می‌توان از تغییرهای انرژی آن بردار بهره جست. اگر بردار مورد نظر به صورت گسسته در نظر گرفته شود، انرژی به دست آمده از آن نیز به صورت گسسته و با جمع مجذور هر یک از مقادیرهای بردار محاسبه می‌شود. با در نظر گرفتن مولفه‌های یک بردار دلخواه به صورت  $\{S(k), k=1, 2, \dots, M\}$ ، انرژی آن به صورت زیر تعریف می‌شود (Wei et al, 2004):

$$U = \sum_{k=1}^M |S(k)|^2 \quad (4-4)$$

در رابطه (۴-۴)،  $M$  طول بردار مورد نظر و  $U$  انرژی بردار  $S(k)$  می‌باشد (Wei et al, 2004). شکل (۴-۱۶) نمونه‌ای از یک بردار به همراه مولفه‌های آن را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۶) نمونه‌ای از یک بردار و مولفه‌های آن

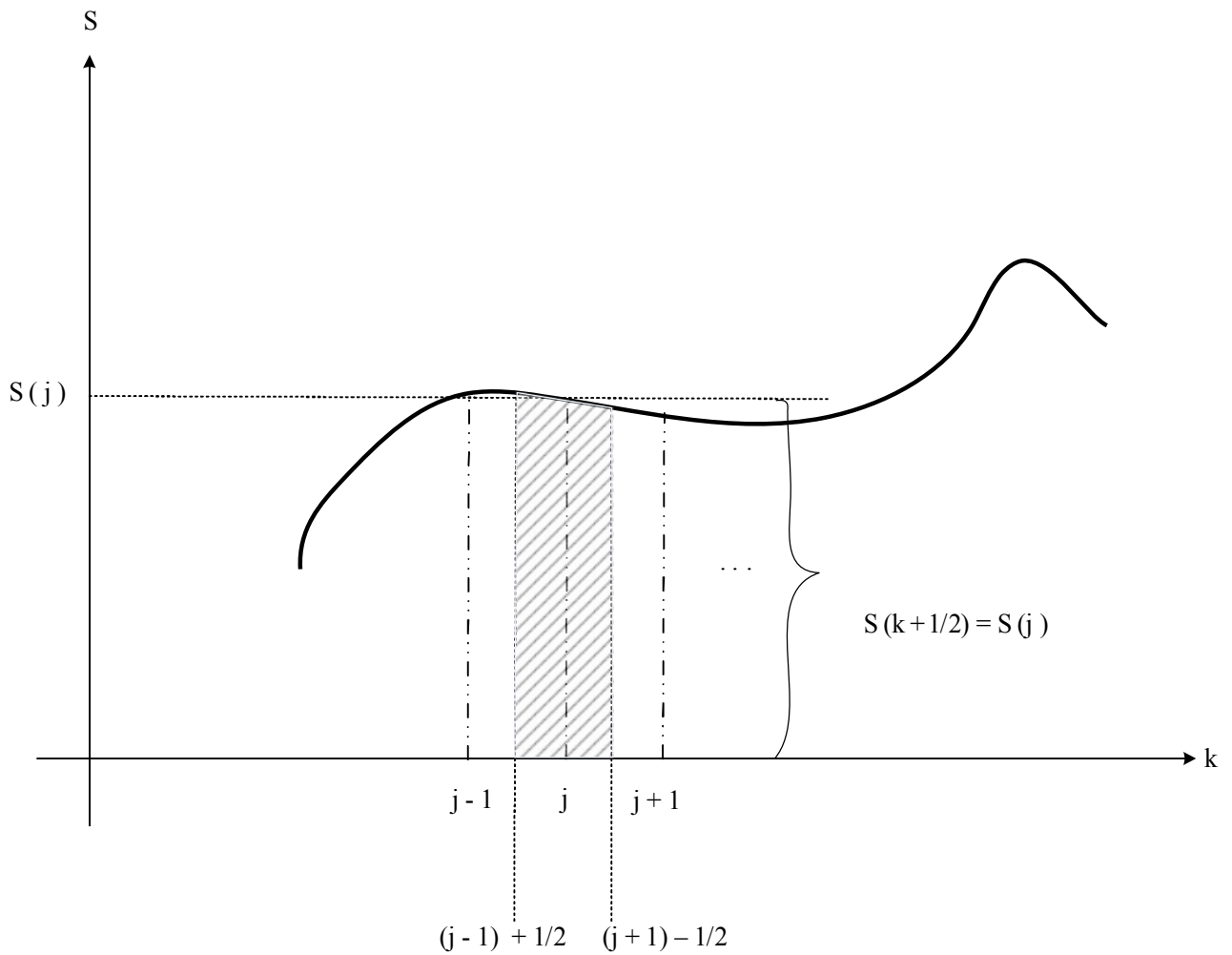
انرژی این بردار را می‌توان با مجموع مجذور مقادیرهای آن در نقطه‌های مختلف به دست آورد. در صورت وجود خسارت در یک سازه، شکل موده‌های حاصل از آن در محل خسارت دارای نامنظمی خواهند بود و این نامنظمی‌ها باعث می‌شوند که انرژی به دست آمده از این شکل مودها نسبت به حالت آسیب‌نندیده تغییر کند. از این رو، مقدار انرژی شکل موده‌های ارتعاشی یا کرنش‌های مودال می‌تواند معیاری برای وجود یا عدم وجود خسارت در نمونه باشد. ولی، انرژی یک بردار، تنها یک کمیت عددی را نشان می‌دهد و در واقع نمی‌توان به کمک آن محل خسارت‌ها را شناسایی کرد. بنابراین، باید راهکاری برای اصلاح این کاستی یافت.

در این پژوهش، به منظور استفاده از برتری‌های انرژی یک بردار و همچنین، رفع کاستی آن در کلی بودن کمیت آن و عدم توانایی شناسایی محل خسارت، استفاده از انرژی بردار به صورت موضعی پیشنهاد می‌شود. در این صورت، انرژی یک بردار در محدوده‌ی یک نقطه‌ی خاص به دست می‌آید. هر یک از این نقطه‌ها می‌تواند درجه‌های آزادی نمونه در نظر گرفته شود. مکان‌یابی خسارت‌ها در عمل

نیز در درجه‌های آزادی تعریف شده بررسی می‌شود. برای هماهنگی بیشتر با روش‌ها و داده‌های عملی، در این روش نیز انرژی بردار به صورت تجمعی در درجه‌های آزادی محاسبه می‌شود. انرژی یک بردار با تعریف درجه‌های آزادی  $j$ ، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$U_j = \sum_{k=(j-1)+1/2}^{(j+1)-1/2} |S(k + 1/2)|^2 \quad (5-4)$$

در این رابطه  $S(k)$  مقدارهای بردار ورودی و  $U_j$  انرژی بردار در درجه آزادی  $j$  می‌باشد. شکل (4-17) چگونگی محاسبه‌ی انرژی موضعی در نقطه‌ی  $j$  را نشان می‌دهد. شکل (4-17) نشان می‌دهد که برای هر نقطه یا درجه‌ی آزادی مستقل  $j$ ، می‌توان انرژی موضعی  $U_j$  را طبق رابطه‌ی (4-5) از ناحیه‌ی میانی بین درجه‌ی آزادی پیشین  $(j-1) + 1/2$  و پسین  $(j-1) + 1/2$ ، به دست آورد.



شکل (۴-۱۷) چگونگی محاسبه‌ی انرژی موضعی در نقطه‌ی  $j$

در این پژوهش، بردار کرنش‌های مودال به عنوان بردارهای ورودی انرژی موضعی  $U_j$  در نظر گرفته می‌شوند و به کمک آن‌ها به شناسایی خسارت‌های تدریجی پرداخته می‌شود. اولین سه کرنش مودال نمونه تیرهای بتنی در سه حالت خسارت ساختگی تکی، دوتایی و سه‌تایی مورد ارزیابی قرار گرفتند. طول بردارهای ورودی در این حالت برابر با طول نمونه‌ها و برابر  $j=2200$  تعریف شده‌اند. در واقع، به علت حساسیت بیشتر نسبت به شکل مودهای ارتعاشی، با استفاده از انرژی کرنش‌های مودال به ارزیابی شدت خسارت در سازه‌ها پرداخته می‌شود. برای این منظور، با در نظر گرفتن  $U_j^d$  و  $U_j^0$  به عنوان انرژی‌های اندازه‌گیری شده از سازه آسیب‌دیده و آسیب‌نندیده، شاخص انرژی  $EI_j$  به صورت

رابطه (۸-۵) تعریف می‌شود. این کرنش‌ها بصورت بردار به عنوان ورودی شاخص در نقاط مختلف نمونه ( $j = 1, 2, \dots, 2200$ ) در نظر گرفته می‌شوند.

$$EI_j = \left| \frac{U_j^d - U_j^0}{\max(U_j^0)} \right| \quad (۶-۴)$$

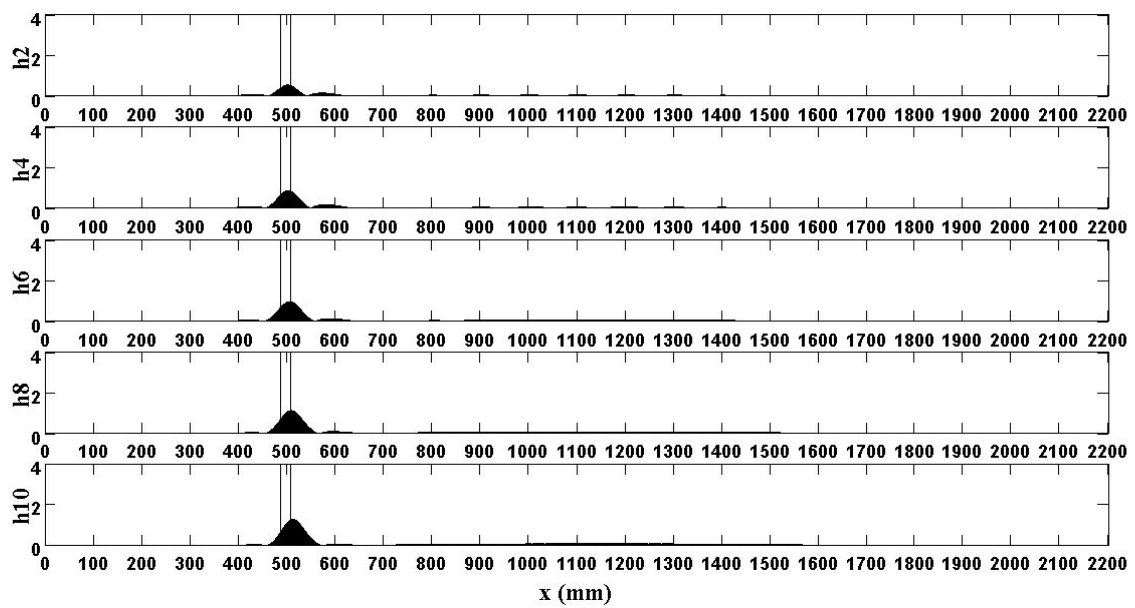
همان‌طور که در این رابطه مشاهده می‌شود، تفاوت انرژی‌های موضعی در حالت آسیب‌نندیده و آسیب‌دیده،  $U_j^d$  و  $U_j^0$ ، نسبت به بیشترین مقدار آن‌ها در حالت آسیب‌نندیده  $\max(U_j^0)$ ، نرمال شده‌اند. علت این امر، در نظر گرفتن مبنایی است که بتوان به کمک آن نتیجه‌های به دست آمده از شاخص خسارت در حالت‌های مختلف را با یکدیگر مقایسه کرد. از طرف دیگر، از آن‌جا که مقدار تفاوت انرژی‌های موضعی در حالت آسیب‌نندیده و آسیب‌دیده ناچیز است، تقسیم آن‌ها بر بیشینه‌ی انرژی موضعی در حالت آسیب‌نندیده باعث می‌شود مقدارهایی که برای شاخص خسارت به دست می‌آیند در محدوده‌ی مناسب‌تری قرار گیرند.

خسارت در نمونه باعث کاهش سختی در محل آن خواهد شد. این کاهش به صورت نامنظمی‌هایی در بردار شکل مودهای به دست آمده از نمونه در نتیجه‌ی آزمون مودال نمایان می‌شود. با مشتق‌گیری از شکل مودها به کمک روش تفاوت مرکزی و دستیابی به کرنش‌های مودال این نامنظمی‌ها بهتر آشکار می‌شوند. سپس، کرنش‌های مودال به کمک تابع‌های b-spline برازش می‌شوند و انرژی موضعی منحنی‌های برازش شده به دست می‌آیند. انرژی موضعی حالت‌های آسیب‌نندیده و آسیب‌دیده در خسارت‌های ساختگی مختلف به شاخص خسارت معرفی می‌شوند و به کمک آن محل و شدت خسارت‌ها شناسایی به دست می‌آیند. شکل (۴-۱۸) مرحله‌های مختلف الگوریتم شناسایی خسارت در این پژوهش را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۱۸) الگوریتم روش شناسایی خسارت در این پژوهش

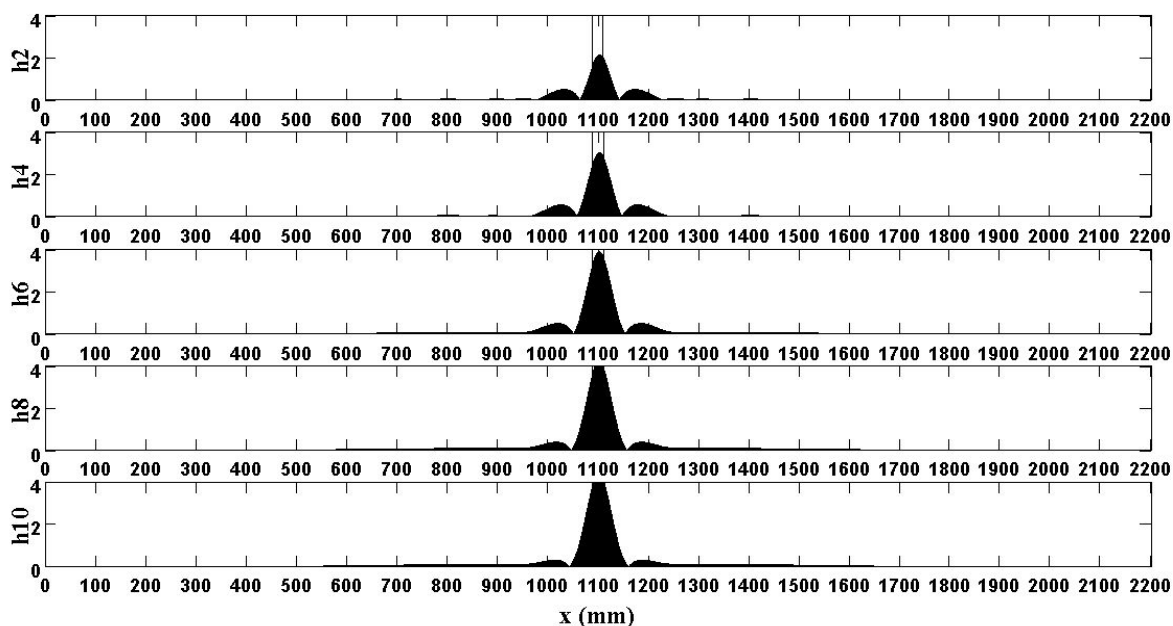
به کمک این الگوریتم می‌توان خسارت‌های احتمالی در نمونه‌ها را ارزیابی کرد و محل و شدت آن‌ها را به دست آورد. در این پژوهش، بردارهای اولین سه کرنش مودال نمونه آسیب‌دیده و آسیب‌نندیده در سه حالت خسارت ساختگی به عنوان ورودی شاخص خسارت انرژی در نظر گرفته شدند. نتیجه محاسبه این شاخص در شکل‌های (۴-۱۹) تا (۴-۳۹) آورده شده است.



شکل (۴-۱۹) شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - چپ  $IL-C$

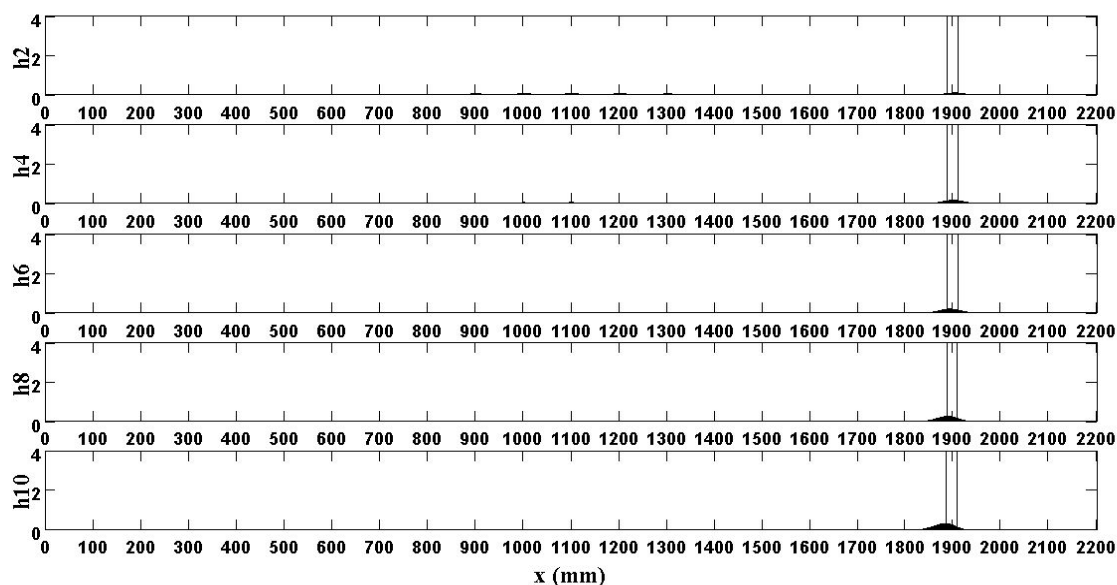
همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، شاخص خسارت  $EI_j$  توانایی شناسایی محل خسارت در حالت تکی - چپ را دارد. همچنین، با افزایش شدت خسارت‌ها در این حالت از ارتفاع ترک  $h_2$  تا  $h_{10}$ ، مقدار شاخص خسارت نیز در محل خسارت افزایش یافته است و روند افزایش شدت آسیب‌های ساختگی را به طور مناسبی نشان می‌دهد. در ادامه مقدار این شاخص برای حالت خسارت تکی - میانی نشان داده می‌شود.





شکل (۴-۲۰) شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- میانی  $C-Im$

شکل بالا نشان می‌دهد که شاخص پیشنهادی توانایی برآورد محل و شدت خسارت‌های ساختگی تکی- میانی را نیز دارد. به منظور بررسی بیشتر، حالت خسارت تکی- راست نیز مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

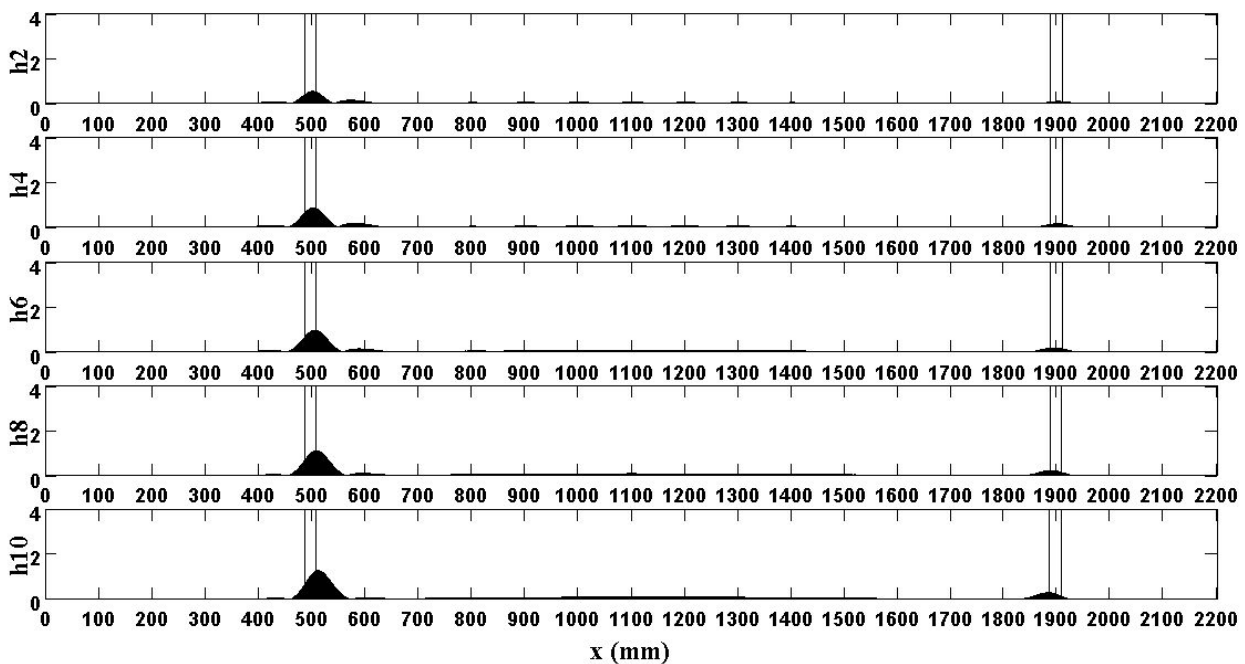


شکل (۴-۲۱) شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- راست  $C-Ir$

همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی-راست، محل خسارت‌ها را به خوبی تخمین زده است.

با مقایسه حالت‌های خسارت تکی در سمت چپ و راست، مقدار شاخص خسارت برای حالت خسارت تکی-راست خیلی کمتر از مقدار آن در خسارت تکی-چپ است. این امر نشان‌دهنده حساسیت بیشتر اولین کرنش مودال نمونه به خسارت سمت چپ نسبت به خسارت تکی-سمت راست است. در ادامه به منظور بررسی توانایی شاخص پیشنهاد شده برای خسارت‌های چندتایی، مقدار آن برای خسارت‌های دوتایی نیز به دست می‌آید.

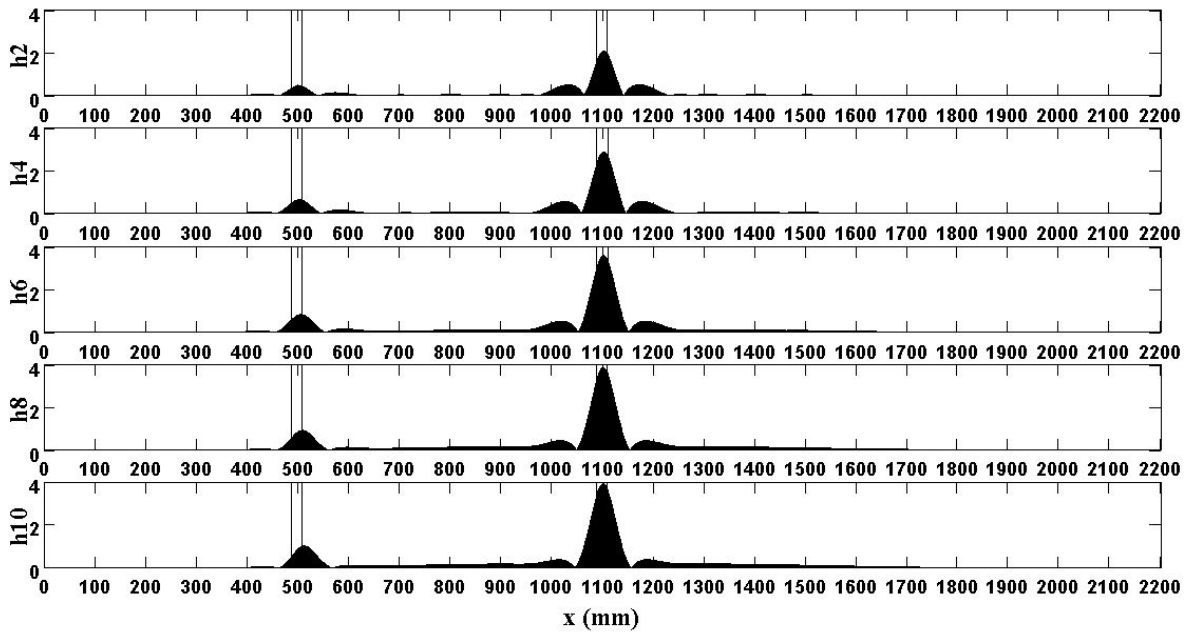
شکل (۴-۲۲) مقدار شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-چپ و راست را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۲۲) شاخص خسارت  $EI_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-چپ و راست  
C-2Lr

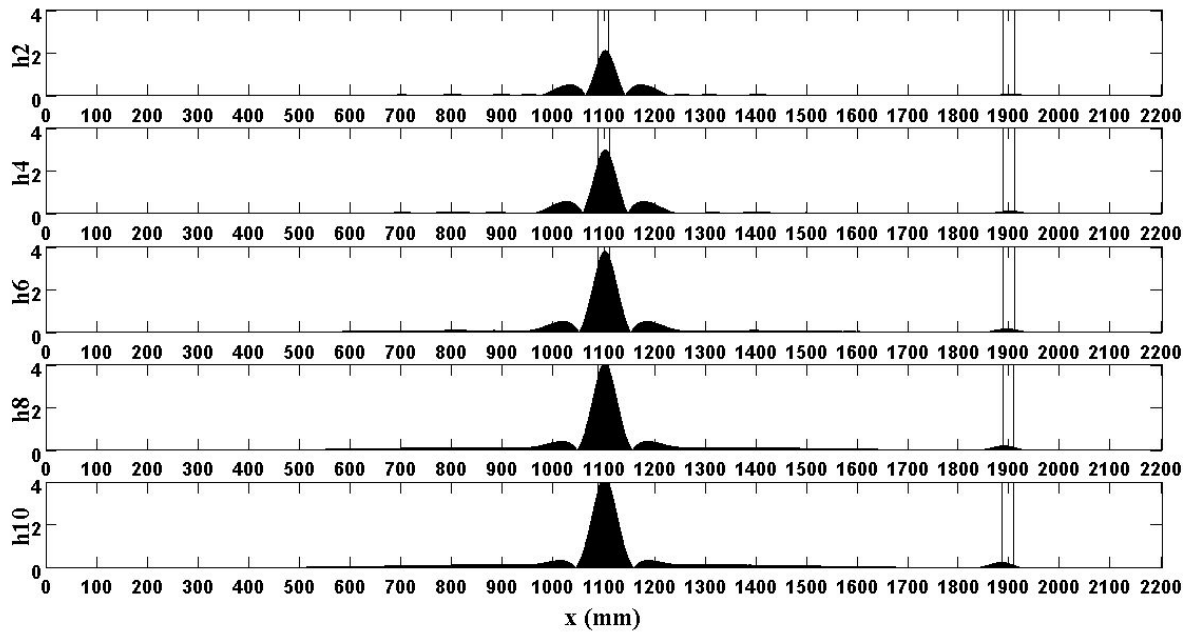
همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود، محل و روند افزایش خسارت‌ها در سمت چپ و راست به خوبی شناسایی شده‌اند و مقدار شاخص خسارت برای خسارت سمت چپ بیشتر از مقدار آن در سمت

راست است. پس می توان نتیجه گرفت شاخص خسارت در اولین کرنش مودال حساسیت بیشتری به خسارت سمت چپ نسبت به خسارت سمت راست دارد. شکل زیر نتیجه ی اعمال شاخص خسارت پیشنهادی برای اولین کرنش مودال نمونه در حالت خسارت دوتایی- چپ و میانی را نشان می دهد.



شکل (۴-۲۳) شاخص خسارت  $EL_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت های مختلف خسارت دوتایی- چپ و میانی - C-  
 $2Lm$

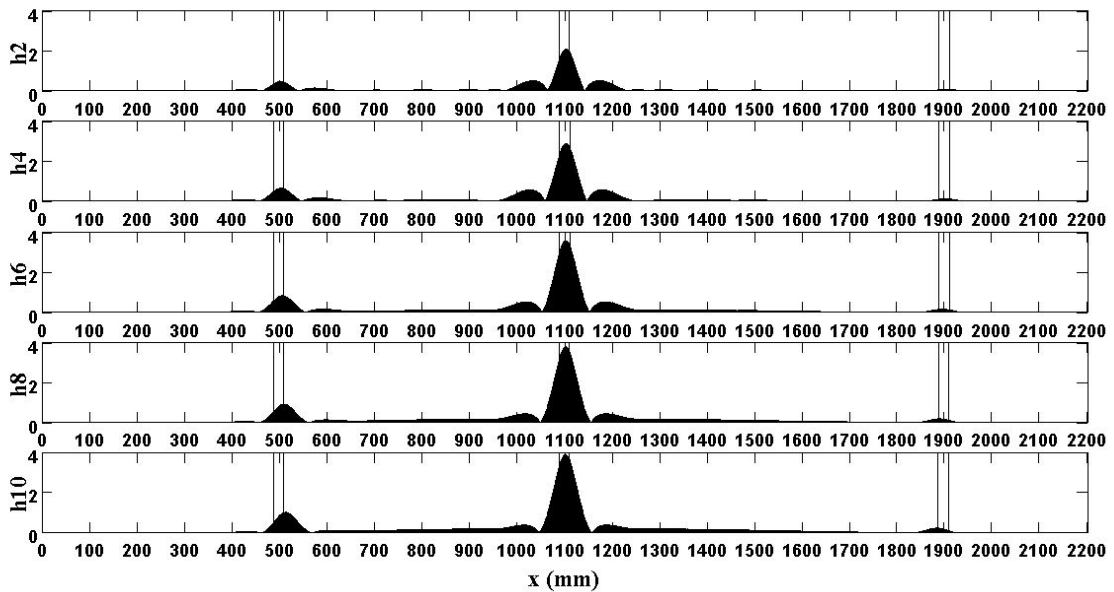
همان طور که در این شکل دیده می شود، حساسیت شاخص انرژی اولین کرنش مودال برای خسارت میانی نسبت به خسارت چپ بیشتر است. نتیجه ی یکسانی برای خسارت های دوتایی میانی و سمت راست به دست آمده است. شکل (۴-۲۴) این نتیجه را نشان می دهد.



شکل (۴-۲۴) شاخص خسارت  $EL_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-میانی و راست  $C-2mr$

در پایان، به منظور بررسی توانایی شاخص خسارت انرژی در شناسایی خسارت‌های چندگانه‌ی بیشتر، خسارت‌های سه‌تایی به کمک اعمال این شاخص بر اولین کرنش مودال مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

شکل زیر نتیجه‌ی این ارزیابی را نشان می‌دهد.

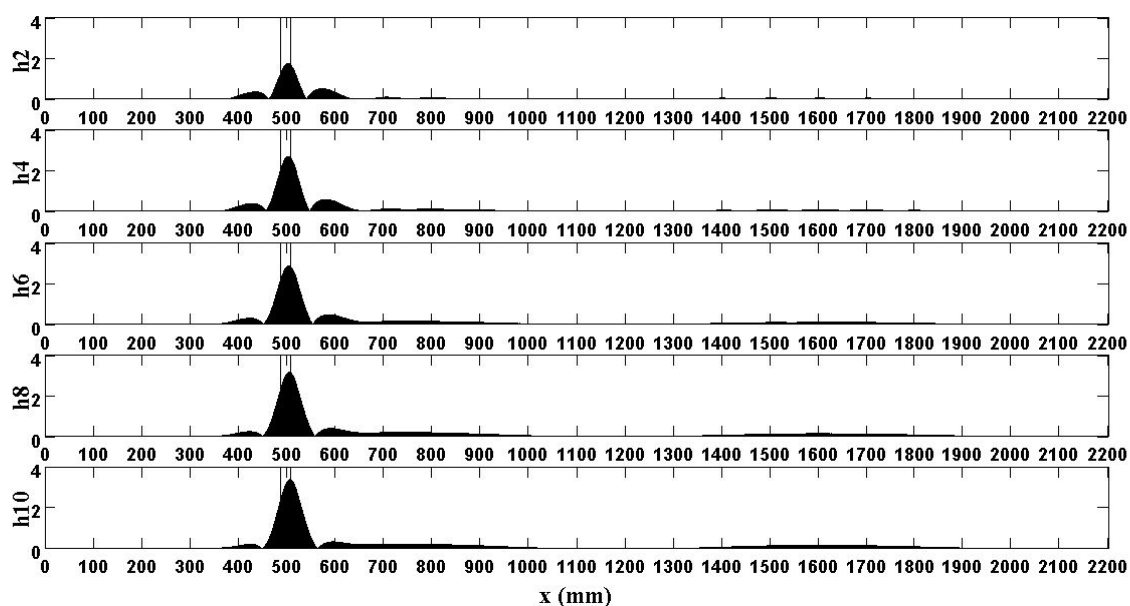


شکل (۴-۲۵) شاخص خسارت  $EL_j$  برای اولین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی  $C-3mLr$

بررسی شکل (۴-۲۵) نشان می‌دهد که در حالت خسارت سه‌تایی نیز، شاخص خسارت پیشنهادی توانایی شناسایی محل خسارت‌ها را داشته است و هم‌چنین، روند افزایش شدت خسارت در حالت‌های مختلف را نیز به خوبی نشان می‌دهد.

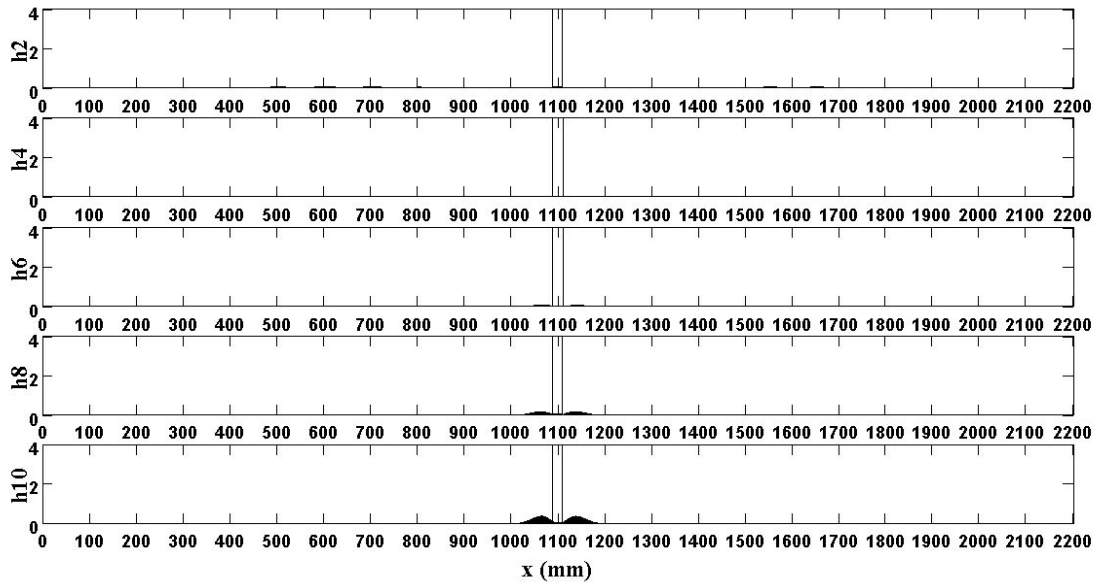
در حالت کلی، اعمال شاخص خسارت پیشنهادی بر اولین کرنش مودال نشان‌دهنده‌ی حساسیت بیشتر این شاخص به خسارت میانی نسبت به دو خسارت کناری است. بین خسارت‌های کناری نیز، خسارت سمت چپ، مقدار شاخص بیشتری را به خود اختصاص داده است و نسبت به خسارت سمت راست بهتر شناسایی شده است.

در ادامه، به بررسی شاخص خسارت انرژی برای دومین کرنش مودال پرداخته می‌شود. شکل (۴-۲۶) مقدار شاخص خسارت تکی-چپ را در دومین کرنش مودال نشان می‌دهد.



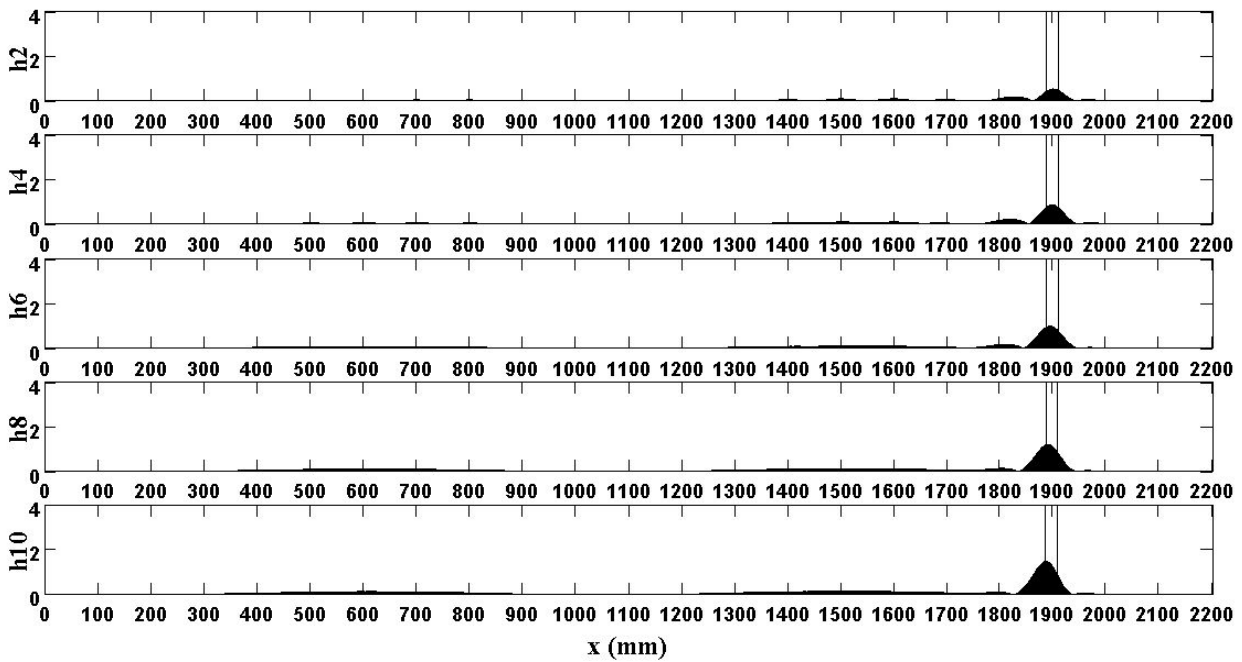
شکل (۴-۲۶) شاخص خسارت  $EI_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی-چپ  $C-II$

شکل بالا نشان می‌دهد که شاخص خسارت انرژی بر اساس دومین کرنش مودال، محل و شدت افزایش در حالت‌های مختلف خسارت تکی-چپ را به خوبی نمایان کرده است. در ادامه به بررسی این شاخص در خسارت تکی-میانی و خسارت تکی-راست پرداخته می‌شود.



شکل (۴-۲۷) شاخص خسارت  $EL_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - میانی  $C-Im$

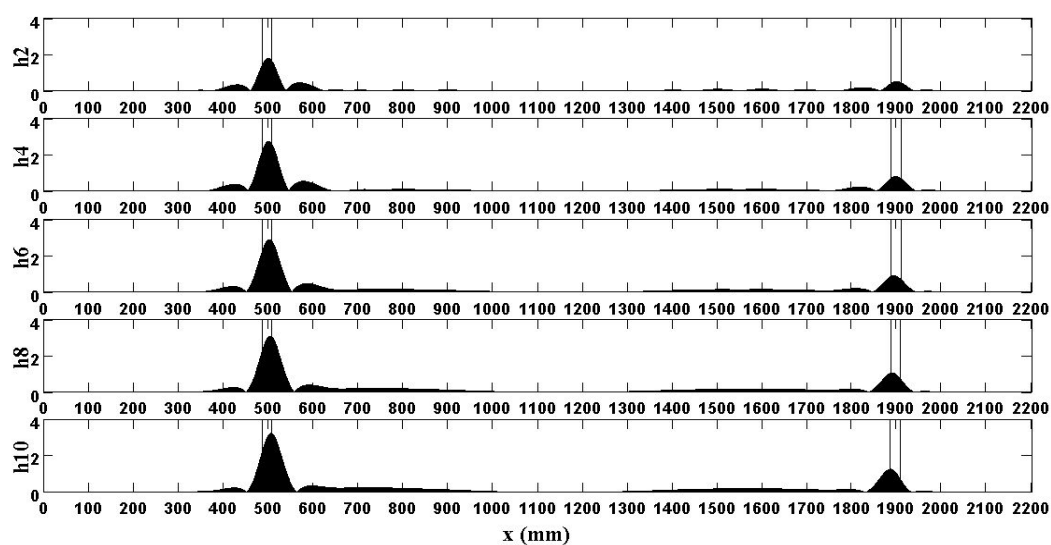
همان‌طور که در شکل (۴-۲۷) می‌شود، شاخص خسارت توانایی شناسایی خسارت میانی در دومین کرنش مودال را ندارد. این امر نشان می‌دهد، دومین کرنش مودال حساسیت لازم نسبت به خسارت میانی را دارا نیست.



شکل (۴-۲۸) شاخص خسارت  $EL_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - راست  $C-Ir$

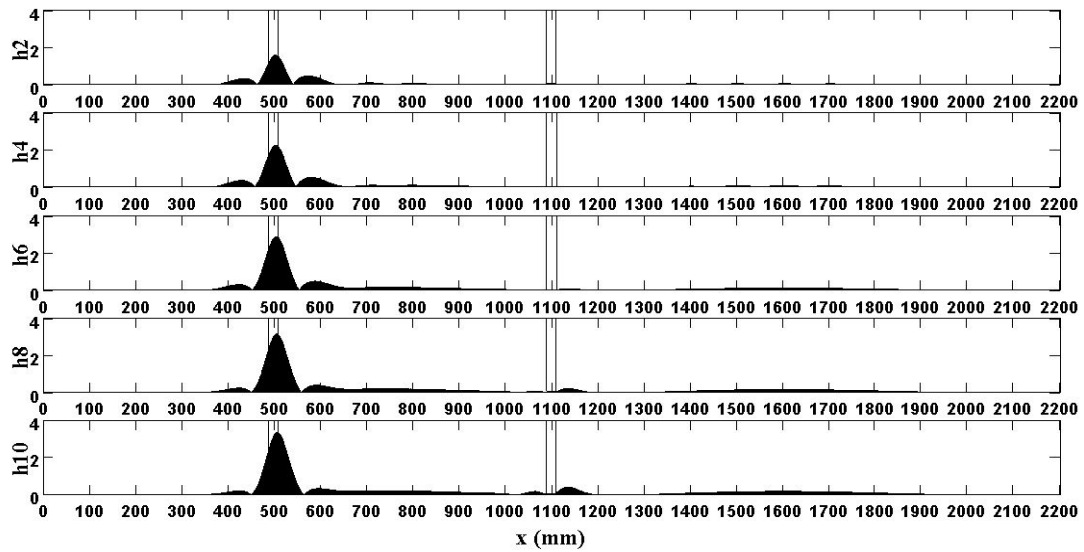
شکل بالا نشان می‌دهد که خسارت سمت راست به کمک دومین کرنش مودال قابل شناسایی است ولی حساسیت آن نسبت به خسارت سمت چپ کم‌تر است.

در ادامه به منظور بررسی بیشتر شاخص خسارت انرژی دومین کرنش مودال، خسارت‌های دوتایی و سه‌تایی نیز مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. شکل (۴-۲۹) نتیجه‌ی اعمال این شاخص روی خسارت دوتایی - چپ و راست را نشان می‌دهد.



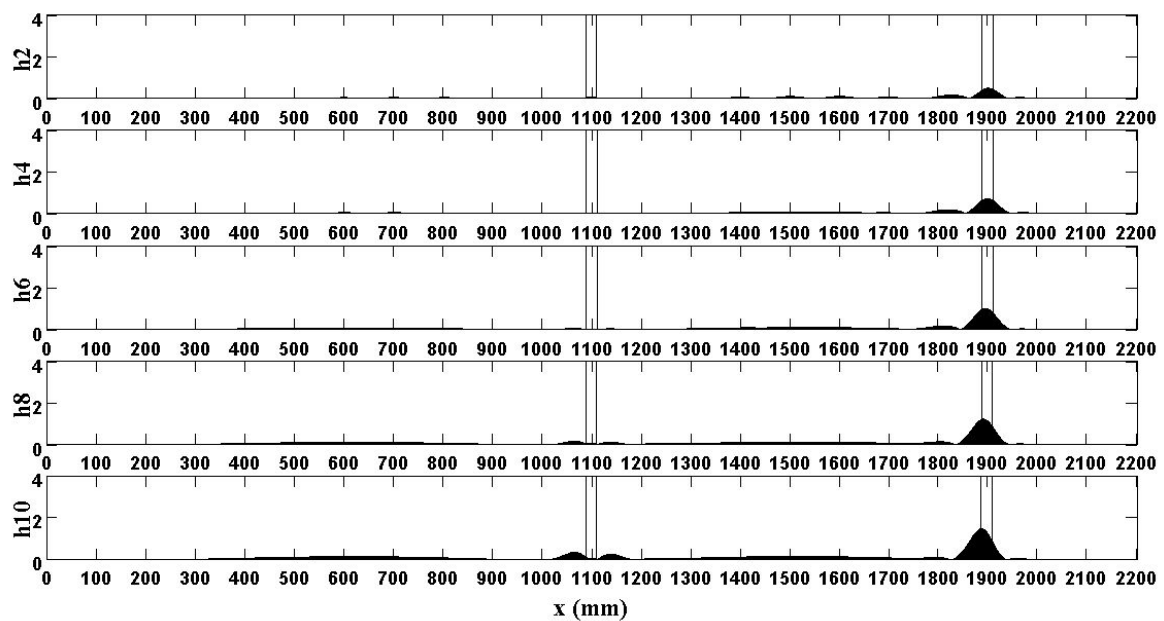
شکل (۴-۲۹) شاخص خسارت  $EI_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و راست  $C-2Lr$

همانند نتیجه‌ی به دست آمده از شاخص خسارت در حالت‌های خسارت ساختگی تکی، شکل (۴-۲۹) نشان می‌دهد که در خسارت‌های دوتایی - چپ و راست نیز حساسیت شاخص برای خسارت سمت چپ نسبت به خسارت سمت راست بیشتر است. در ادامه خسارت دوتایی - چپ و میانی به کمک اعمال شاخص خسارت در دومین کرنش مودال مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل (۴-۳۰) شاخص خسارت  $EI_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-چپ و میانی  $C-2Lm$

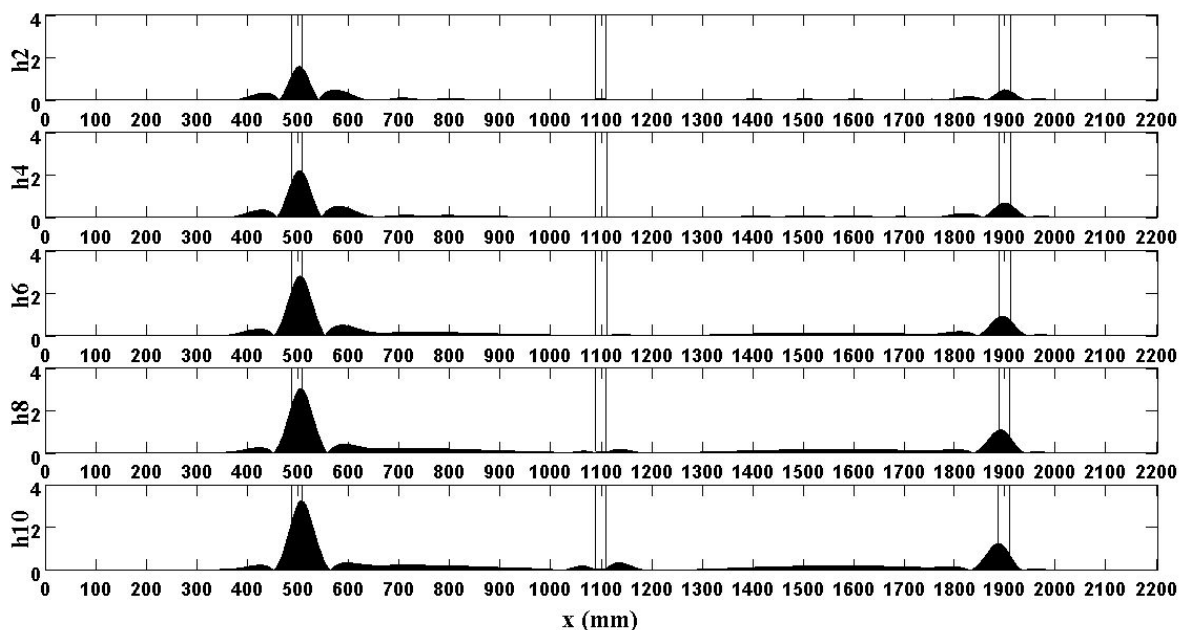
همان‌طور که در شکل (۴-۳۰) می‌شود، خسارت میانی به خوبی شناسایی نشده است و این امر نشان می‌دهد که دومین کرنش مودال حساسیت کمی به خسارت میانی دارد. شکل زیر مقدار شاخص خسارت در حالت خسارت دوتایی-میانی و راست را نشان می‌دهد. شکل (۴-۳۱) نتیجه‌ی شاخص خسارت روی خسارت دوتایی-میانی و راست را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۳۱) شاخص خسارت  $EI_j$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-میانی و راست  $C-2mr$



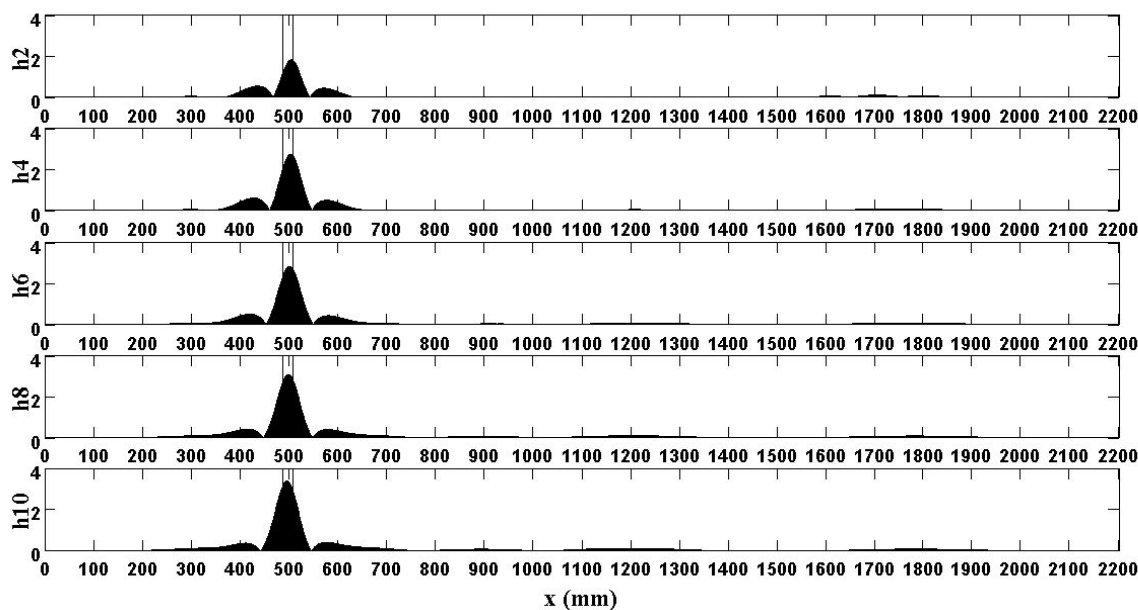
شکل بالا نشان می‌دهد که حساسیت دومین کرنش مودال نسبت به خسارت راست بیشتر از خسارت میانی است. این نتیجه از شکل‌های پیشین نیز به دست آمد. مقدار شاخص خسارت برای این کرنش مودال در حالت خسارت سه‌تایی در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۴-۳۲) شاخص خسارت  $EI_r$  برای دومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی  $C-3mLr$

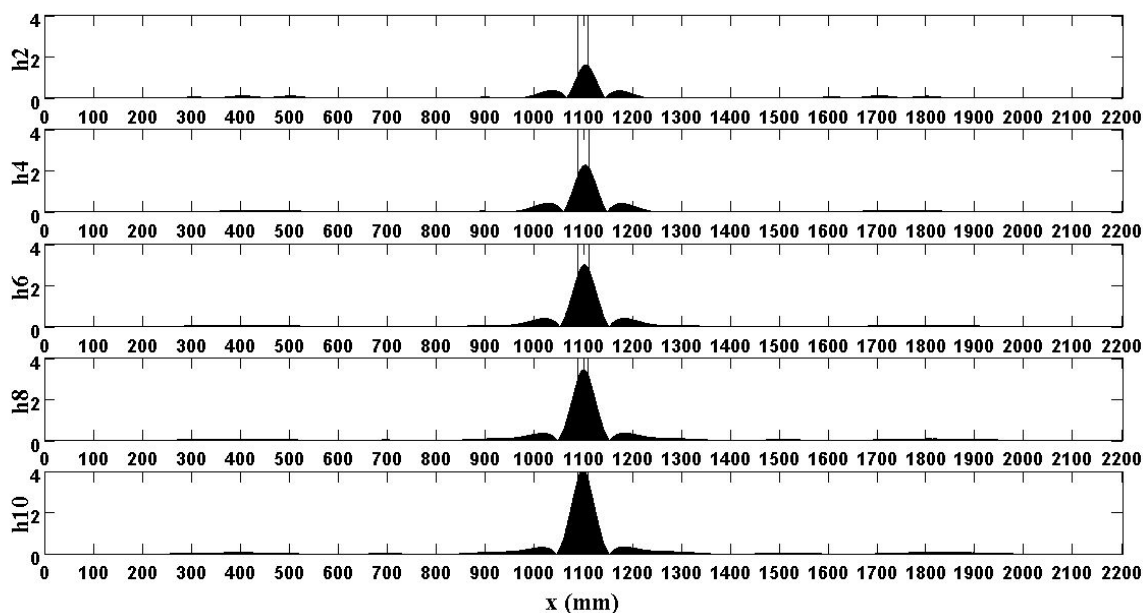
همان‌طور که دیده می‌شود، مقایسه‌ی خسارت‌های مختلف نشان می‌دهد در دومین کرنش مودال، حساسیت شاخص خسارت به خسارت سمت چپ بیشتر از خسارت‌های دیگر است و این شاخص به خسارت میانی حساسیت مناسب را نشان نمی‌دهد.

پس از بررسی اولین و دومین کرنش مودال و ارزیابی شاخص خسارت در حالت‌های مختلف خسارت، در ادامه به مطالعه سومین کرنش مودال پرداخته می‌شود. شکل (۴-۳۳) نتیجه‌ی اعمال شاخص خسارت انرژی در این کرنش مودال برای خسارت تکی-چپ را نشان می‌دهد.



شکل (۳۳-۴) شاخص خسارت  $EL_j$  برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - چپ  $C-IL$

همان‌طور که یده می‌شود، محل و شدت خسارت تکی - چپ در سومین کرنش مودال به خوبی شناسایی شده است. در ادامه خسارت‌های میانی و سمت راست مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

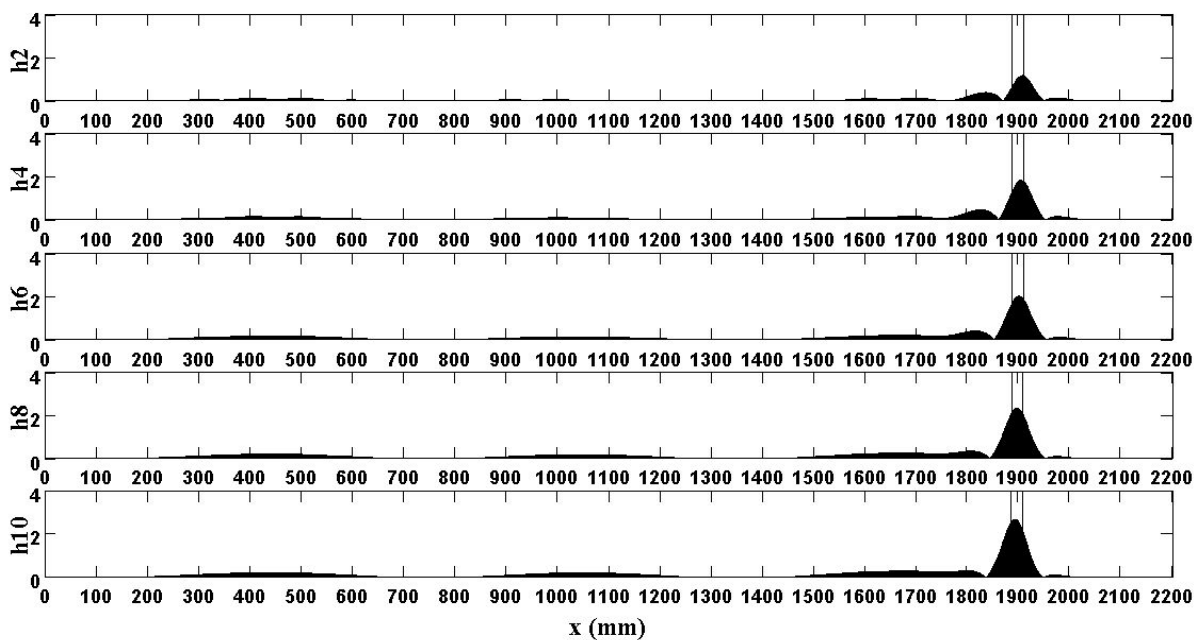


شکل (۳۴-۴) شاخص خسارت  $EL_j$  برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - میانی  $C-Im$

شکل (۳۴-۴) نشان می‌دهد خسارت میانی نیز به‌طور مناسبی به کمک شاخص خسارت انرژی شناسایی شده است و مقدار شاخص به دست آمده در آن از خسارت سمت چپ کمی بیشتر است.

شکل (۴-۳۵) نتیجه‌ی اعمال شاخص پیشنهادی در سومین کرنش مودال در حالت خسارت تکی -

راست را نشان می‌دهد.



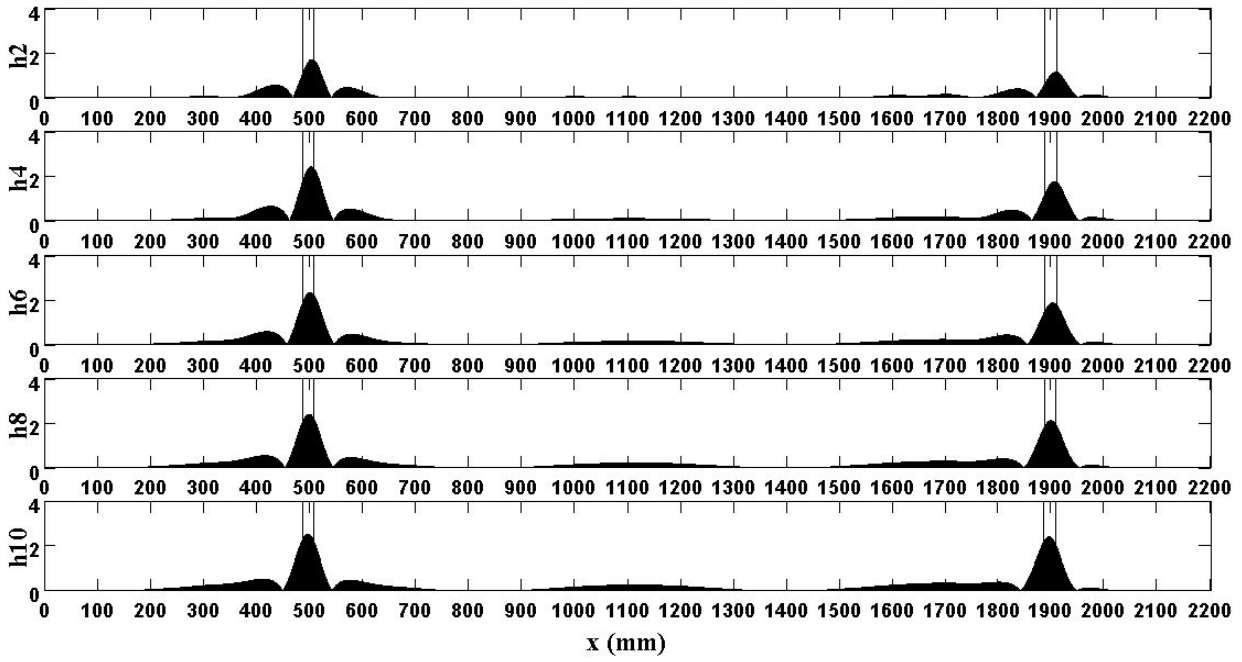
شکل (۴-۳۵) شاخص خسارت  $EL_j$  برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - راست  $C-Ir$

همان‌طور که دیده می‌شود، محل و افزایش روند خسارت تکی - راست نیز به خوبی شناسایی شده

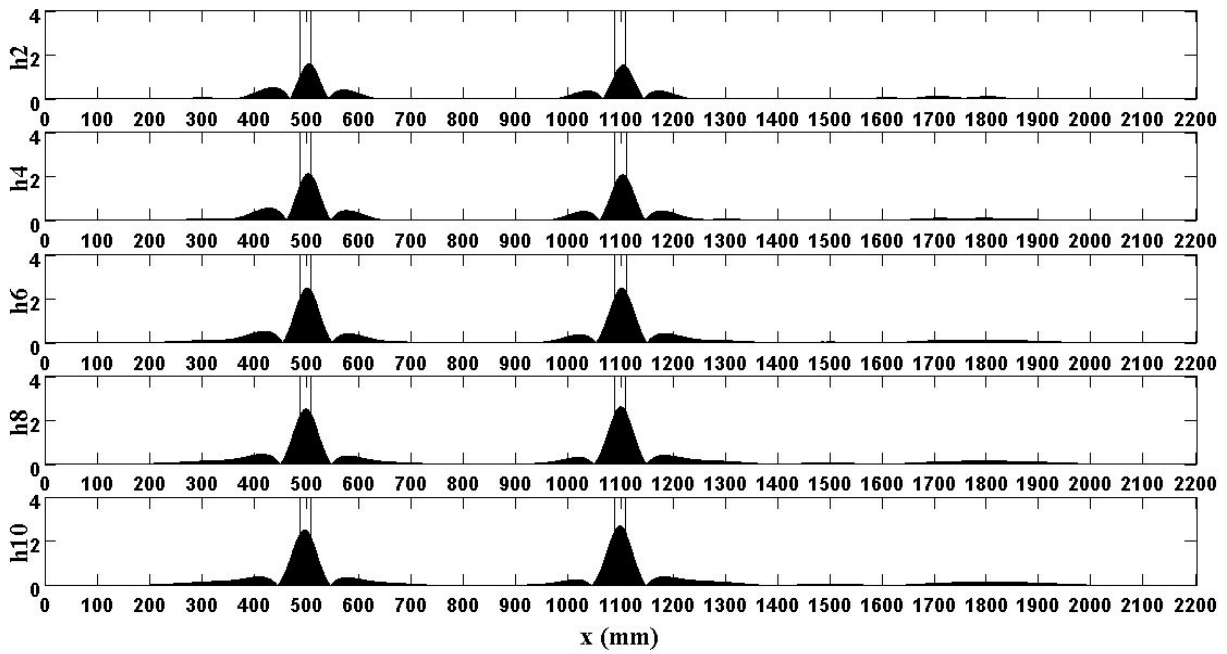
است. در ادامه به بررسی نتیجه‌های شاخص خسارت انرژی سومین کرنش مودال بر خسارت‌های

دوتایی و سه‌تایی پرداخته می‌شود. شکل‌های (۴-۳۶) تا (۴-۳۸) روند شناسایی خسارت‌های دوتایی را

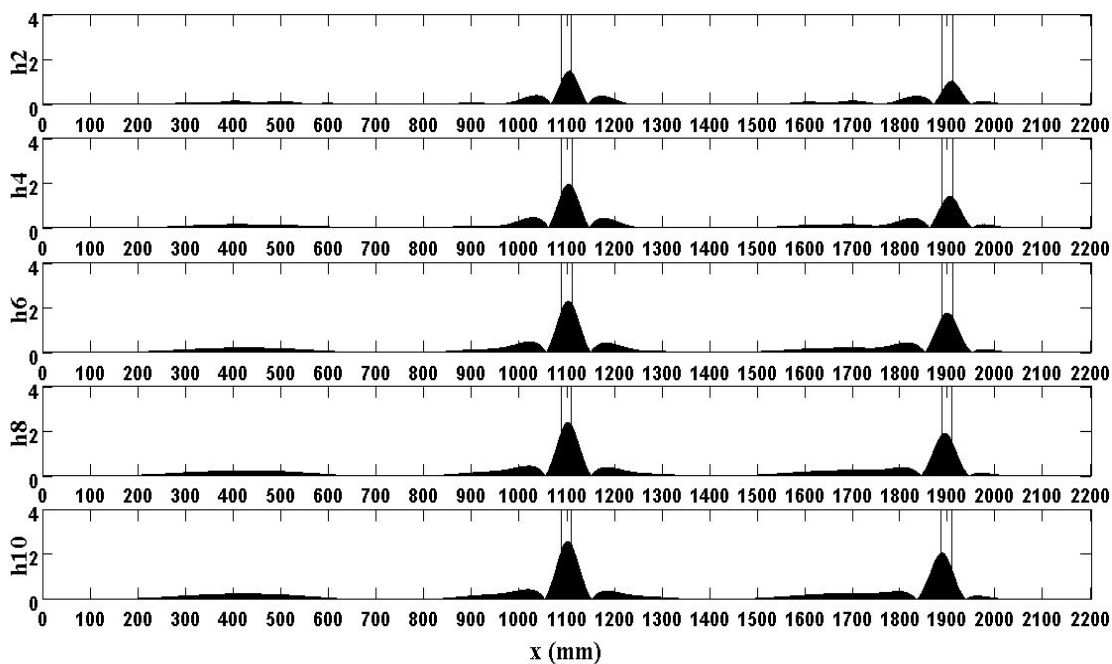
نشان می‌دهد.



شکل (۴-۳۶) شاخص خسارت  $EI_j$  برای سومین کرنش موдал در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و راست  $C-2Lr$

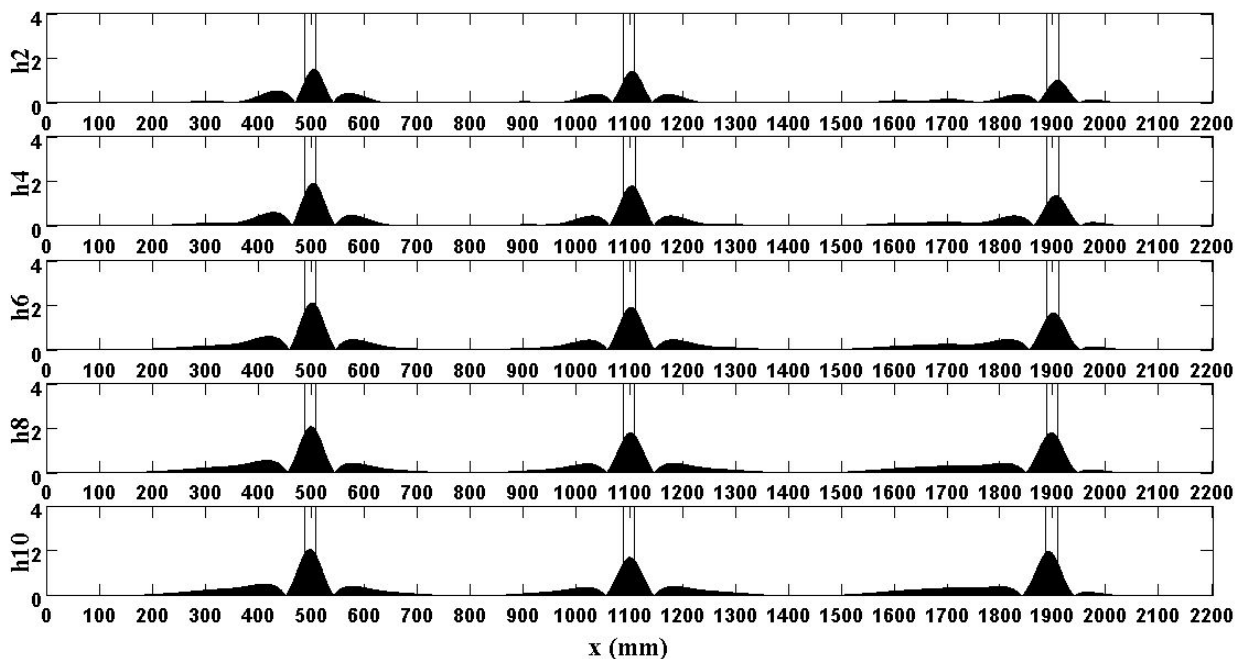


شکل (۴-۳۷) شاخص خسارت  $EI_j$  برای سومین کرنش موдал در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و میانی  $C-2Lm$



شکل (۴-۳۸) شاخص خسارت  $EI_j$  برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-میانی و راست  $C-2mr$

همان‌طور که در شکل‌های (۴-۳۶) تا (۴-۳۸) دیده می‌شود، مکان و روند افزایش خسارت‌های دوتایی در سومین کرنش مودال به کمک شاخص پیشنهادی به‌طور مناسبی شناسایی شده است. شکل (۴-۳۹) روند افزایش خسارت سه‌تایی را نشان می‌دهد. شکل (۴-۳۹) نشان می‌دهد که خسارت‌های سه‌تایی نیز به خوبی به کمک شاخص پیشنهادی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.



شکل (۴-۳۹) شاخص خسارت  $EI_j$  برای سومین کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی  $C-3mLr$

مقایسه‌ی نتیجه‌ی مقدارهای به دست آمده از شاخص خسارت انرژی  $EI_j$  اولین سه کرنش مودال نشان می‌دهد که هر کرنش مودال به برخی از خسارت‌ها حساسیت بیشتری دارد و برای برخی دیگر حساسیت آن ناچیز است. از این رو، شناسایی محل و روند افزایش شدت خسارت‌ها بر اساس یک کرنش مودال خاص امکان‌پذیر نیست و برای ارزیابی مناسب خسارت‌ها باید از چندین کرنش مودال به‌طور هم‌زمان بهره‌جست. برای این منظور در این پژوهش، شاخص خسارت اصلاح‌شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای شناسایی خسارت‌ها پیشنهاد می‌شود. در این شاخص، اثر هم‌زمان کرنش‌های مودال در نظر گرفته می‌شود و مقدار شاخص خسارت انرژی  $EI_j$  در کرنش‌های مودال مختلف روی هم گذاری و برهم‌نهی می‌شوند. رابطه‌ی زیر چگونگی دست‌یابی به شاخص پیشنهادی اصلاح‌شده را نشان می‌دهد.

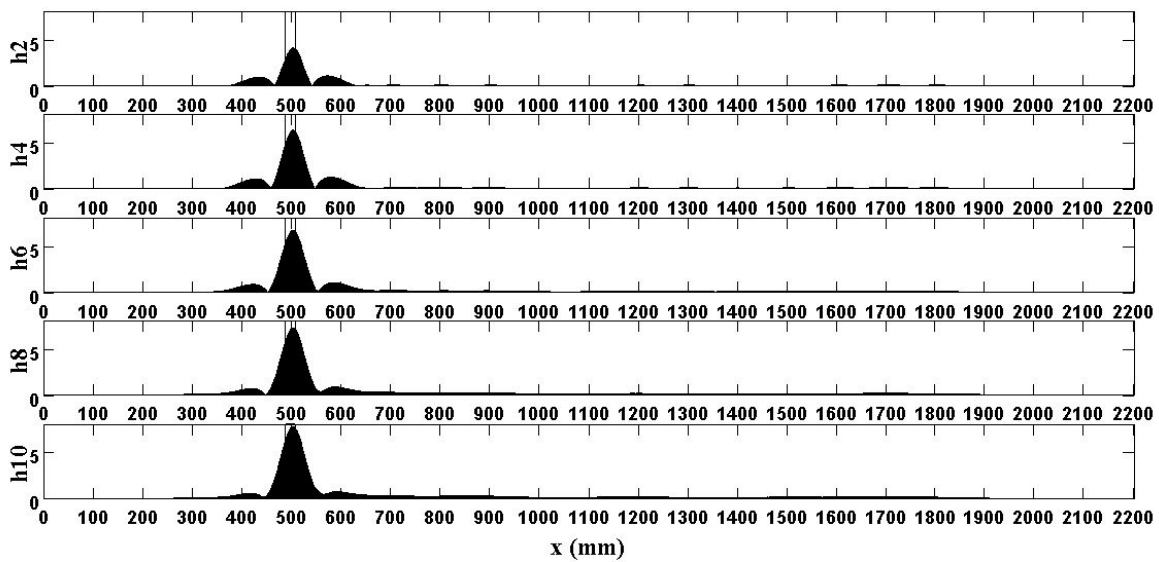
$$MEI_j = \sum_{k=1}^N EI_j = \sum_{k=1}^N \left| \frac{U_j^d - U_j^0}{\max(U_j^0)} \right| \quad (۷-۴)$$

در این رابطه،  $N$  تعداد کرنش‌های مودال در نظر گرفته شده است. در این پژوهش، اولین سه کرنش مودال نمونه‌ی تیرها در نظر گرفته شده‌اند. از این رو، شمارنده‌ی  $k$  بصورت  $(k=1, 2, 3)$  خواهد بود. نتیجه‌ی محاسبه این شاخص برای حالت‌های مختلف خسارت تکی، دوتایی و سه‌تایی محاسبه شدند.

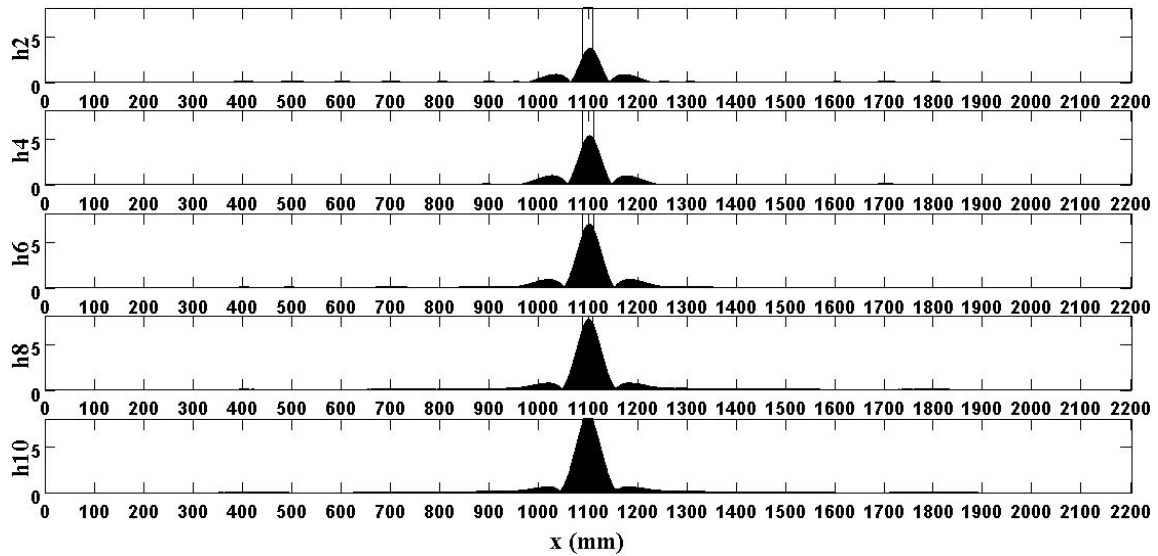
شکل‌های

(۴۰-۴) تا (۴۲-۴) مقدار شاخص اصلاح‌شده‌ی انرژی برای سه کرنش مودال در خسارت‌های تکی را

نشان می‌دهد.

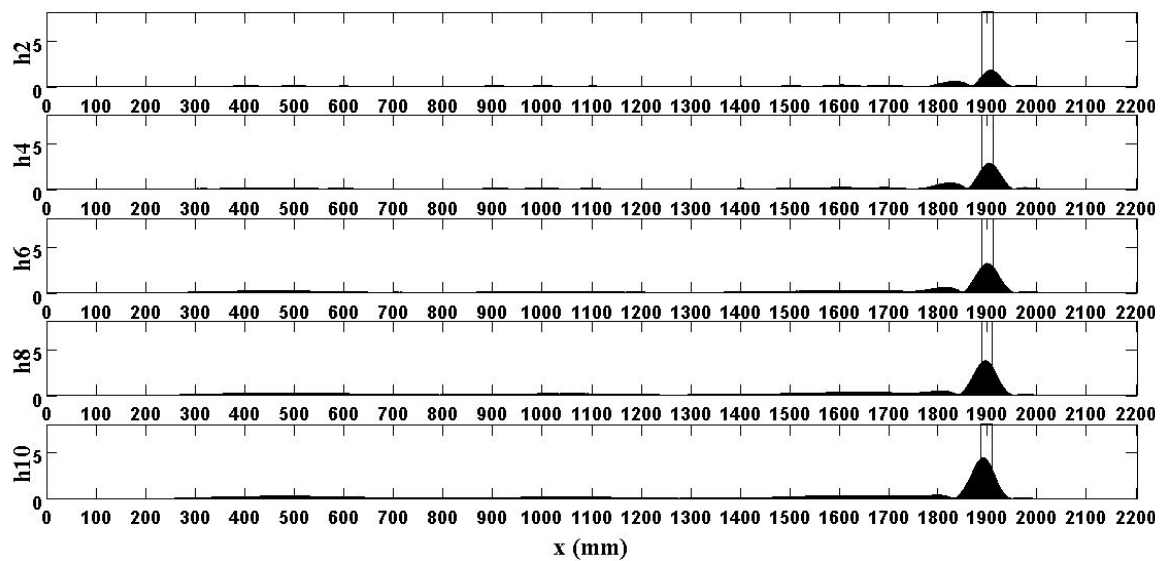


شکل (۴۰-۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی - چپ C-  
 $IL$



شکل (۴-۴۱) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- میانی -C-

$Im$



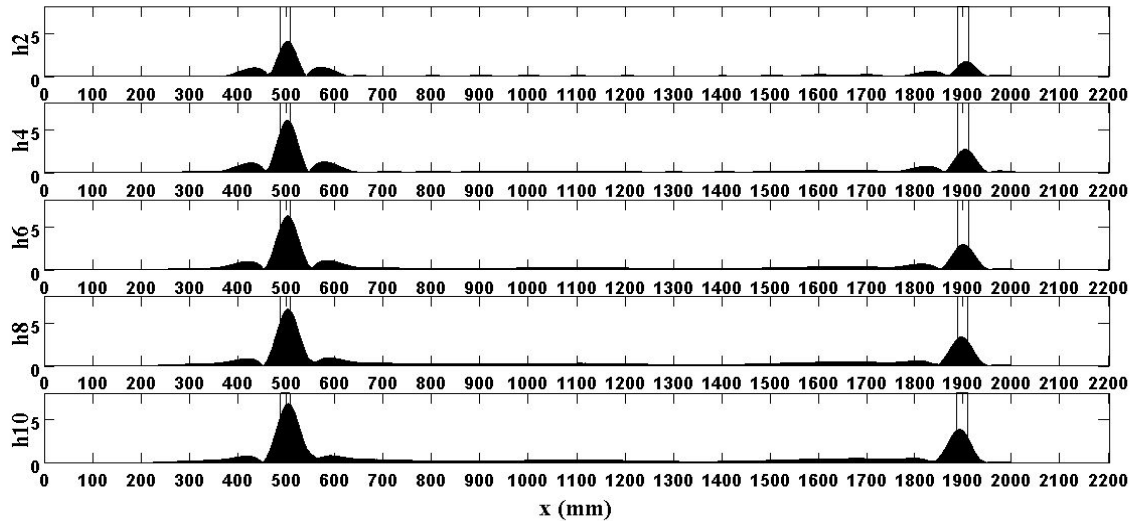
شکل (۴-۴۲) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی- راست

$C-Ir$

بررسی شکل‌های (۴-۴۰) تا (۴-۴۲) نشان می‌دهند که شاخص اصلاح‌شده‌ی انرژی برای اولین سه کرنش مودال در حالت‌های مختلف خسارت تکی توانایی شناسایی محل و برآورد روند افزایش شدت خسارت‌ها را دارد. مقدارهای این شاخص نشان می‌دهند حساسیت شاخص خسارت نسبت به خسارت سمت راست حساسیت کمتری نسبت به خسارت‌های دیگر دارد. در ادامه به بررسی کارایی شاخص

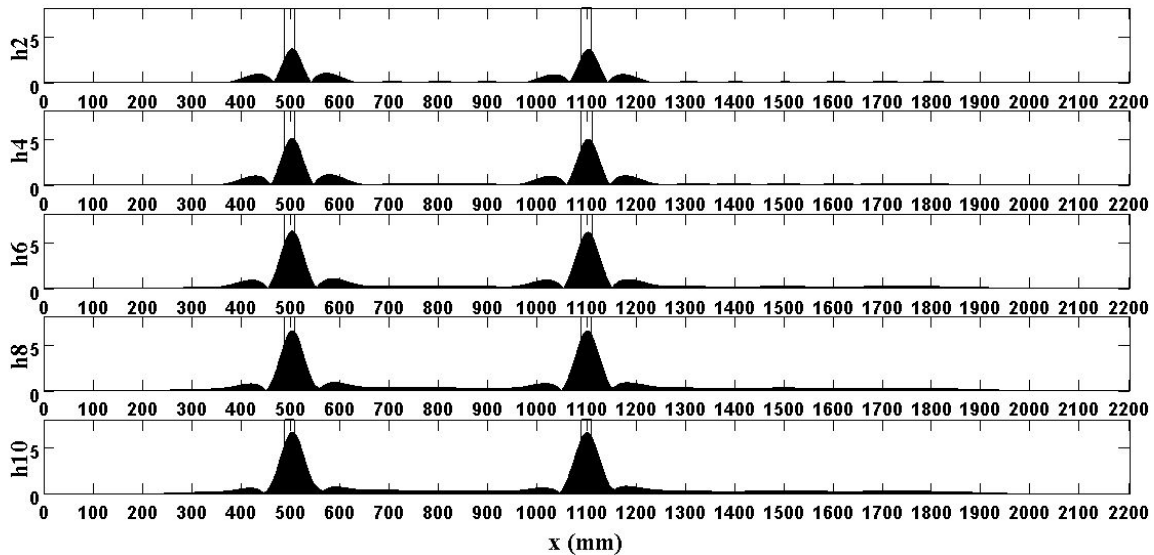


اصلاح شده در ارزیابی خسارت‌های چندگانه پرداخته می‌شود. شکل‌های (۴-۴۳) تا (۴-۴۵) نتیجه‌ی این شاخص برای خسارت‌های دوتایی را نشان می‌دهند.



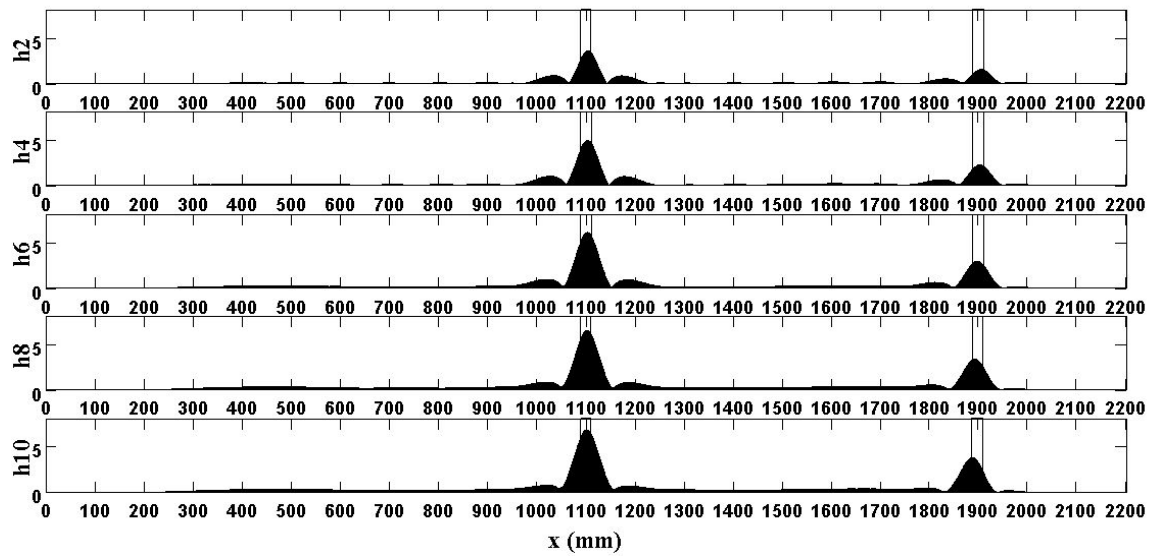
شکل (۴-۴۳) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و راست - C

$2Lr$



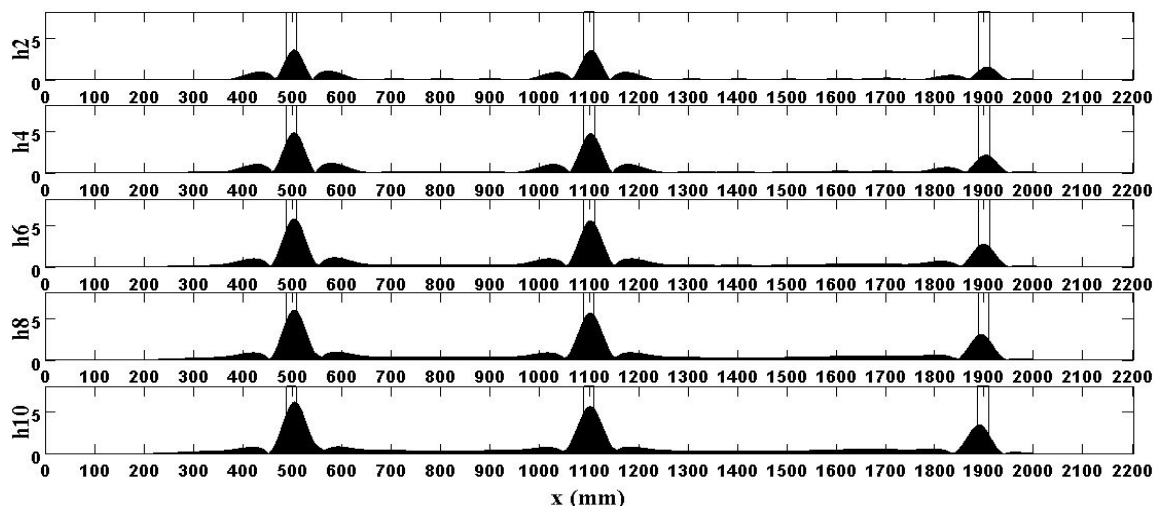
شکل (۴-۴۴) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی - چپ و میانی - C

$2Lm$



شکل (۴-۴۵) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت دوتایی-میانی و راست  $C-2mr$

همان‌طور که در شکل‌های (۴-۴۳) تا (۴-۴۵) دیده می‌شود، مقدار شاخص خسارت در خسارت‌های سمت چپ و میانی برابر هستند ولی مقدار آن در خسارت سمت راست کم‌تر است. این امر حساسیت کم‌تر شاخص اصلاح‌شده برای خسارت سمت راست را بیان می‌کند. برای بررسی بیشتر، خسارت‌های سه‌تایی نیز مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. شکل (۴-۴۶) نتیجه‌ی شاخص خسارت اصلاح‌شده را در حالت خسارت سه‌تایی نشان می‌دهد.



شکل (۴-۴۶) شاخص اصلاح شده‌ی انرژی  $MEI_j$  برای کرنش‌های مودال در حالت‌های مختلف خسارت سه‌تایی  $C-3mLr$

$3mLr$

بررسی شکل (۴-۴۶) نشان می‌دهد که نتیجه‌های پیشین تکرار شدند. مقدار شاخص خسارت در خسارت‌های سمت چپ و میانی با هم برابر و مقدار آن بیشتر از شاخص خسارت در سمت راست است. بنابراین، شاخص خسارت انرژی اصلاح‌شده‌ی پیشنهادی نسبت به خسارت سمت راست حساسیت کمتری دارد. علت این امر را می‌توان در نزدیک بودن خسارت سمت راست به انتهای آزاد نمونه دانست. روش‌های شناسایی خسارت به کمک داده‌های مودال همواره در نقاط نزدیک انتهای نمونه‌ها دچار مشکل می‌شوند. در این پژوهش نیز، مقدار شاخص خسارت به دست آمده برای خسارت نزدیک انتهای تیر کم‌تر از نقطه‌های دیگر است، با این حال، این شاخص توانسته است محل و روند افزایش این خسارت را نیز به‌طور مناسبی برآورد کند.

بررسی کلی نتیجه‌های به دست آمده از شاخص خسارت انرژی پیشنهادی نشان می‌دهد که این شاخص علاوه بر توانایی شناسایی محل خسارت در حالت‌های مختلف، می‌تواند شدت خسارت‌ها و روند افزایش آن‌ها را نیز برآورد کند. از این رو، بر خلاف بیشتر شاخص‌های پیشنهاد شده در پژوهش‌های پیشین که فقط محل و یا شدت خسارت‌ها را به‌طور جداگانه شناسایی می‌کنند، شاخص پیشنهاد شده در این پژوهش توانایی شناسایی هم‌زمان مکان و شدت خسارت‌ها را دارد و می‌توان از آن در سرعت بخشیدن به فرآیند تحلیل وضعیت سازه‌ها بهره‌جست.

#### ۴-۴ - خلاصه فصل چهارم

در این فصل به ارزیابی مکان و شدت خسارت در سازه‌ها به کمک داده‌های مودال پرداخته شد. برای این منظور، ابتدا کرنش‌های مودال نمونه‌ی عددی نمونه‌ها به کمک روش تفاضل محدود و برازش منحنی‌های spline به دست آمد. سپس، این کرنش‌های مودال به عنوان بردارهای ورودی شاخص خسارت پیشنهادی بر اساس انرژی آن‌ها معرفی شدند. نتیجه‌های به دست آمده از این شاخص نشان

دادند این شاخص توانایی شناسایی همزمان محل و شدت خسارت‌ها را دارد ولی برای کرنش‌های مودال مختلف به برخی از خسارت‌ها حساسیت بیشتری دارد. از این رو، این شاخص با برهم‌نهی کرنش‌های مودال اصلاح شد و شاخص خسارت اصلاح‌شده، نتیجه‌های مناسبی در ارزیابی محل و شدت خسارت‌های مختلف داشت و می‌توان از آن در شناسایی وضعیت سازه‌ها بهره جست.

## فصل پنجم

# نتیجه‌گیری و پیشنهاد برای آیندگان

## ۵-۱- پیشگفتار

در این پژوهش به معرفی روش‌های ارزیابی سازه‌ها و شناسایی خسارت در آن‌ها بر اساس پردازش داده‌های مودال پرداخته شد. پس از بررسی توانایی‌ها و کاستی‌های هر یک از آن‌ها، تاریخچه‌ای از پژوهش‌های انجام شده در این زمینه ارائه شد. همچنین انرژی بردار به عنوان یکی از روش‌های نوین پردازش مودال و جایگزینی برای روش‌های سنتی پردازش داده‌های مودال مورد ارزیابی قرار گرفت. نمونه‌هایی از کاربردهای مختلف این شاخص برای شناسایی خسارت در سازه‌ها نیز بررسی شد.

برای مکان‌یابی و شدت‌سنجی خسارت‌ها به کمک کرنش‌های مودال روش‌هایی ارائه و بررسی شدند. داده‌های مودال به دست آمده از الگوی عددی بر اساس نمونه‌های آزمایشگاهی برای ارزیابی توانایی روش‌های ارائه شده مورد استفاده قرار گرفتند.

در این فصل یافته‌های پژوهش، دسته‌بندی و ارائه می‌شوند و در پایان، کارهای پژوهشی را که می‌توان در ادامه انجام داد به نظر می‌رسند.

## ۵-۲- آزمون مودال

در این پژوهش به شرح و بررسی آزمایش مودال از دو دیدگاه نظری و عملی پرداخته شد. از دیدگاه نظری، رابطه‌های بنیادین و روش به دست آوردن الگوی ریاضی سازه با کمک داده‌های مودال شرح داده شدند. روش‌های نمونه‌برداری و عامل‌های اثرگذار روی نتیجه‌های آزمایش مودال مورد بحث قرار گرفتند. آزمایش مودال یک فرآیند زمانبر است که در طی چند مرحله انجام می‌شود. در این فرآیند عامل‌هایی مانند اندازه نمونه‌ها، شرایط محیطی، روش‌های تحریک و پردازش داده‌ها دخالت دارند که نتیجه‌ها را از واقعیت دور می‌کنند. پس از بررسی این عامل‌ها کاربردهای عملی آزمایش مودال برای

سازه‌های بتنی معرفی و برتری‌ها و کاستی‌های برخی پژوهش‌های انجام شده در زمینه رفتار ارتعاشی تیرهای بتن مسلح مورد بحث قرار گرفت. بنا به این بحث‌ها، برای یافتن الگوی خسارت در تیرهای بتن مسلح می‌توان از نتیجه‌های آزمایش مودال بهره گرفت. تا اکنون در این زمینه پژوهشگران تلاش‌های فراوانی کرده‌اند، ولی هنوز هم نکات و زوایای ناشناخته بسیاری وجود دارد.

### ۵-۳- روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت سازه‌ها

در این پژوهش، روش‌های پردازش داده‌های مودال برای ارزیابی خسارت در سازه‌ها مرور شدند و هدف‌های اصلی از به کارگیری این روش‌ها مورد بحث قرار گرفتند. این بحث‌ها همراه با دسته‌بندی روش‌ها و بیان کاستی‌ها و برتری‌های هر یک از آنها ارائه شد. روش‌های شناسایی خسارت به کمک داده‌های مودال به دو دسته تقسیم می‌شوند. دسته نخست، بر اساس تغییرات عامل‌های مودال اولیه (بسامدها، میرایی و شکل مودها) پیشنهاد شده‌اند و یک دیدگاه کلی از تغییرات سختی سازه می‌دهند. در دسته دوم با کمیت‌های محاسباتی مودال مانند کرنش‌ها، کارمایه کرنشی و نرمی به بررسی سازه‌ها می‌پردازند. با این کمیت‌ها، می‌توان خسارت‌های محلی را تعیین کرد و از مکان و شدت خسارت‌ها آگاه شد. برای یافتن عامل‌های ناشناخته مانند شرایط مرزی، اندازه ترک‌ها و پدیده‌هایی مانند نرم‌شوندگی و سخت‌شوندگی کرنش‌ها، روش‌های بدون الگوی عددی پاسخگو نیستند. در این موردها باید از یک الگوی عددی که با داده‌های مودال به‌نگام می‌شود، بهره گرفت.

## ۴-۵ - شناسایی مکان و شدت خسارت‌ها به کمک داده‌های مودال

در این فصل به ارزیابی مکان و شدت خسارت در سازه‌ها به کمک داده‌های مودال پرداخته شد. برای این منظور، ابتدا کرنش‌های مودال نمونه‌ی عددی نمونه‌ها به کمک روش تفاوت مرکزی و برازش منحنی‌های spline به دست آمد. سپس، این کرنش‌های مودال به عنوان بردارهای ورودی شاخص خسارت پیشنهادی بر اساس انرژی آن‌ها معرفی شدند. نتیجه‌های به دست آمده از این شاخص نشان دادند این شاخص توانایی شناسایی هم‌زمان محل و شدت خسارت‌ها را دارد ولی برای کرنش‌های مودال مختلف به برخی از خسارت‌ها حساسیت بیشتری دارد. از این رو، این شاخص با برهم‌نهی کرنش‌های مودال اصلاح شد و شاخص خسارت اصلاح‌شده، نتیجه‌های مناسبی در ارزیابی محل و شدت خسارت‌های مختلف داشت و میتوان از آن در شناسایی وضعیت سازه‌ها بهره جست.

## ۵-۵ - پیشنهاد پژوهش‌های آینده

این پژوهش با توجه به نیازهای موجود و پس از مرور جامعی بر کارهای پژوهشی پیشین انجام شد. با وجود پژوهش‌های بسیاری که در زمینه شناسایی خسارت در سازه‌ها وجود دارد، هنوز هم پرسش‌های زیادی در این زمینه مطرح هستند. این بخش چند نمونه از کارهای پژوهشی را که می‌توان در ادامه انجام داد معرفی می‌کند.

(۱) پژوهش‌های بسیاری برای از بین بردن نویز داده‌های آزمایشگاهی انجام شده‌اند. نویز را می‌توان با بهبود روش‌های آزمایش و قراردادادن جداساز مناسب از سیگنال‌ها جدا کرد. دانش پردازش سیگنال و دستگاه‌های نوین دریافت داده‌های امروزی، پژوهشگران را به این هدف نزدیک‌تر کرده‌اند. ولی هنوز هم پژوهش‌ها در این زمینه ادامه دارند.



۲) بیشتر روش‌های شناسایی خسارت در محل تکیه‌گاه‌ها دچار مشکل می‌شوند. در این پژوهش برای بهبود نتیجه آشکارسازی خسارت‌ها، از پنجره‌بندی استفاده شد. می‌توان در این زمینه از راهکارهای دیگری بهره جست.

۳) در این پژوهش برای محاسبه کرنش‌های مودال از روش تفاوت مرکزی و دورن‌یابی به کمک تابع‌های spline استفاده شد. الگوریتم‌های ریاضی مانند شبکه‌های عصبی می‌توانند راهکارهای نوینی را برای به دست آوردن کرنش‌های مودال با دقت و حساسیت بیشتر امکان‌پذیر کنند.

۴) روش‌های مکان‌یابی خسارت در پژوهش‌های بیشماری به‌طور کامل بررسی شده‌اند در حالی که بررسی شدت خسارت‌ها در مرحله مقدماتی قرار دارند. می‌توان با معرفی شاخص‌هایی، به بررسی شدت خسارت در سازه‌ها پرداخت.

۵) تنها مطالعات محدودی برای شناسایی خسارت در صفحه‌ها در دسترس است که بیشتر آن‌ها تعمیم یافته روش‌های یک‌بعدی هستند. روش‌های انرژی، توانایی خود را به عنوان روشی کارآمد برای شناسایی خسارت در صفحه‌ها نشان دادند و نیازمند پژوهش‌های بیشتری می‌باشند.

می‌توان برای این هدف‌ها آزمایش‌هایی را ترتیب داد و به بررسی توانایی این روش‌ها در شناسایی و ارزیابی خسارت در سازه‌ها پرداخت.

## ۵-۶- خلاصه فصل پنجم

در این فصل به بررسی نتیجه‌های به دست آمده از پژوهش انجام شده برای شناسایی خسارت سازه‌ها، با استفاده از روش‌های نوین پردازش داده‌های مودال پرداخته شد. همچنین بر اساس کمبودهای موجود در این زمینه، هدف‌هایی برای پژوهش‌های آینده پیشنهاد گردید.

فصل ششم

مرجع‌ها

## مرجعا

A.V. Ovanosova, L.E. Suarez, (2004), "Application of wavelet transform to damage detection in frame structures." *Engineering Structures* 26: 39–49.

Abdel Wahab, M. M., and De Roeck, G. (1999), "Damage detection in bridges using modal curvatures: Application to a real damage scenario." *Journal of Sound and Vibration*, 226(2), 217-235.

ABAQUS/CAE, (2006), Version 6.8.1.

Adams, R. D., Cawley, P., Pye, C. J., and Stone, B. J. (1978). "A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures." *Journal of Mechanical Engineering Science*, 20(2), 93-100.

Adeli, H. and Jiang, X. (2006). "Dynamic fuzzy wavelet neural network model for structural system identification." *Journal of Structural Engineering*, Vol.132, No.1, pp. 102-111.

Amaravadi, V., Rao, V., Koval, L. R., and Derriso, M. (2001). "Structural health monitoring using wavelet transforms." *Smart structures and integrated systems*. Proc SPIE, 4327, 258-69.

Anand V.B., (1993), "Computer graphics and geometric modeling for engineers." John Wiley & Sons, 407p.

Au, F. T. K., Cheng, Y. S., Tham, L. G., and Bai, Z. Z. (2003). "Structural damage detection based on a micro-genetic algorithm using incomplete and noisy modal test data." *Journal of Sound and Vibration*, 259(5), 1081-1094.

Baghiee, N., Esfahani, M. R., & Moslem, K. (2009). "Studies on Damage and FRP Strengthening of Reinforced Concrete Beams by Vibration Monitoring." *Engineering Structures*, 31, 875-893.

Barr, P.J., Woodward, B., Najera, B. and Amin, M.N. (2006). "Long-term structural health monitoring of the San Ysidro bridge." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol. 20, No.1, pp. 14-20.

Cao, M., and Qiao, P. (2008). "Integrated wavelet transform and its application to vibration mode shapes for the damage detection of beam-type structures." *Smart materials and structures*, 17(5), 055014.

Cardinale, G. and Orlando, M. (2004). "Structural evaluation and strengthening of a reinforced concrete bridge." *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 9, No. 1, pp. 35-42.

- Chang, C. C., and Chen, L. W. (2004). "Damage detection of a rectangular plate by spatial wavelet based approach." *Applied Acoustics*, 65(8), 819-832.
- Chang, C. C., and Chen, L. W. (2005). "Detection of the location and size of cracks in the multiple cracked beam by spatial wavelet based approach." *Mechanical Systems and Signal Processing*, 19(1), 139-155.
- Chang, P.C. and Liu, S.C. (2003). "Recent research in nondestructive evaluation of civil infrastructures." *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 15, No.3, pp. 298-304.
- Chio S, Park S, Stubbs N. (2005), "Nondestructive damage detection in structures using changes in compliance." *International Journal of Solids and Structures*, 42, pp. 4494-4513.
- Cornwell, P., Doebling, S. W., and Farrar, C. R. (1999). "Application of the strain energy damage detection method to platelike structures." *Journal of Sound and Vibration*, 224(2), 359-374.
- Doebling, S.W., Farrar, C.R., Prime, M.B. and Shevitz, D.W. (1996). "Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from change in their vibration characteristics: A literature review. Report" LA-13070-MS, US-900: Los Alamos National Laboratory, NM.
- Donoho, D.L. and Johnstone, I.M. (1994). "Ideal spatial adaptation via wavelet shrinkage." *Biometrika*, Vol. 81, pp. 425-455.
- Donoho, D.L. (1995). "De-noising by soft-thresholding." *IEEE Trans. Information Theory*, Vol. 41, No. 3, pp. 613-627.
- Douka, E., Loutridis, S., and Trochidis, A. (2003). "Crack identification in beams using wavelet analysis." *International Journal of Solids and Structures*, 40(13-14), 3557-3569.
- Douka, E., Loutridis, S., and Trochidis, A. (2004). "Crack identification in plates using wavelet analysis." *Journal of Sound and Vibration*, 270(1-2), 279-295.
- Ewins, D.J., "Basics and state-of-the-art of modal testing", *Sadhana*, Vol. 25, Part3, pp. 207-220, 2000.
- Farrar, C. R., and Jauregui, D. A. (1998b). "Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: II. Numerical study." *Smart Materials & Structures*, 7(5), 720-731.
- Farrar, C. R., and Jauregui, D. A. (1998a). "Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: I. Experiment." *Smart Materials & Structures*, 7(5), 704-719.
- Farrar, C. R., and James, G. H. (1997). "System identification from ambient vibration measurements on a bridge." *Journal of Sound and Vibration*, 205(1), 1-18.

- Gentile, A., and Messina, A. (2003). "On the continuous wavelet transforms applied to discrete vibrational data for detecting open cracks in damaged beams." *International Journal of Solids and Structures*, 40(2), 295-315.
- Harris, F. J. (1978), "On the Use of Windows for Harmonic Analysis with the Discrete Fourier Transform." *Proceedings of the IEEE*. Vol. 66. pp. 66-67.
- Hong, J. C., Kim, Y. Y., Lee, H. C., and Lee, Y. W. (2002). "Damage detection using the Lipschitz exponent estimated by the wavelet transform: applications to vibration modes of a beam." *International Journal of Solids and Structures*, 39(7), 1803-1816.
- Hu, C. S., and Afzal, M. T. (2006). "A statistical algorithm for comparing mode shapes of vibration testing before and after damage in timbers." *Journal of Wood Science*, 52(4), 348-352.
- Huth, O., Feltrin, G., Maeck, J., Kilic, N., and Motavalli, M. (2005). "Damage identification using modal data: Experiences on a prestressed concrete bridge." *Journal of Structural Engineering-Asce*, 131(12), 1898-1910.
- Just-Agosto, F., Shafiq, B., and Serrano, D. (2007). "Development of a damage detection scheme applicable to sandwich composites." *Journal of Sandwich Structures & Materials*, 9(4), 343-363.
- Kasper, D. G., Swanson, D. C., and Reichard, K. M. (2008). "Higher-frequency wavenumber shift and frequency shift in a cracked, vibrating beam." *Journal of Sound and Vibration*, 312(1-2), 1-18.
- Khan, A. Z., Stanbridge, A. B., and Ewins, D. J. (1999). "Detecting damage in vibrating structures with a scanning LDV." *Optics and Lasers in Engineering*, 32(6), 583-592.
- Kim, B. H., Park, T., and Voyiadjis, G. Z. (2006). "Damage estimation on beam-like structures using the multi-resolution analysis." *International Journal of Solids and Structures*, 43(14-15), 4238-4257.
- Kim, J. T., Ryu, Y. S., Cho, H. M., and Stubbs, N. (2003). "Damage identification in beam type structures: frequency-based method vs mode-shape-based method." *Engineering Structures*, 25(1), 57-67.
- Lam, H. F., Ko, J. M., and Wong, C. W., (1995), "Detection of Damage Location Based on Sensitivity Analysis." in *Proc. of the 13th International Modal Analysis Conference*, pp. 1499–1505.
- Lee, J. J., Lee, J. W., Yi, J. H., Yun, C. B., and Jung, H. Y. (2005). "Neural networks based damage detection for bridges considering errors in baseline finite element models." *Journal of Sound and Vibration*, 280(3-5), 555-578.
- Li, H. J., He, C. J., Ji, J. L., Wang, H., and Hao, C. Z. (2005). "Crack damage detection in beam-like structures using RBF neural networks with experimental validation." *International Journal of Innovative Computing Information and Control*, 1(4), 625-634.

- Liang, R. Y., Hu, J. L., and Choy, F. (1992). "Theoretical-Study of Crack-Induced Eigenfrequency Changes on Beam Structures." *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 118(2), 384-396.
- Liew, K. M., and Wang, Q. (1998). "Application of wavelet theory for crack identification in structures." *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 124(2), 152-157.
- Lynch, J.P., (2005) "Advanced Structural Dynamics and Smart Structures (3 Credits)", CEE810 (CEE619), Michigan University.
- Mallat, S. Zhong, (1992) "Characterization of signals from multiscale edges." *IEEE Transaction on Pattern Analysis and Machine Intelligence* 14: 710–732.
- MATLAB. "The language of technical computing." (2004), Version 7, (Release 14-1).
- Misiti M, Misiti Y, Oppenheim G, Poggi J-M. (2004) "Wavelet toolbox user's guide." Natick, MA: The Math Works Inc.
- Morassi, A. (1993). "Crack-Induced Changes in Eigenparameters of Beam Structures." *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 119(9), 1798-1803.
- Ndambi, J. M., Vantomme, J., and Harri, K. (2002). "Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives." *Engineering Structures*, 24(4), 501-515.
- Pandey, A. K., Biswas, M., and Samman, M. M. (1991). "Damage Detection from Changes in Curvature Mode Shapes." *Journal of Sound and Vibration*, 145(2), 321-332.
- Pandey, A. K., and Biswas, M. (1994). "Damage Detection in Structures Using Changes in Flexibility." *Journal of Sound and Vibration*, 169(1), 3-17.
- Pawar, P. M., Reddy, K. V., and Ganguli, R. (2007). "Damage detection in beams using spatial Fourier analysis and neural networks." *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 18(4), 347-359.
- Qiao, P. H., Lu, K., Lestari, W., and Wang, J. L. (2007a). "Curvature mode shape-based damage detection in composite laminated plates." *Composite Structures*, 80(3), 409-428.
- Qiao, P. Z., Lestari, W., Shah, M. G., and Wang, J. L. (2007b). "Dynamics-based damage detection of composite laminated beams using contact and noncontact measurement systems." *Journal of Composite Materials*, 41(10), 1217-1252.
- Quek, S. T., Wang, Q., Zhang, L., and Ang, K. K. (2001). "Sensitivity analysis of crack detection in beams by wavelet technique." *International Journal of Mechanical Sciences*, 43(12), 2899-2910.

- Ratcliffe, C. P. (2000). "Damage detection using a modified laplacian operator on mode shape data." *Journal of Sound and Vibration*, 204(3), 505-517.
- Richardson, M., "Is it a mode shape or an operating deflection shapes?", *Sound & Vibration Magazine*, 1997.
- Rucka M., (2011), "Damage Detection in beams using wavelet transform on higher vibration modes." *journal of theoretical and applied mechanics* 49, 2, pp. 399-417
- Rucka M., Wilde K., (2006), "Application of continuous wavelet transform in vibration based damage detection method for beams and plates." *Journal of Sound and Vibration*, 297, 536-550.
- Saitoh, M. and Takei, B. T., (1996), "Damage Estimation and Identification of Structural Faults Using Modal Parameters." in *Proc. of the 14th International Modal Analysis Conference*, Dearborn, MI.
- Salawu, O. S., and Williams, C. (1994). "Damage location using vibration mode shapes." *International Modal Analysis Conference*, 933-9.
- Salawu, O. S. (1997). "Detection of structural damage through changes in frequency: A review." *Engineering Structures*, 19(9), 718-723.
- Shannon, Claude E. (1948). "A Mathematical Theory of Communication". *Bell System Technical Journal* 27 (3): 379–423.
- Shi, Z. Y., and Law, S. S. (1998). "Structural damage localization from modal strain energy change." *Journal of Sound and Vibration*, 218(5), 825-844.
- Shi, Z. Y., Law, S. S., and Zhang, L. M. (2000). "Damage localization by directly using incomplete mode shapes." *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 126(6), 656-660.
- Sohn, H., Farrar, C.R., Hemez, F.M., Shunk, D.D., Stinemates, D.W. and Nadler, B.R.(2003). "A review of structural health monitoring literature: 1996-2001. Report. " LA-13976-MS: Los Alamos National Laboratory, NM.
- Strang G, Nguyen T. (1996), "Wavelets and filter banks." Wellesley, MA: Wellesley–Cambridge Press.
- Stubbs, N., Kim, J. T., and Farrar, C. R. (1995). "Field verification of a nondestructive damage localization and severity estimation algorithm." *Proceedings of 13<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference*, 1, 210-8.
- Stubbs, N., and Kim, J. T. (1996). "Damage localization in structures without baseline modal parameters." *Aiaa Journal*, 34(8), 1644-1649.
- Swamidas, A. S. J., and Chen, Y. (1995). "Monitoring Crack-Growth through Change of Modal Parameters." *Journal of Sound and Vibration*, 186(2), 325-343.



Topole, K. G., and Stubbs, N. (1995). "Nondestructive Damage Evaluation in Complex Structures from a Minimum of Modal Parameters." *Modal Analysis-the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, 10(2), 95-103.

Wang, Q., and Deng, X. M. (1999). "Damage detection with spatial wavelets." *International Journal of Solids and Structures*, 36(23), 3443-3468.

Wei Z., Yam L.H., Cheng L. (2004), "Detection of internal delamination in multi-layer composites using wavelet packets combined with modal parameter analysis." *International Journal of Composite Structures* 64: 377–387.

Wu, D., and Law, S. S. (2005). "Sensitivity of uniform load surface curvature for damage identification in plate structures." *Journal of Vibration and Acoustics-Transactions of the Asme*, 127(1), 84-92.

Wu, D., and Law, S. S. (2004). "Damage localization in plate structures from uniform load surface curvature." *Journal of Sound and Vibration*, 276(1-2), 227-244.

Zhang, Z., and Aktan, A. E. (1998). "Application of modal flexibility and its derivatives in structural identification." *Research in Nondestructive Evaluation*, 10(1), 43-61.

Zhong, S. C., and Oyadiji, S. O. (2007). "Crack detection in simply supported beams without baseline modal parameters by stationary wavelet transform." *Mechanical Systems and Signal Processing*, 21(4), 1853-1884.

Zhou, Z. G., Wegner, L. D., and Sparling, B. F. (2007). "Vibration-based detection of small scale damage on a bridge deck." *Journal of Structural Engineering-Asce*, 133(9), 1257-1267.

## Abstract

This thesis evaluated methods of structure assessment and damage detection in structures based on modal data processing methods. For this purpose, the modal test and the factors obtained from it were introduced. After surveying these factors, the scientific applications of modal test for concrete structures were introduced and some of conducted studies on vibration behavior of reinforced concrete beams were discussed; and it was concluded that the results of modal test can be useful for identification of damage pattern in reinforced concrete beams.

Moreover, modal data processing methods for damage assessment in structures were reviewed and the major aims of their applications were discussed. These discussions were provided along with categorization of the methods and presentation of advantages and disadvantages of each. Damage detection methods using modal data are divided into two major categories: (1) the methods suggested based on changes of primary modal factors (frequencies, attenuation and mode shapes) that provide an overview of hardness changes in the structure, and (2) the methods in which the structure is assessed by modal computational quantities including strains, strain energy and softness.

In this study, a new algorithm based on local energy of modal strains was proposed for simultaneous identification of location and severity of damages in beam structures. The proposed solution was able to detect single and multiple artificial damages in the numerical model. The results of numerical analysis showed that the proposed method is able to accurately detect location and severity of damages using a limited number of vibration modes. The damages occurred in the first stages can be detected by applying the proposed algorithm in modal strains' space; and then the decisions can be made for prevention of sudden failure of the structure.

**Keywords:** Damage in structures, Modal factors, Location and severity of damage, Damage index.



**Shahrood University of Technology**

**Faculty of Civil Engineering**

**M.Sc. Thesis in Structural Engineering**

**Structural Damage Identification using Modal  
Parameters Change**

**By: Seyed Reza Seyedi**

**Supervisor:**

**Dr. Ali Keyhani**

**September 2015**