

روش انرژی تعمیم یافته جهت برآورد پاسخ قاب‌های خمشی فولادی تحت تحریک لرزه‌یی

سید بهرام بهشتی اول* (دانشیار)

سید جعفر کمالی فیروزآبادی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر طوسی

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۲)
دوری ۲، شماره ۳، ص. ۱۱۷-۱۲۶، (پادداشت ش)

براساس نوع نگرشی که به حرکت لرزه‌یی زمین می‌توان داشت، روش‌های طراحی لرزه‌یی سازه‌ها متفاوت می‌شوند. یکی از این روش‌ها که بر پایه‌ی تحلیل غیر خطی سازه‌هاست، از دیدگاه انرژی به زلزله شکل می‌گیرد. با توجه به ضعف‌هایی که در روش‌های دیگر طراحی از جمله: روش نیرو و جابجایی وجود دارد، به نظر می‌رسد که در آینده‌ی نزدیک روش انرژی با رشد و تکامل مناسب جایگزین تمامی روش‌های فعلی طراحی لرزه‌یی سازه‌ها شود. در این مطالعه، دقت این روش در تخمین نیاز تغییر مکانی قاب‌های خمشی تحت رکورد هایی با خصوصیات نزدیک و دور از گسل بررسی می‌شود. با توجه به تأثیرگذاری طیف سرعت رکورد در میزان انرژی انتقالی از زمین به سازه، در ابتدا خصوصیات طیف سرعت رکوردهای دور و نزدیک گسل بررسی می‌شوند. با انجام این بررسی‌ها، راهکاری وابسته به شدت طیفی (SI) جهت تخمین دقیق‌تری از انرژی انتقالی رکورد پیشنهاد شده است. در پایان با بررسی دقت این راهکار مشاهده می‌شود که به کارگیری آن در افزایش دقت نتایج تأثیر قابل توجهی دارد.

واژگان کلیدی: طراحی لرزه‌یی، روش انرژی، نیاز تغییر مکانی، رکورد نزدیک گسل، رکورد دور از گسل، طیف سرعت.

مقدمه

تغییر دیدگاه طراحی لرزه‌یی از روش نیرو به سمت روش جابجایی به منزله‌ی یکی از روش‌های طراحی غیرخطی سازه‌ها در سال‌های اخیر، منجر به ارائه‌ی روش‌ها و راهکارهای مختلف مبتنی بر روش جابجایی در جهت تخمین نیاز تغییر مکانی سازه (تغییر مکان هدف) شده است. از آن جمله می‌توان به روش‌های براساس پیش‌استاندارد FEMA ۳۵۶ (۲۰۰۰)^[۱]، مدرک بررسی لرزه‌یی ساختمان‌های بتنی ATC ۴۰ (۱۹۹۶)^[۲] و روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مودی MPA (۲۰۰۰)^[۳] اشاره کرد. قابل ذکر است که تمامی این روش‌ها بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی^۱ سازه هستند. نادیده گرفتن اختلاف اثرات بین حرکات دور و نزدیک و اثر مکانیزم خرابی سازه به منزله‌ی ضعف ذاتی روش جابجایی، منجر به قوت گرفتن دیدگاه دیگر در زمینه‌ی تحلیل غیرخطی سازه‌ها بر پایه‌ی روش انرژی شده است. به نظر می‌رسد که در آینده‌ی نزدیک این دیدگاه با پیچیدن مراحل رشد و تکامل خود، جایگزین روش‌های موجود در زمینه‌ی طراحی لرزه‌یی سازه‌ها شود.

در سال ۱۹۵۶، برای اولین بار بحث طراحی لرزه‌یی سازه‌ها به روش انرژی پیشنهاد و انرژی ورودی زلزله به سازه با رفتار خطی به صورت رابطه‌ی ۱ تقریب زده شد.^[۴] در پژوهش دیگری در سال ۱۹۸۴ نشان داده شد که این مقدار برای

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۴/۸، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱۲/۲۱، پذیرش ۱۳۹۱/۲/۱۷.

beheshti@kntu.ac.ir
J.kamali270@sina.kntu.ac.ir

سازه‌های با رفتار خطی و غیرخطی تفاوت چندانی ندارد و از آن می‌توان برای سازه‌های غیرخطی نیز استفاده کرد.^[۵]

$$E_i = \frac{1}{\gamma} M S_v^2 \quad (1)$$

در رابطه‌ی ۱، M جرم سازه و S_v مقادیر مربوط به طیف شبه سرعت سازه است. پس از مطالعات هاوژنر در زمینه‌ی تخمین انرژی ورودی زلزله به سازه و عوامل مؤثر در این میزان، مطالعات گوناگونی صورت گرفته است.^[۶-۹] قابل ذکر است که در تمامی روابط ارائه شده جهت تخمین انرژی ورودی زلزله، مقادیر مربوط به طیف سرعت و شبه سرعت نقش اساسی را بر عهده داشته‌اند. در زمینه‌ی روش‌های بر پایه‌ی مفهوم انرژی و کاربرد آن‌ها در بررسی‌های سازه‌یی، تحقیقات گوناگونی در سال‌های اخیر صورت گرفته است.^[۱۰-۱۳]

در پژوهشی در سال ۲۰۰۱، به منظور کاربرد رابطه‌ی هاوژنر برای سیستم کشسان-خمیری، ضریبی با عنوان ضریب انرژی γ ، به صورت نسبت انرژی جذب شده توسط سیستم غیرخطی به سیستم خطی معادل تعریف شده است که مفهوم آن در رابطه‌ی ۲ و شکل ۱ نشان داده شده است.^[۱۴] ضریب انرژی (γ) را می‌توان هم از طریق رابطه‌ی دقیق $T - \mu - R_{\gamma}$ مربوط به رکورد زلزله‌ی مشخص و هم از طریق روابط تقریبی پیشنهادی محاسبه کرد. در این بررسی‌ها از رابطه‌ی نیومارک و هال (۱۹۸۴) استفاده می‌شود.^[۱۵] شکل ۲، مقادیر ضریب انرژی (γ) را براساس

در این رابطه، V_y ، D_y و D_m به ترتیب برش پایه، تغییر مکان تسلیم، و تغییر مکان نهایی سیستم یک درجه آزادی هستند.

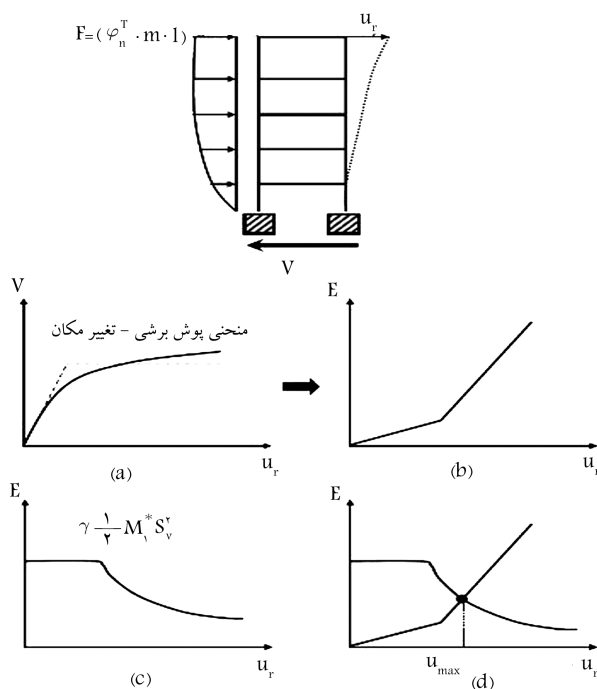
آن‌ها با توجه به معادلات حرکت سازه‌ی چند درجه آزادی (MDOF) و یک درجه آزادی (SDOF) و تعریف تغییر مکان از سازه‌ی چند درجه آزادی که کار مجازی انجام شده توسط برش پایه‌ی سازه نسبت به این تغییر مکان برابر با کار انجام شده توسط سازه باشد، رابطه‌ی تعادل انرژی را برای سازه‌ی چند درجه آزادی به صورت رابطه‌ی ۷ ارائه کردند.^[۱۳]

$$V_{bny} = M_n^* V_{ny}, \quad u_{ny} = D_{ny} \quad (7)$$

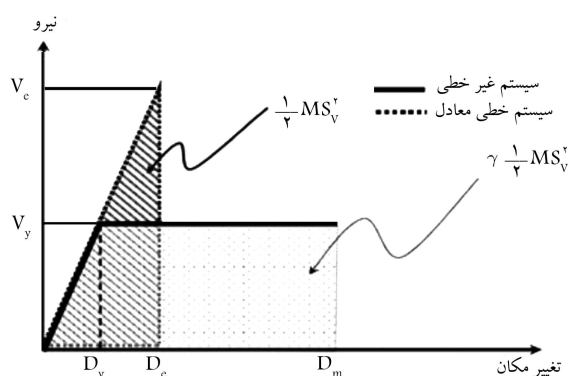
$$\gamma \frac{1}{4} M_n^* S_v^T = E_e + E_p = \frac{1}{4} V_{bny} u_{ny} + V_{bny} (u_{nm} - u_{ny}) \quad (8)$$

در این رابطه، M_n^* جرم مؤثر مودی n ام، S_v مقادیر مربوط به طیف شبه سرعت است. V_{bny} و u_{ny} به ترتیب برش پایه و تغییر مکان تسلیم سازه‌ی چند درجه آزادی هستند که رابطه‌ی آن‌ها با مقادیر متناظرشان در سازه‌ی یک درجه آزادی به صورت رابطه‌ی ۷ است. در واقع رابطه‌ی ۸ با جای‌گذاری این روابط در رابطه‌ی تعادل انرژی سازه‌ی یک درجه آزادی (رابطه‌ی ۶)، حاصل شده است.

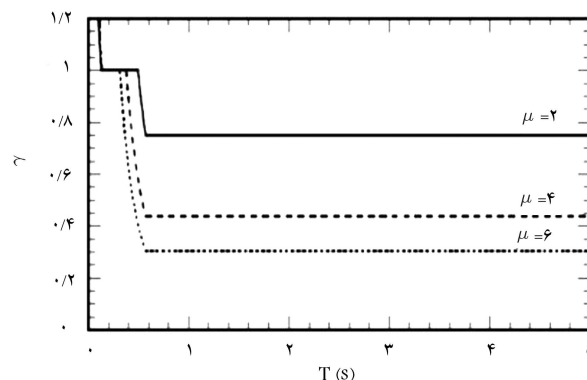
با توجه به رابطه‌ی ۸، با محاسبه‌ی سطح زیر منحنی برش - تغییر مکان مربوط به تحلیل استاتیکی غیرخطی به روش گام به گام منحنی ظرفیت انرژی سازه،^[۱۲] و از رابطه‌ی ۵ که در آن ضریب انرژی (γ) در هر گام قابل محاسبه است، منحنی تقاضای انرژی رکورد زلزله به دست می‌آید و از تقاطع این دو منحنی نیاز تغییر مکانی سازه (تغییر مکان هدف) تخمین زده می‌شود. شکل ۳، مراحل و روند این محاسبات را نشان می‌دهد. توزیع بار جانبی جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با شکل مود اول ارتعاش در نظر گرفته شده است. در این تحقیق تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین تحلیل غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی قاب‌ها با نرم‌افزار ۳D Performe انجام شده است.



شکل ۳. روند تخمین نیاز تغییر مکانی سازه به روش تعادل انرژی.^[۱۶]



شکل ۱. مفهوم تعادل انرژی با به‌کارگیری ضریب انرژی γ .^[۱۳]



شکل ۲. مقادیر ضریب انرژی براساس روابط نیومارک و هال.^[۱۴]

روابط نیومارک و هال و برای میرایی ۵٪ نشان می‌دهد.

$$\gamma = \frac{E_e + E_p}{\frac{1}{4} M S_v^T} = \frac{2\mu - 1}{R_y} \quad (2)$$

در این رابطه، شکل‌پذیری μ ، و ضریب کاهش مقاومت R_y ، مطابق رابطه‌های ۳ و ۴ تعریف می‌شوند:

$$\mu = \frac{\max |D|}{D_y} \quad (3)$$

$$R_y = \frac{V_e}{V_y} \quad (4)$$

با تعریف ضریب انرژی (γ)، رابطه‌ی هاوزنر به صورت رابطه‌ی ۵ نوشته می‌شود:

$$E_i = \gamma \frac{1}{4} M S_v^T \quad (5)$$

تخمین نیاز تغییر مکانی با توجه به مفهوم تعادل انرژی

در پژوهشی در سال ۲۰۰۹، روشی بر پایه‌ی مفهوم تعادل انرژی پیشنهاد شد که مبنای این مطالعه است، و در آن رابطه‌ی تعادل انرژی سیستم یک درجه آزادی با رفتار کشسان - خمیری به صورت رابطه‌ی ۶ ارائه شد. در این رابطه، انرژی تقاضای زلزله از رابطه‌ی هاوزنر محاسبه و انرژی جذب شده توسط سیستم به صورت مجموع انرژی قابل بازگشت کرنش کشسان (E_e) و انرژی غیر قابل بازگشت هیستریزس (E_p) در نظر گرفته شده است.^[۱۳]

$$\gamma \frac{1}{4} M S_v^T = E_e + E_p = \frac{1}{4} V_y D_y + V_y (D_m - D_y) \quad (6)$$

جدول ۱. ضرایب مقیاس مربوط به رکوردهای با خصوصیات نزدیک گسل.

PGV (cm/s)	PGA (g)	Site Class	Dist. (Km)	M_w	Data Source	Station	Date	Earthquake
۷۵٫۱	۰٫۴۷۶	D	۰٫۱	۶٫۱	CDMG	Chomlame#۲	۰۶/۲۸/۶۶	Parkfield
۱۰۹٫۸	۰٫۴۳۹	D	۱	۶٫۵	CDMG	El Centro Array#۶	۱۰/۱۵/۷۹	Imperial valley (۱)
۸۳٫۹	۰٫۵۱۵	D	۲	۶٫۹	-	Erzincan	۰۳/۱۳/۹۲	Erzincan
۱۰۲٫۸	۰٫۸۹۷	D	۶٫۲	۶٫۷	DWP	Sylmar	۱/۱۷/۹۴	Northridge (۱)
۱۱۷٫۵	۰٫۸۲۸	D	۶٫۱	۶٫۷	DWP	Sylmar	۱/۱۷/۹۴	Northridge (۲)
۵۴٫۳	۰٫۶۰۲	D	۳٫۸	۶٫۵	CDMG	El Centro Array#۸	۱۰/۱۵/۷۹	Imperial valley (۲)
۸۹٫۷	۰٫۶۶۲	D	۹٫۵	۷٫۱	CDMG	Petrolia	۰۴/۲۵/۹۲	Cape mendocino
۸۱٫۳	۰٫۸۲۱	D	۱۷٫۹	۶٫۹	PEER	Kobe University	۰۱/۱۶/۹۵	Kobe

۱ و ۲: زلزله های هم نام که در یک تاریخ رخ داده ولی در دو ایستگاه مختلف ثبت شده است.

جدول ۲. اطلاعات مربوط به رکوردهای با خصوصیات دور از گسل.

PGV (cm/s)	PGA (g)	Site Class	Dist. (Km)	M_w	Data منبع	ایستگاه ثبت رکورد	تاریخ	نام رکورد زلزله
۲۹٫۸	۰٫۳۱۳	D	۸٫۳	۷	USGS	El Centro Array#۹	۰۵/۱۹/۴۰	Imperial valley (El Centro)
۲۴٫۹	۰٫۲۷	D	۲۸٫۷	۶٫۵	UNAM	Chihuahua Array#۶	۱۰/۱۵/۷۹	Imperial valley (۱)
۱۱٫۶	۰٫۱۶۹	D	۲۶٫۵	۶٫۵	UNAM	Cerro Prieto	۱۰/۱۵/۷۹	Imperial valley (۲)
۳۸٫۰	۰٫۶۳۸	D	۱۶٫۹	۶٫۹	UCSC	WAHO	۱۰/۱۸/۸۹	Lomo prieta
۲۷٫۵	۰٫۳۵۸	D	۲۵٫۵	۶٫۷	CDMG	LA-Hollywood Stor	۰۱/۱۷/۹۴	Northridge (۱)
۸٫۱	۰٫۱۵۱	D	۲۵٫۴	۶٫۶	USGS	Palmdale Fire Station Array#۸	۰۲/۰۹/۷۱	San Fernando
۱۲٫۱	۰٫۱۹۴	D	۶۰	۶٫۷	USC	Terminal Island	۰۱/۱۷/۹۴	Northridge (۲)
۵٫۵	۰٫۰۸۱	D	۶۹٫۵	۷٫۳	CDMG	Hemet Fire Station	۰۶/۲۸/۹۲	Landders

جدول ۳. مشخصات هندسی قاب‌ها.

سیستم	تعداد	عرض دهانه	تعداد	ارتفاع طبقه
سازه‌ی	دهانه	(m)	طبقات	(m)
قاب خمشی ویژه	۴	۵	۲۰، ۱۰، ۶، ۳	۳٫۲

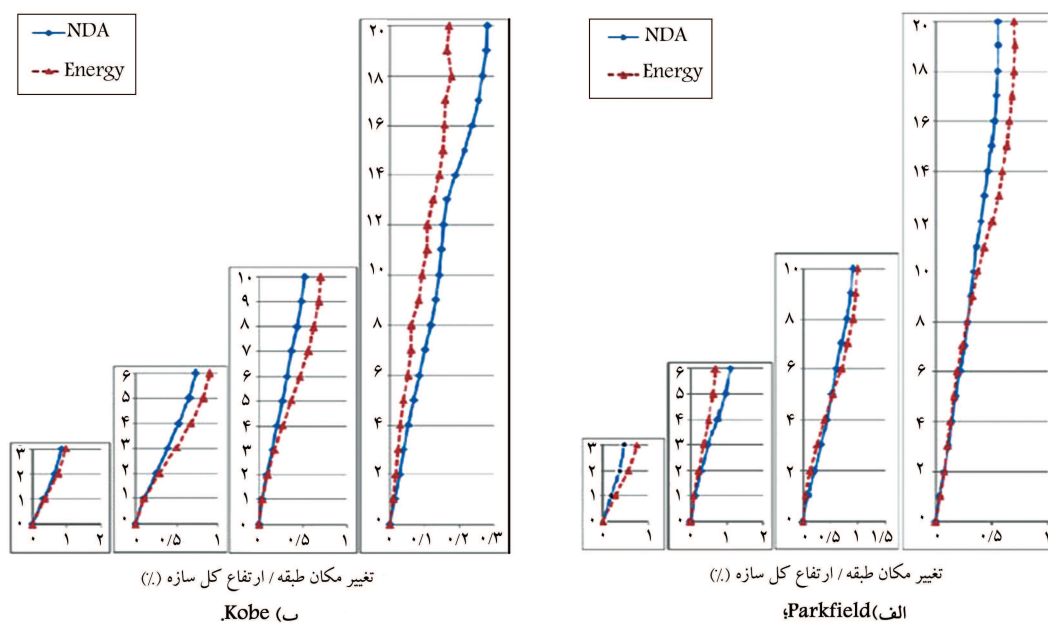
استفاده شده از فولاد ST-۳۷ هستند (جدول ۴). میرایی سازه ۵٪ و از اثرات $P-\Delta$ در محاسبات صرف نظر شده است. قاب‌ها از نوع خمشی ویژه و براساس آیین‌نامه‌ی UBC (۱۹۹۷)، [۱۹] و برای منطقه‌ی لرزه‌خیزی زیاد و فاصله‌ی حدود ۱۰ کیلومتر از مرکز لرزه‌خیزی از نوع B و خاک نوع SD تحلیل و طراحی شده‌اند. دوره‌ی تناوب این قاب‌ها که همان دوره‌ی تناوب سازه در مود اول است، به ترتیب افزایش تعداد طبقات ۰٫۶۲، ۱٫۰۵۸، ۱٫۵۲ و ۳٫۱۴ است. از تخمین نیاز تغییرمکانی قاب‌های خمشی مورد مطالعه به روش انرژی و مقایسه با نتایج آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی (NDP) به منزله‌ی معیار سنجش دقت این نتیجه حاصل می‌شود که دقت روش انرژی به خصوصیات نزدیک و دور از گسل بودن رکورد ارتباط چندانی ندارد. [۲۰] این نتیجه را می‌توان در شکل‌های ۴ الی ۶ در رابطه با نیاز تغییرمکانی طبقات تحت ۲ نمونه‌ی رکورد از هر گروه رکوردها که طیف‌های شبه سرعت مربوط به این رکوردها در شکل ۷ نمایش داده شده است، ملاحظه کرد. این مطالعه دوره‌ی تناوب مربوط به بیشینه‌ی مقدار طیف شبه سرعت را به منزله‌ی دوره‌ی تناوب پالس رکورد (T_p) در نظر گرفته است. [۲۱]

بررسی طیف‌های شبه سرعت رکورد زلزله

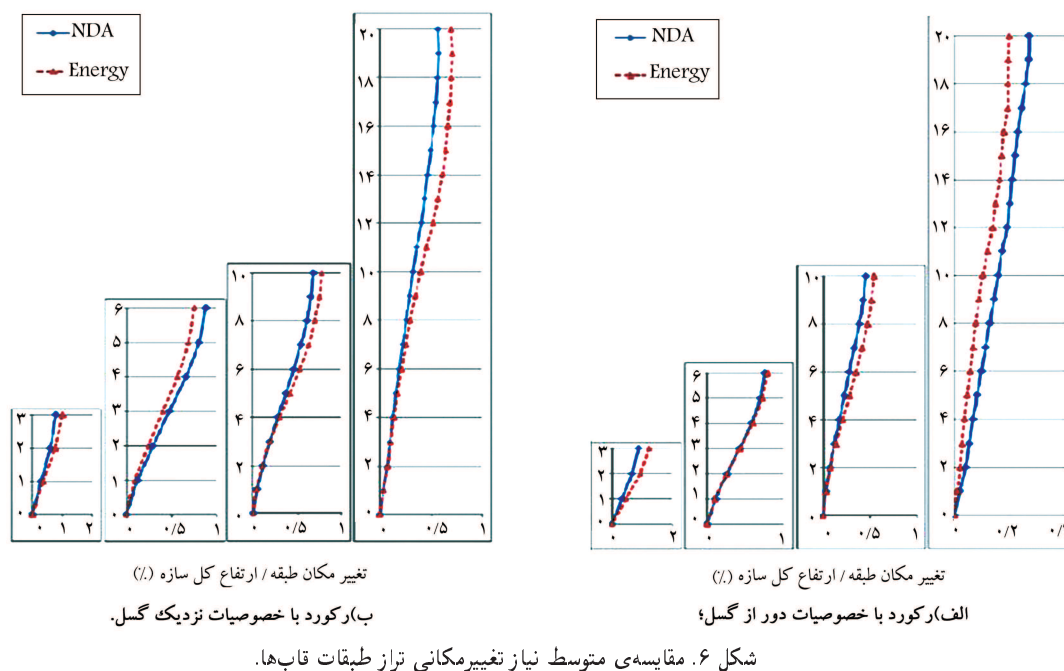
بررسی روابط ارائه شده در تخمین انرژی انتقالی زلزله به سازه از رابطه‌ی ۲ نشان می‌دهد که طیف شبه سرعت رکورد (PSV) نقش عمده و تعیین‌کننده‌ی در تخمین این مقدار دارد، لذا در این مرحله از مطالعات به بررسی خصوصیات این طیف‌ها و تأثیر آن‌ها در دقت روش انرژی به منظور تخمین نیاز تغییرمکانی سازه می‌پردازیم. در این راستا از ۲ گروه رکورد زلزله با خصوصیات نزدیک گسل و دور از گسل و هر گروه دارای ۸ رکورد زلزله استفاده شده است. اطلاعات مربوط به این رکوردها در جدول‌های ۱ و ۲ آورده شده است. تمامی این رکوردها براساس شدت طیفی (SI) که به صورت رابطه‌ی ۹ تعریف می‌شود، مقیاس شده‌اند. بدین صورت که شدت طیفی تمامی رکوردها را با شدت طیفی رکورد مینا که در این مطالعه رکورد نزدیک گسل Imperial valley (۱) در نظر گرفته شده است، مقیاس می‌کنیم. [۱۷] شدت طیفی رکورد مینا براساس سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) قاب‌ها به منظور عملکرد غیرخطی آن‌ها محاسبه شده است. برای این منظور رکورد مینا به بیشینه‌ی نسبت گریزکل سازه ۲٫۵٪ (Drift ٪/۲٫۵) مقیاس شده است. [۱۸]

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v dT \quad (9)$$

در این مطالعه از قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات متفاوت (مشخصات هندسی آن‌ها در جدول ۳ معرفی شده است) استفاده شده است. بار مرده و زنده‌ی طبقات به ترتیب ۳۰ kN/m و ۱۰ kN/m در نظر گرفته شده‌اند و تمامی مقاطع



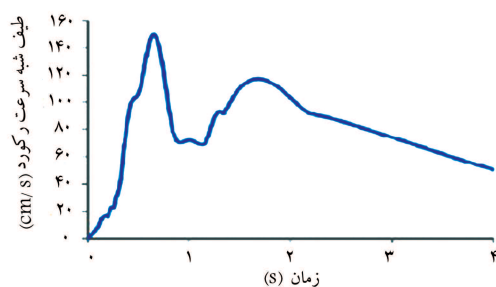
شکل ۵. مقایسه‌ی نیاز تغییر مکانی تراز طبقات قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل.



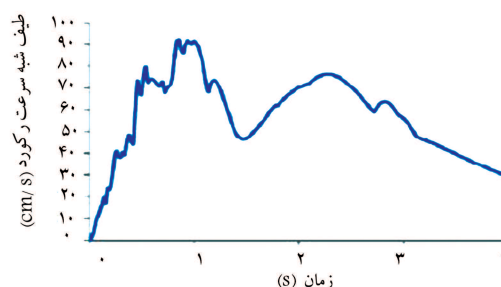
شکل ۶. مقایسه‌ی متوسط نیاز تغییر مکانی تراز طبقات قاب‌ها.

ظاهری در هر ۲ گروه رکوردهای به‌کار گرفته شده مشاهده می‌شود، ولی پستی و بلندی‌های کم و همچنین وجود چندین نقطه‌ی اوج بیشتر در طیف‌های رکوردهای نزدیک گسل مشاهده می‌شود. شکل ۸، نمونه‌ی از این طیف‌ها را نشان می‌دهد. با بررسی طیف‌های شبه سرعت رکوردهای مورد بحث واضح است که در محدوده‌های دوره‌ی تناوب نزدیک به مناطق پستی و بلندی ناگهانی و نقاط اوج دقت روش انرژی به‌علت تخمین غیر واقعی انرژی انتقالی زلزله به سازه، پایین است و به‌منظور افزایش دقت و پوشش چنین ضعفی و ثبات دقت روش انرژی در تمامی محدوده‌های دوره‌ی تناوب باید تدبیری در مقدار طیف شبه سرعت متناظر با دوره‌ی تناوب سازه اندیشید.

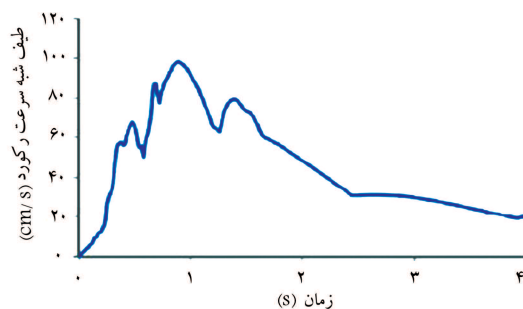
با بررسی طیف‌های شبه سرعت مربوط به بعضی از رکوردها، پستی و بلندی زیاد و در بعضی دیگر چندین نقطه‌ی اوج مشاهده می‌شود که این تغییرات ناگهانی در مقادیر این طیف‌ها می‌تواند در دقت نتایج حاصل از روش انرژی تأثیر بسزایی داشته باشد. با توجه به طیف‌های شبه سرعت رکوردهای به‌کار گرفته شده در این تحقیق، آنچه که در مورد خصوصیات ظاهری آن‌ها می‌توان بیان کرد این است که درصد کمی از این طیف‌ها دارای ظاهری طبیعی هستند، به این معنی که دارای یک نقطه‌ی اوج هستند و همچنین مقادیر طیفی آن‌ها در بازه‌های مختلف دوره‌ی تناوب با آهنگ تقریباً ثابتی تغییر می‌کند. بیشتر طیف‌های سرعت رکوردهای به‌کار گرفته شده دارای پستی و بلندی‌های زیاد و بعضاً دارای چندین نقطه‌ی اوج هستند. این خصوصیات



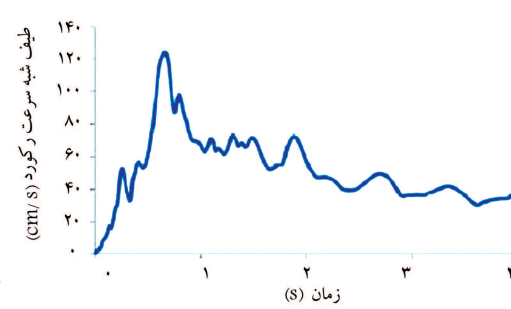
ج) رکورد (Parkfield ($T_p=0.66$))



الف) رکورد (El Centro ($T_p=0.86$))

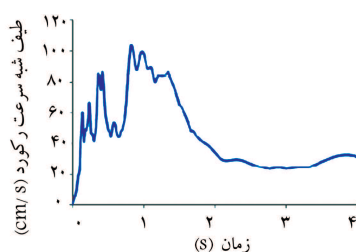


د) رکورد (Kobe ($T_p=0.9$))

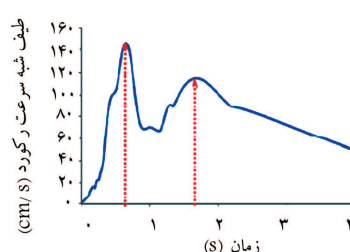


ب) رکورد (Imperial valley (۱) ($T_p=0.66$))

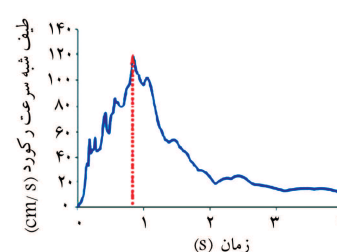
شکل ۷. طیف شبه سرعت.



ج) رکورد دور از گسل.



ب) رکورد نزدیک گسل؛



الف) ظاهر طبیعی؛

شکل ۸. نمونه‌هایی از طیف شبه سرعت.

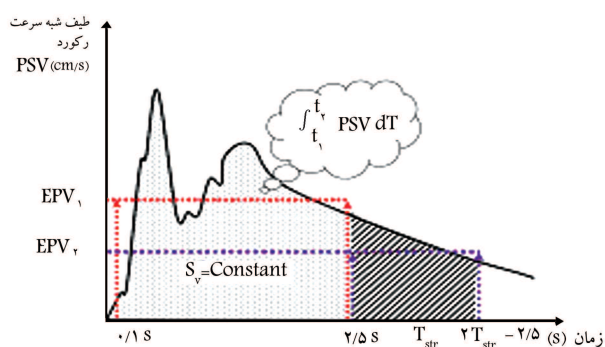
سرعت اوج مؤثر رکورد (EPV)

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، جهت بهبود دقت روش انرژی در تخمین نیاز تغییر مکانی سازه و در راستای پوشش ضعف این روش در محدوده‌های دوری تناوبی که طیف شبه سرعت رکورد زلزله در آن محدوده دارای پستی و بلندی و یا نقطه‌ای اوجی نزدیک به نقطه‌ای اوج رکورد مربوط به دوره‌ی تناوب پالس باشد، در اینجا به معرفی سرعت اوج مؤثر رکورد زلزله می‌پردازیم. این سرعت به صورت رابطه‌ی ۱۰ تعریف می‌شود:

$$EPV = \frac{\int_{t_1}^{t_2} PSV dT}{t_2 - t_1} \quad (10)$$

که در آن، t_1 و t_2 عبارت‌اند از:

۱. در محدوده‌ی دوری تناوب مربوط به سرعت ثابت مقادیر آن همانند مقادیر مربوط به محاسبه‌ی شدت طیفی (SI) به ترتیب ۰/۸ و ۲/۵ ثانیه است.
۲. در محدوده‌ی خارج از سرعت ثابت به ترتیب ۲/۵ و t_2 به گونه‌ی که دوره‌ی تناوب سازه (T_{str}) میانه‌ی محدوده‌ی دوری تناوب مورد نظر باشد.



شکل ۹. مفهوم سرعت اوج مؤثر EPV.

شکل ۹، مفهوم سرعت اوج مؤثر را نشان می‌دهد. با تعریف سرعت اوج مؤثر در این مرحله، جهت تخمین میزان انرژی ورودی زلزله از رابطه‌ی ۱۱ استفاده می‌شود:

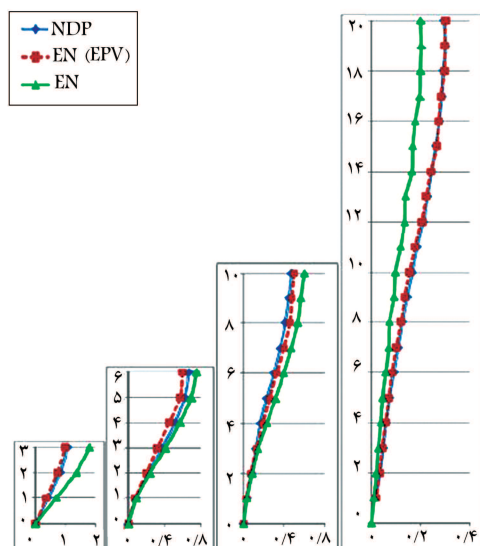
$$E_i = \gamma \frac{1}{2} M_n^* (EPV)^2 \quad (11)$$

در واقع این رابطه همان رابطه‌ی ۵ است و فقط به جای مقدار طیف شبه سرعت مربوط به دوره‌ی تناوب سازه از مقدار سرعت اوج مؤثر مربوط استفاده می‌شود.

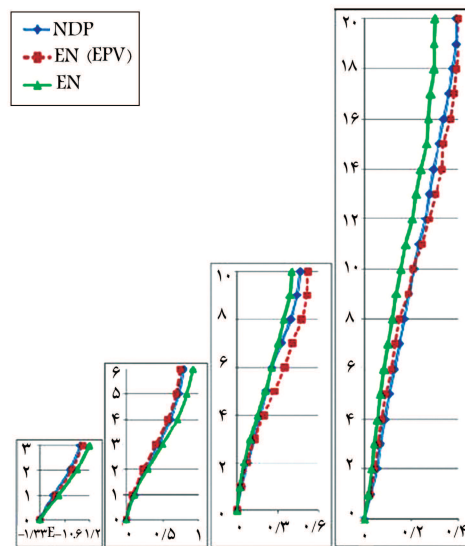
بررسی تأثیر EPV در دقت روش انرژی

با توجه به تعریف سرعت اوج مؤثر EPV، در ادامه به بررسی تأثیر به‌کارگیری آن در دقت روش انرژی در تخمین تغییر مکان هدف سازه‌های چند درجه آزادی مورد مطالعه در این تحقیق، پرداخته می‌شود. شکل‌های ۱۰ و ۱۱، منحنی‌های نیاز تغییر مکانی طبقات قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق را تحت ۴ رکورد با خصوصیات نزدیک و دور از گسل نشان می‌دهند. همچنین نمودارهای شکل ۱۲ نشان‌دهنده میانه‌های نیازهای تغییر مکانی طبقات است که از نتایج مربوط به

تأثیر سرعت اوج مؤثر EPV، در محدوده‌ی سرعت ثابت مشهود بوده و کاربرد اصلی این سرعت در محدوده‌ی تناوبی دوره‌ی تناوبی ثابت است. برای سازه‌های با دوره‌ی تناوبی خارج از این محدوده، می‌توان هم از مقدار طیف شبه سرعت متناظر با دوره‌ی تناوبی سازه استفاده کرد و هم می‌توان از تعریف سرعت اوج مؤثر در محدوده‌ی دوره‌ی تناوبی خارج از سرعت ثابت استفاده کرد. در این تحقیق از این تعریف در تمام محدوده‌های دوره‌ی تناوبی استفاده شده است و با توجه به نتایج حاصل پیشنهاد می‌شود که از تعریف سرعت اوج مؤثر در تمام محدوده‌ها طبق تعریف استفاده شود.

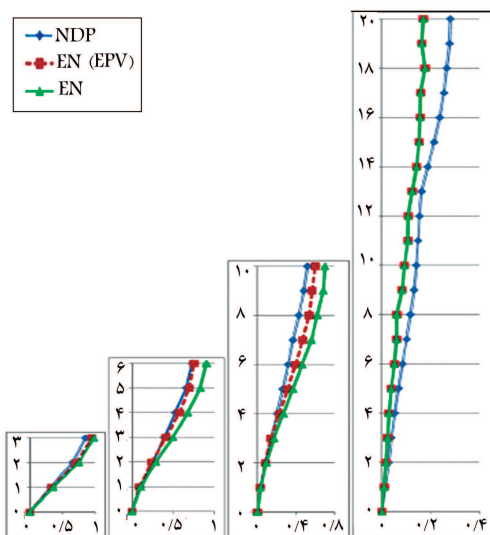


تغییر مکان طبقه / ارتفاع کل سازه
ب) (۱) Imperial valley

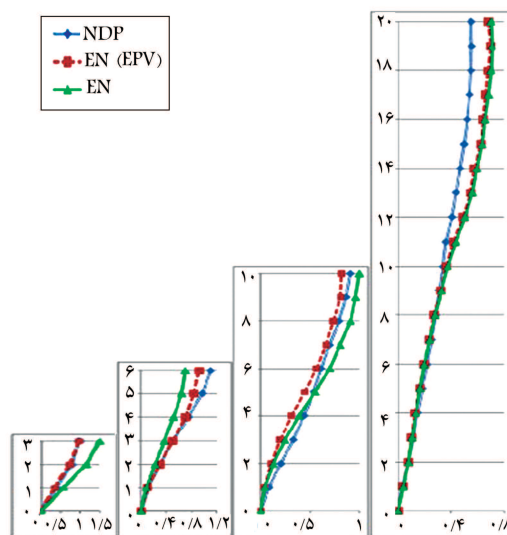


تغییر مکان طبقه / ارتفاع کل سازه
الف) EL Centro

شکل ۱۰. مقایسه‌ی نیاز تغییر مکانی تراز طبقات قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌ی دور از گسل.

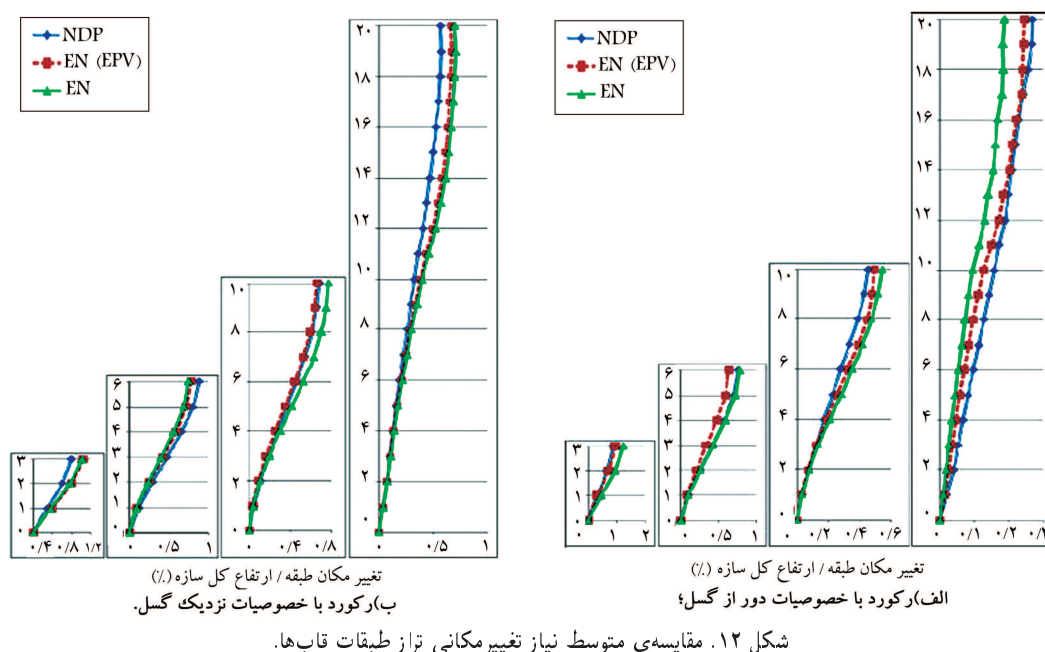


تغییر مکان طبقه / ارتفاع کل سازه (%)
ب) Kobe



تغییر مکان طبقه / ارتفاع کل سازه (%)
الف) Parkfield

شکل ۱۱. مقایسه‌ی نیاز تغییر مکانی تراز طبقات قاب‌های مورد مطالعه تحت زلزله‌ی نزدیک گسل.



جدول ۵. بررسی تأثیر سرعت اوج مؤثر EPV، در افزایش دقت روش انرژی نسبت به آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی.

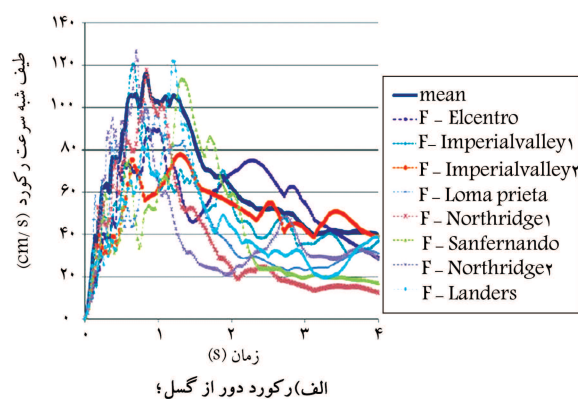
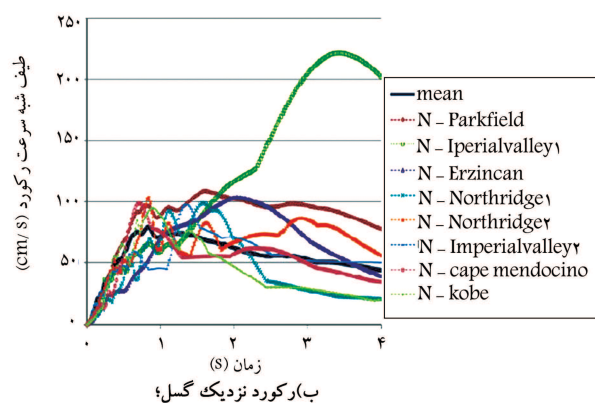
رکورد نزدیک گسل								نام رکورد زلزله
Kobe	Cape Mendocino	Imperial valley (۲)	Northridge (۲)	Erzincan	Northridge (۱)	Imperial valley (۱)	Parkfield	
(٪) درصد خطا								(St) تعداد طبقات سازه
۳۰	۴۳	۰/۰	۱۳	۸۳	۶۸	۳۷	۳۹	۳
۱۴	۷/۰	۴۰	۱۲	۰/۰	۱۸	۲۲	۱۸	۶
۱۰	۱۴	۲۷	۵/۰	۹/۰	۳۷/۰	۰/۰	۱۱	۱۰
۰/۰	۰/۰	۸/۰	۷/۰	۱۱	۱۴	۹/۰	۴/۰	۲۰
رکورد دور از گسل								نام رکورد زلزله
Landers	Northridge (۲)	San fernando	Northridge (۱)	Loma Prieta	Imperial valley (۲)	Imperial valley (۱)	El Centro	
(٪) درصد خطا								(St) تعداد طبقات سازه
۱۵	۴۷	۲۲	۲۹	۲۴	۱۹	۵۸	۱۰	۳
۲۱	۰/۰	۵/۰	۴۰	۴۲	۰/۰	۷/۰	۸/۰	۶
۲۹	۶۲	۵۰	۱۴	۱۶	۹/۰	۱۷	۲۲	۱۰
۴۷	۰/۰	۰/۰	۲۶	۱۵	۰/۰	۳۴	۲۱	۲۰

مناسب روش انرژی نسبت به نتایج حاصل از حالت بدون به‌کارگیری این مفهوم شده است.

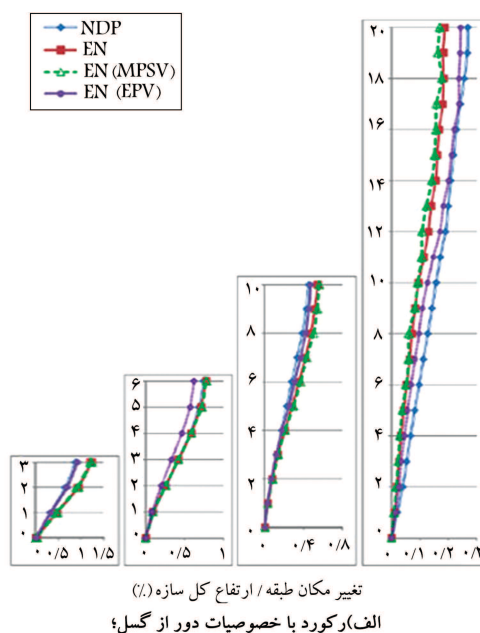
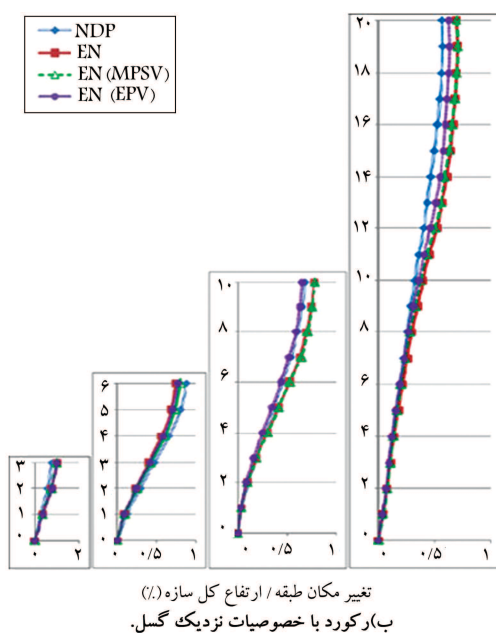
طیف سرعت میانگین (MPSV)

دقت نتایج حاصل از روش انرژی براساس سرعت اوج مؤثر EPV، در قسمت قبل مورد بررسی قرار گرفت. در این مرحله مقایسه‌ی نتایج حاصل از طیف سرعت

این سازه‌ها و تحت رکوردهای دور و نزدیک گسل معرفی شده به‌دست آمده‌اند. این نمودارها مبین تأثیر سرعت اوج مؤثر EPV، در دقت نتایج حاصل از روش انرژی هستند. همچنین جدول ۵، درصد افزایش دقت روش انرژی با به‌کارگیری سرعت اوج مؤثر EPV را نسبت به نتایج آنالیز غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد. این نمودارها و جداول تأثیر فوق‌العاده‌ی سرعت اوج مؤثر EPV، در افزایش دقت روش انرژی در تخمین نیاز تغییر مکانی سازه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، کاربرد مفهوم سرعت اوج مؤثر EPV سبب افزایش دقت بسیار



شکل ۱۳. طیف شبه سرعت میانگین.



شکل ۱۴. مقایسه‌ی متوسط تغییر مکان نسبی میان طبقات قاب‌ها.

تناوبی ارائه می‌دهد. چنین پستی و بلندی‌هایی در پایین بودن دقت روش انرژی تأثیر عمده دارد.

- از آنجا که هدف از این تحقیق افزایش دقت روش انرژی در تخمین تغییر مکان هدف سازه است، لذا سرعت اوج مؤثر EPV، تعریف می‌شود. سرعت اوج مؤثر با لحاظ کردن خصوصیات ظاهری طیف‌های شبه سرعت رکورد که در متن اشاره شد، تأثیر این عوامل در پایین بودن دقت روش انرژی مورد بحث را کمینه می‌سازد.

- سرعت اوج مؤثر EPV، در محدوده‌ی سرعت ثابت (بازه‌ی دوره‌ی تناوبی ۰/۵-۲/۱ ثانیه) دقت نتایج روش انرژی را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد و در واقع این سرعت باعث ثبات دقت روش انرژی در بیشتر بازه‌های دوره‌های تناوبی می‌شود.
- سرعت اوج مؤثر با اینکه در خارج از محدوده‌ی سرعت ثابت تأثیر قابل توجهی در دقت روش انرژی ارائه نمی‌دهد، لذا توصیه می‌شود که در تمامی محدوده‌های دوره‌های تناوبی از این سرعت استفاده شود.

میانگین به دست آمده از مقادیر طیف‌های شبه سرعت رکوردهای معرفی شده با متوسط نتایج قسمت قبل، دقت بالای روش انرژی با به کارگیری سرعت اوج مؤثر را نسبت به سایر حالت‌ها نشان می‌دهد. در شکل ۱۳، طیف سرعت میانگین رکوردها و در شکل ۱۴ این نتایج نشان داده شده‌اند.

نتیجه‌گیری

- با توجه به بررسی‌های صورت گرفته در این مطالعه، این نتایج به دست آمده است:
- یکی از عوامل مؤثر در دقت روش انرژی مورد بحث خصوصیات ظاهری طیف شبه سرعت است. این دقت ارتباط مستقیم با تغییرات ناگهانی در مقادیر طیف سرعت در بازه‌های دوره‌های تناوبی دارد. تغییرات مقادیر طیفی بیانگر خصوصیات ظاهری طیف‌های سرعت هستند.
- وجود پستی و بلندی و چندین نقطه‌ی اوج در طیف‌های شبه سرعت رکورد، تخمین نادرستی از میزان انرژی انتقالی رکورد در بعضی از محدوده‌های دوره‌های

پانوش

1. pushover analysis

منابع (References)

1. FEMA 356, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency (2000).
2. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Rep. ATC-40, ATC, Redwood City, Calif (1996).
3. Chopra, A.K., and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
4. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes", *Proc. World Conf. Earthquake Eng.*, California, USA, **5**, pp. 5-1 to 5-13 (1956).
5. Zahrah, T.F. and Hall, W.J. "Earthquake energy absorption in SDOF structures", *J. of Structural Eng., ASCE*, **110**(8), pp. 1757-1772 (1984).
6. Nakashima, M., Saburi, K. and Tsuji, B. "Energy input and dissipation behavior of structures with hysteretic dampers", *Earthquake Eng. & Struct. Dyn.*, **25**(5), pp. 483-496 (1996).
7. Rahnema, M. and Manuel, L. "The effect of strong motion duration on seismic demands", *Proc. 11th World Conf. Earthquake Eng.*, Paper # 924 (1996).
8. Manfredi, G. "Evaluation of seismic energy demand", *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, **30**(4), pp. 485-499 (2001).
9. Bakhshi, A. and Tavallali, H. "Bound of earthquake input energy", *J. of Structural Eng.*, **130**(9), pp. 1289-1297 (2004).
10. Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Saewon, W. "Energy-based seismic design of structures using Yield mechanism and target drift", *J. of Structural Eng., ASCE*, **128**(8), pp. 1046-1054 (2002).
11. Pardini, A., Comodini, F., Lucarelli, M., Mezzi, M. and Tomasoli, M. "Energy-based nonlinear static analysis", *on 13th European Conf. Earthquake Eng.*, Paper # 1178 (2006).
12. Kotanidis, C. and Doudoumis, I.N. "Energy-based approach of static pushover analysis", *14th World Conf. Earthquake Eng.*, Paper # 05-01-0293 (2008).
13. Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Saewon, W. "Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures", *J. of Structural Eng.*, **135**(2), pp. 113-121 (2009).
14. Lee, S.S. and Goel, S.C. "Performance-based design of steel moment frames using a target drift and yield mechanism", Research Rep. No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Mich (2001).
15. Newmark, N.M. and Hall, W.J. "Earthquake spectra and design", *Earthquake Eng. Research Institute*, Berkeley, Calif (1982).
16. Leelataviwat, S., Saewon, W. and Goel, S.C. "An energy based method for seismic evaluation of structures", *Proc. of the 14th World Conf. Earthquake Eng.*, Paper # 05-01-0037 (2008).
17. Moghadam, H., "Earthquake engineering, basics and applications farahang publications (In Persian) (2002).
18. FEMA 273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency (1997).
19. Uniform Building Code (UBC), "Structural engineering design provisions", *Int. Con. of Building Officials*, **2**, 18 pages (1997).
20. Beheshti-aval, S.B.K. and Firouzabadi, S.J. "Investigating the accuracy of energy-based method to estimate displacement demand of steel moment frames", *6th Int. Conf. Earthquake Eng.*, Tehran, Iran, Paper # 10677 (2011).
21. Krawinkler, H., Medina, R. and Alavi, B. "Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions", *Eng. Structures*, **25**(5), pp. 637-653 (2003).

روش جدید تشخیص آسیب بر مبنای تبدیل موجک در قاب‌های خمشی ساختمانی

فردین رئوفی (دانشجوی دکتری)

دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

امید بهار* (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۲)
دوری ۲-۴۹، شماره ۳، ص. ۱۲۷-۱۳۶، (پادداشت نوی)

در این نوشتار، روشی جدید بر مبنای پردازش سیگنال با استفاده از تبدیل موجک برای تعیین زمان و موقعیت وقوع آسیب، در قاب‌های خمشی ارائه شده است. اغلب روش‌های قبلی تعیین زمان و مکان آسیب براساس اندازه‌گیری تغییرات مشخصات ارتعاشی سیستم نظیر بسامد و مدهای نوسان با استفاده از تبدیلات فوریه، فوریه‌ی زمان کوتاه، و موجک بوده است. بنابراین، به مشخصات سازه‌ی قبل از آسیب هم نیاز است. در روش پیشنهادی، مستقیماً از پاسخ دورانی گره‌های قاب یعنی دوران، سرعت زاویه‌ای، و شتاب زاویه‌ای برای استخراج اطلاعات مربوط به آسیب استفاده شده است. این توابع حاوی اطلاعات بیشتری نسبت به دیگر پاسخ‌ها هستند، به‌طوری‌که می‌توان تحلیل آسیب را براساس اولین سطح تجزیه‌ی موجک انجام داد.

واژگان کلیدی: تشخیص آسیب، تبدیل موجک، پردازش سیگنال، قاب خمشی.

۱. مقدمه

قاب‌های خمشی یکی از سیستم‌های مقاومی هستند که امروزه به‌صورت گسترده در سازه‌های ساختمانی به‌کار می‌روند. مقاومت قاب در مقابل بارهای جانبی مانند زلزله و باد در اثر مقاومت خمشی تیرها و ستون‌ها تأمین می‌شود. قاب‌ها مانند دیگر سیستم‌های مقاوم، در هنگام زلزله در معرض آسیب‌های سازه‌ای قرار می‌گیرند. یکی از روش‌های مطمئن برای تشخیص آسیب، مطالعه و بررسی پاسخ است. تحلیل موردی براساس تحلیل موجک پاسخ‌های لرزه‌ای بر روی یک ساختمان ۶ طبقه بتنی واقع در کالیفرنیا، جنوبی انجام شده است.^[۱] از تحلیل موجک همچنین برای تعیین موقعیت ترک در اجزای تیر و قاب تحت اثر بارهای استاتیکی و دینامیکی استفاده شده است. ایده‌ی اصلی، ایجاد ناپیوستگی ناشی از ترک در پاسخ بوده است.^[۲] در این روش مستقیماً پاسخ در محل آسیب ثبت می‌شود که کارایی روش را محدود می‌کند. در گذشته از این شیوه برای تشخیص ترک در چرخ‌دنده‌ها (جعبه دنده) در مهندسی مکانیک استفاده می‌شده است. در مورد آسیب‌های سازه‌ای اولین تلاش‌ها در رابطه با ارزیابی ترک در تیرها بوده است. از چرخش در مفصل‌های خمیری تشکیل‌شده در تیر و ستون یک قاب می‌توان به‌منزله‌ی معیاری برای شروع آسیب در عضو سازه‌ای استفاده کرد. برای این کار باید منحنی لنگر انحنای عضو تحلیل شود. با استفاده از این منحنی، ظرفیت چرخش خمیری مقطع قابل محاسبه است. اندیس آسیب براساس همین ایده‌ی ارائه‌شده و حاوی مقادیر کمی برای برآورد خسارت سازه و عضو است. این اندیس براساس بیشینه‌ی دوران مفصل خمیری محاسبه می‌شود.^[۳] همچنین معیارهای رفتار غیرخطی اعضا براساس ضوابط اداره‌ی

* نویسنده مسئول

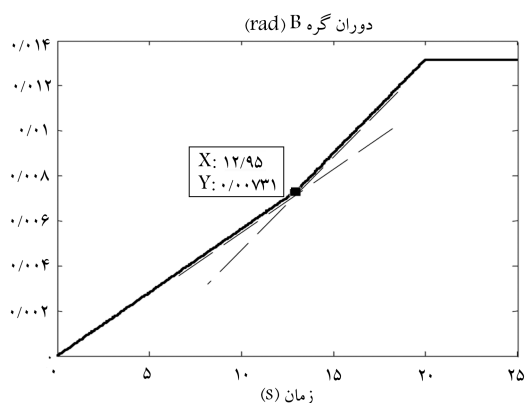
تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۳/۲۸، اصلاحیه ۱۳۹۰/۷/۱۷، پذیرش ۱۳۹۱/۳/۲.

f.raufi@srbiau.ac.ir
omidbahar@iiees.ac.ir

فدرال مدیریت بحران امریکا (FEMA ۳۵۶)^[۴] می‌تواند مبنایی برای محاسبه‌ی سطح آسیب باشد.^[۵] ضریب آسیب بر مبنای رفتار خمیری اعضا به‌خاطر مفهوم فیزیکی قابل درک و همچنین سادگی روابط مربوط مورد توجه قرار گرفته است.^[۶] بنابراین در هر قسمت از سازه که رفتار از حالت کشسانی به رفتار غیرارتجاعی تغییر یابد، می‌توان گفت که آن مقطع در معرض شروع آسیب است.^[۷] در این تحقیق از طریق تحلیل موجک، میزان آسیب در قاب‌های مقاوم خمشی که تحت اثر زلزله قرار گرفته‌اند، بررسی شده است. تحلیل موجک بر روی پاسخ گره‌های قاب به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخی‌ی زمانی غیرخطی انجام شده است. همان‌طور که خواهیم دید، پاسخ‌های دورانی گره‌های قاب حاوی اطلاعات بیشتری نسبت به پاسخ‌های مربوط به طبقات (افقی) در رابطه با مشخصات آسیب هستند. توانایی تبدیل موجک در کشف اطلاعات موضعی در قالب چند مثال ارائه شده است. در روش ارائه‌شده فقط با داشتن پاسخ‌های گره‌ای و بدون نیاز به مشخصات هندسی و مکانیکی سازه قبل و بعد از آسیب، می‌توان برآورد دقیقی از زمان و مکان آسیب به‌دست آورد.

۲. روش تحقیق

در این تحقیق به تاریخی‌ی زمانی پاسخ سازه‌های قابی با توجه به ارتباط چرخش مفصل خمیری و توسعه‌ی آسیب در اعضا توجه شده است. هدف این نوشتار، نشان‌دادن پاسخ‌های ثبت‌شده در یک ساختمان تحت اثر زلزله است که می‌تواند حاوی اطلاعاتی در مورد تشکیل مفصل‌های خمیری باشند و از توانایی تبدیل موجک در کشف این اطلاعات استفاده شده است.



شکل ۳. پاسخ دورانی گره B در حالت تشکیل مفصل خمیری در یک عضو متصل به گره (شیب تابع پاسخ ثابت نیست).

پاسخ دورانی، تابع مناسبی برای بررسی آسیب در قاب‌های خمشی باشد. بنابراین دامنه‌ی تحقیق گسترش داده می‌شود و در ادامه‌ی کار، هدف انجام تحلیل‌هایی برای بارهای نوسانی است و در حالت کلی بارگذاری -- مانند اثر شتاب‌نگاشت یک زلزله -- اتفاقی خواهد بود.

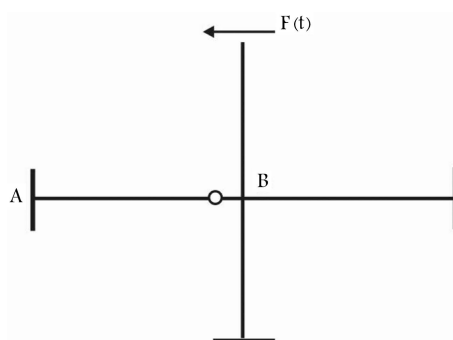
با این هدف تحلیل بر روی چندین قاب خمشی و تحت اثر چندین بارگذاری لرزه‌یی تکرار می‌شود. گرچه در ابتدا و با یک نگاه کلی به تابع پاسخ، اطلاعات به وضوح دو حالت قبلی مشاهده نمی‌شود، ولی با کمک‌گرفتن از تبدیل موجک و تغییر فضای مشاهده‌ی تغییرات در سطوح تجزیه، پاسخ به‌وضوح پدیدار می‌شود. همه‌ی این تحلیل‌ها نشان می‌دهد که تابع پیشنهادی همانند حالت استاتیکی و بارگذاری غیرایستا قابلیت بسیار مناسبی برای تشخیص آسیب در قاب‌های خمشی دارد و نه فقط می‌تواند زمان شروع آسیب را دقیقاً مشخص کند، بلکه می‌تواند اطلاعات کاملی در مورد موقعیت و شدت آسیب فراهم کند. برای تعیین موقعیت آسیب از طیف دامنه‌ی مربوط به جزئیات خروجی گره‌ها استفاده شده است.^[۸] به این مفهوم که فرض شده است آسیب ایجاد شده باید بیشترین اثر را در پاسخ گره‌ی نزدیک‌تر ایجاد کند. بنابراین پس از تعیین زمان آسیب از روی اولین سطح تجزیه‌ی موجک، طیف دامنه در طول یک پنجره‌ی زمانی به عرض ۱۰ برابر زمان نمونه‌گیری سیگنال و به مرکز زمان محاسبه شده در گام قبل، برای هر ۲ گره مجاور مقایسه شده است. طیف با دامنه‌ی بزرگ‌تر مربوط به گره‌یی است که آسیب در مجاورت آن رخ داده است. این طیف با استفاده از تبدیل فوریه‌ی تابع خود همبستگی محاسبه می‌شود. این روش در مورد تمامی مدل‌های در نظر گرفته شده محل شروع آسیب را به خوبی نشان می‌دهد. در اینجا تشخیص پارامتری که هم به سادگی قابل اندازه‌گیری و استخراج باشد و هم دارای دقت کافی برای تعیین موقعیت آسیب باشد، عامل مهمی است. به زبان دیگر با داشتن پاسخ مربوط به هر گره می‌توان قضاوت قابل قبول مهندسی در مورد آسیب دیدن تمامی اعضای متصل به آن داشت. در روش ارائه شده، آسیب را می‌توان در زمان شروع آن تشخیص داد. این حساسیت به‌خصوص برای ساختمان‌های مهم و حیاتی در هنگام وقوع زلزله و بعد از آن، اهمیت روش را روشن می‌سازد. تحلیل ارائه شده توسط برخی محققین،^[۱] دارای این حساسیت نیست و تشخیص آسیب براساس پاسخ‌های یک سازه‌ی شدیداً آسیب دیده انجام شده است که در نهایت قابلیت مقاوم‌سازی را نداشته و تخریب شده است. اغلب روش‌ها،^[۲] نیاز به داشتن پاسخ در موضع آسیب است، که در عمل کارایی روش را محدود می‌سازد. همچنین در روش ارائه شده، نیازی به داشتن مشخصات سازه‌ی قبل و بعد از آسیب نیست؛ که خود از مزایای روش ارائه شده است.

در ابتدا مسئله برای حالت اعمال بار استاتیکی مورد توجه قرار گرفته است. از تحلیل کلاسیک سازه‌ها به یاد داریم که سختی خمشی در یک نقطه از یک عضو خمشی عبارت از لنگر لازم برای ایجاد دورانی واحد در آن نقطه است. برای مثال، چنانچه گره‌ی B گره‌یی از یک قاب خمشی فرض شود (شکل ۱)، سختی دورانی این گره برابر مجموع سختی خمشی ۴ عضو متصل به این نقطه است. وجود مفصل در یک عضو باعث کاهش سختی خمشی آن عضو می‌شود، یعنی سختی کاهش می‌یابد و به دنبال آن کاهش سختی دورانی گره‌ی B رخ خواهد داد که به مفهوم افزایش در مقدار دوران عضو است. به عبارت دیگر، با تغییر در مقدار دوران گره، اثر ایجاد مفصل مشاهده خواهد شد.

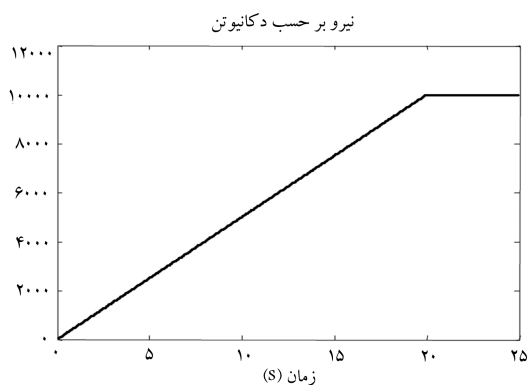
برای حالت بار غیرایستا (همان مثال قبل)، مقدار بار با نرخ مشخص و تا حدی معین افزایش داده می‌شود (شکل ۲). دو حالت وجود دارد: ۱. با افزایش بار و رسیدن به مقدار نهایی، در هیچ‌کدام از اعضا مفصلی تشکیل نشود. در این حالت تاریخچه‌ی زمانی پاسخ دورانی گره‌ی B مانند بارگذاری به صورت خطی و با شیبی ثابت افزایش می‌یابد. ۲. حین افزایش بار، مفصل خمیری در یکی از اعضا ایجاد می‌شود. دوباره پاسخ دورانی بررسی می‌شود و با توجه به مثال قبلی (حالت استاتیکی بارگذاری)، افزایش دوران پس از ایجاد مفصل خمیری مورد انتظار خواهد بود. این موضوع در افزایش شیب تابع پاسخ به خوبی مشاهده می‌شود (شکل ۳). مهم این است که تغییر شیب تابع پاسخ، دقیقاً در زمان ایجاد مفصل خمیری ایجاد شود.

ثانیه $t = 12.95$: زمان تشکیل مفصل

با مشاهده‌ی این نتایج در مورد بارهای ایستا و غیرایستا انتظار بر این است که تابع



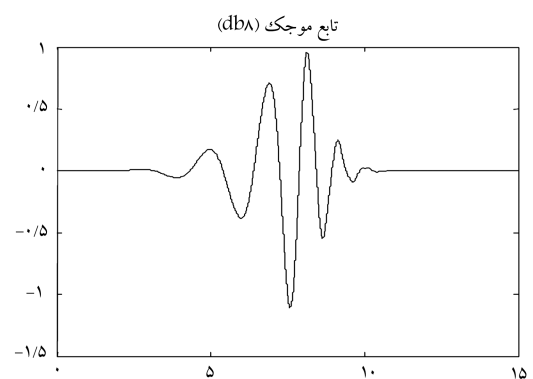
شکل ۱. وجود مفصل در یک عضو متصل به گره قاب خمشی که باعث کاهش سختی گره متصل به آن می‌شود.



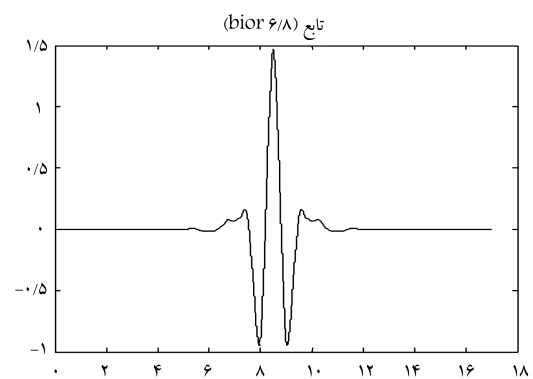
شکل ۲. بارگذاری یکنوا با نرخ ثابت.

۳. تبدیل موجک

تشخیص خسارت، یکی از حوزه‌های مهم کاربردی تحلیل موجک است. به‌خصوص شناسایی مراحل اولیه‌ی شروع آسیب حائز اهمیت است. موجک ابزاری جدید برای برآورد خسارت است. موجک‌ها^۱ دسته‌ی از توابع ریاضی هستند که برای تجزیه‌ی سیگنال پیوسته به مؤلفه‌های بسامدی آن به‌کار می‌روند. تبدیل موجک، تجزیه‌ی یک تابع بر مبنای توابع موجک است. توابع موجک دارای باند محدود هم در حوزه‌ی زمان و هم در حوزه‌ی بسامد هستند که به‌صورت عددی و یا تحلیلی ساخته می‌شوند. این توابع به‌صورت متقارن، متقارن معکوس، حقیقی، و یا مجازی موجود هستند. موجک‌ها، که با عنوان موجک‌های دختر شناخته می‌شوند، نمونه‌های انتقال‌یافته و مقیاس‌شده از یک تابع موجک مادر است. موجک مادر، تابع نوسانی شدیداً میرا و با طول متناهی است. ارتباط تبدیل موجک و مبحث فیلتر بانک و همچنین امکان انجام تحلیل سریع موجک از دیگر مزایای این تبدیل است. ضرایب موجک حاوی اطلاعات زیادی در مورد محتویات سیگنال هستند. امروزه این تبدیل دارای کاربردهای بسیاری در اغلب رشته‌های علمی است و همچنان بر دامنه‌ی این کاربردها افزوده می‌شود. انتخاب تابع موجک مادر، اولین گام در تحلیل موجک است. انتخاب این تابع بستگی به مسئله‌ی موردنظر دارد و می‌تواند اثر قابل توجهی بر روی نتایج داشته باشد. در این تحقیق از تابع موجک دابیشز^۲ ۸ و بایور^۳ ۶٫۸ استفاده شده است (شکل‌های ۴ و ۵).^[۹،۱۰] در این تحقیق از تبدیل موجک گسسته استفاده شده است، به این ترتیب که سری زمانی پاسخ گره‌ی به تدریج به چند سری زمانی مجزا تجزیه می‌شود؛ به‌طوری که بتوان از جمع آن‌ها به سری زمانی اولیه دست یافت. هر مرحله‌ی تجزیه در واقع به مفهوم عبور سری زمانی از فیلتر متناظر با موجک انتخابی



شکل ۴. تابع موجک دابیشز ۸.



شکل ۵. تابع موجک بایور ۶٫۸.

است.^[۸] همان‌طور که در ادامه و در مثال‌ها خواهیم دید، در اولین مرحله‌ی تجزیه‌ی موجک پاسخ (اولین سطح تجزیه)، اولین مراحل توسعه‌ی آسیب به‌طور واضح آشکار می‌شود و نیازی به انجام محاسبات بیشتر برای استخراج جزئیات سطوح بالاتر نیست که این از مزایای کاربرد تبدیل موجک در این تحقیق است. روابط تبدیل موجک به این صورت است (روابط ۱ و ۲):^[۱۰]

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

$$C(a, b) = c(j, k) = \sum_{n \in \mathbb{Z}} f(n) \psi_{j,k}(n) \quad (2)$$

در این روابط، C تبدیل گسسته‌ی موجک، $f(t)$ سیگنال، ψ موجک مادر، a پارامتر مقیاس و b مربوط به انتقال است (در تبدیل گسسته‌ی موجک این پارامترها به‌صورت گسسته تغییر می‌کنند).

چنانچه ضریب مقیاس و ضریب انتقال به‌صورت رابطه‌ی ۳ تعریف شوند، این تحلیل دودویی هم نامیده می‌شود:

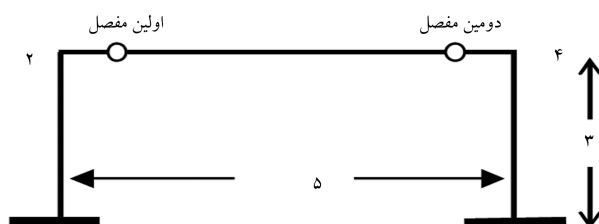
$$a = 2^j, \quad b = 2^j \times k \quad (3)$$

۴. تحلیل عددی و ارائه‌ی نتایج

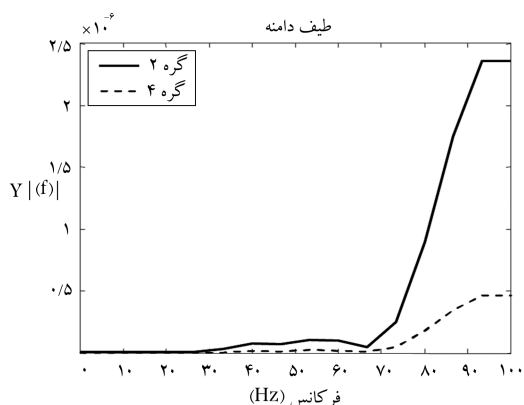
برای نشان‌دادن قابلیت روش ارائه‌شده در این نوشتار، چندین مدل قاب خمشی متفاوت بررسی می‌شود. قاب‌ها براساس AISC (۱۹۸۹) و از پروفیل‌های فولادی IPE با مقاومت جاری شدن ۲۴۰۰ و مقاومت نهایی ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع طراحی شده‌اند. بارگذاری قاب‌ها شامل بارهای ثقلی و بارگذاری جانبی (تاریخچه‌ی زمانی) و میرایی ۵٪ فرض شده است. نتایج براساس تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (SAP۲۰۰۰) ارائه و مفصل‌ها به‌صورت متمرکز و در انتهای اعضا تعریف شده‌اند. در ادامه، ۵ نمونه از مدل‌های بررسی‌شده برای تشریح روش آورده شده و نتایج تحلیل در ابتدا برای بارگذاری تناوبی و در ادامه برای بارگذاری لرزه‌ی نشان داده شده است. بارگذاری تناوبی یک بار سینوسی و بارگذاری لرزه‌ی مؤلفه‌ی افقی زلزله‌ی راند ولی^۴ (۱۹۸۴) و زلزله‌ی طیس (۱۳۵۷) در نظر گرفته شده است.

۱.۴. مثال ۱. قاب خمشی پرتال تحت برانگیزش تناوبی

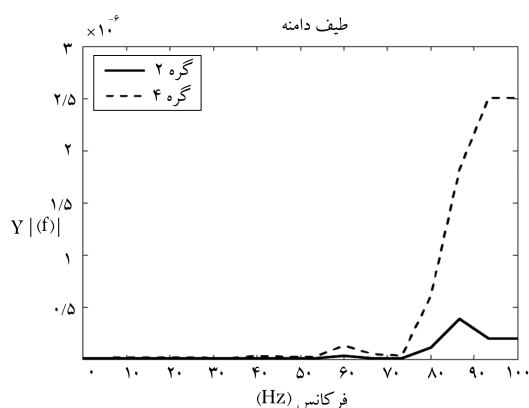
اولین مثال یک قاب خمشی پرتال است (شکل ۶)، که تحت بارگذاری گسترده‌ی یکنواخت قائم به‌شدت ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر در حد فاصل گره‌های ۲ و ۴ قرار دارد و هم‌زمان تحت اثر یک برانگیزش تناوبی سینوسی قرار گرفته است. این برانگیزش با دوره‌ی تناوب یک ثانیه به‌صورت مقیاس‌شده به واحد نشان داده شده است (شکل ۷). همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، اولین مفصل در نزدیکی



شکل ۶. قاب خمشی پرتال.



شکل ۹. مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی گره‌های ۲ و ۴ (در زمان تشکیل اولین مفصل).



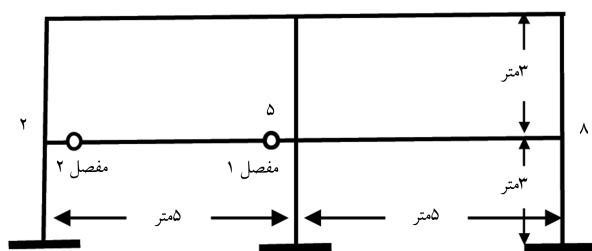
شکل ۱۰. مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی گره‌های ۲ و ۴ (در زمان تشکیل دومین مفصل).

گره‌های ۲ و ۴ استفاده شده است (شکل‌های ۹ و ۱۰). همان‌طور که در شکل ۹ نشان داده شده است، طیف دامنه‌ی اولین جزئیات تبدیل موجک پاسخ دورانی در یک پنجره‌ی زمانی به مرکزیت $t_1 = 0.17$ ثانیه، برای گره ۲ مقدار بیشتری نسبت به گره ۴ نشان می‌دهد؛ بنابراین اولین مفصل در مجاورت گره ۲ تشکیل شده است. به همین ترتیب مقایسه‌ی طیف دامنه به مرکزیت $t_2 = 0.74$ ثانیه مقدار بیشتری برای گره ۴ نشان داده است که به مفهوم تشکیل مفصل دوم در مجاورت گره ۴ است (شکل ۱۰).

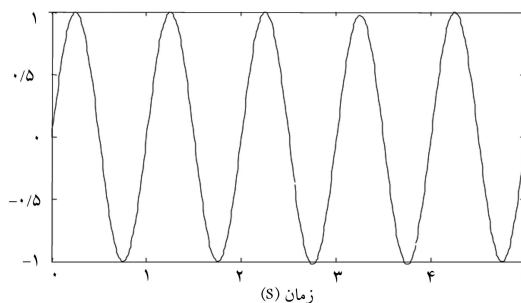
۲.۴. مثال ۲. قاب خمشی ۲ طبقه‌ی ۲ دهانه: برانگیزش هارمونیک

سینوسی

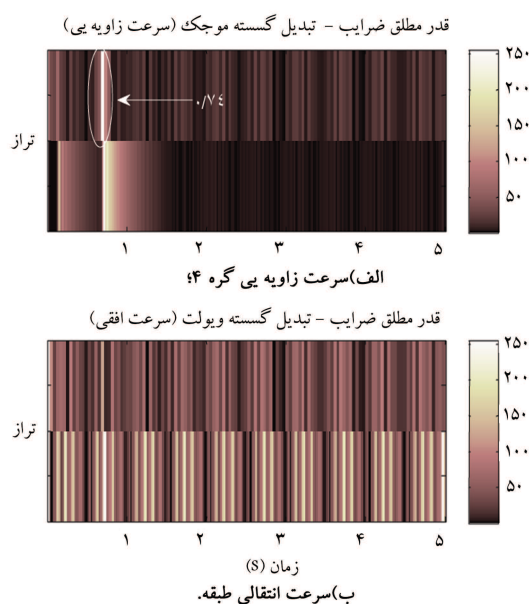
در این مثال، بار ثقلی طبقات، مشابه مثال قبلی، بار گسترده‌ی یکنواخت است. برانگیزش جانبی هم یک حرکت هماهنگ سینوسی است که به تکیه‌گاه قاب اعمال شده است. در این مثال (مطابق شکل ۱۱)، مختصات مکانی و زمانی تشکیل



شکل ۱۱. قاب خمشی ۲ دهانه - ۲ طبقه.



شکل ۷. برانگیزش سینوسی با دامنه‌ی یک و تناوب یک ثانیه.



شکل ۸. مقایسه‌ی جزئیات برای سطوح تجزیه‌ی یک و دو.

گره‌ی ۲ و در زمان 0.17 ثانیه و دومین مفصل در مجاورت گره‌ی ۴ و در زمان 0.74 ثانیه تشکیل شده است. بنابراین مختصات مکانی و زمانی مفصل‌ها به صورت رابطه‌های ۴ و ۵ است:

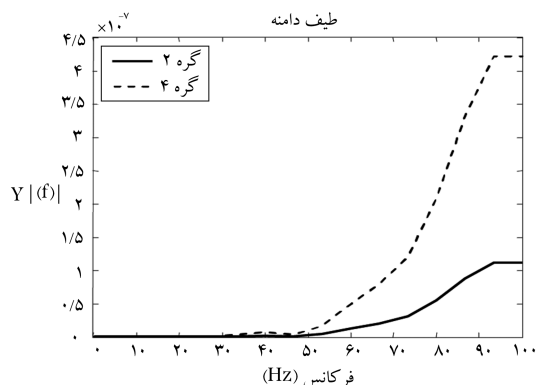
$$(4) \quad \text{ثانیه } 0.17 = t_1 : \text{مفصل اول مجاور گره ۲}$$

$$(5) \quad \text{ثانیه } 0.74 = t_2 : \text{مفصل دوم مجاور گره ۴}$$

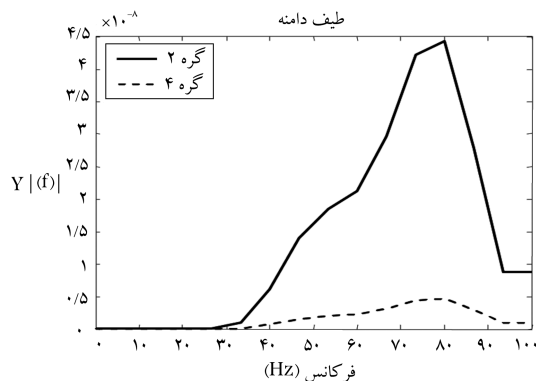
برای نشان دادن مزیت پاسخ‌های دورانی نسبت به پاسخ‌های انتقالی در تشخیص شروع آسیب، مقایسه‌ی نتایج حاصل از تبدیل موجک بر روی یک تابع دورانی و یک تابع انتقالی برای این مثال آورده شده است. همان‌طور که در شکل ۸ دیده می‌شود، در فضای ضرایب موجک، مزیت تابع پاسخ دورانی قابل مشاهده است. قدرمطلق ضرایب در زمان شروع آسیب به‌طور ناگهانی تغییر کرده است (شکل ۸ الف)، در صورتی که این تغییرات موضعی در تجزیه‌ی موجک سرعت انتقالی طبقه نامحسوس است (شکل ۸ ب). برای پاسخ دورانی، ضرایب موجک غیرجواب تاریک‌ترند و این در حالی است که ضرایب جواب حتی روشن‌تر شده‌اند. این ضرایب براساس یک تحلیل گسسته‌ی موجک به‌دست آمده‌اند. گرچه در این شکل، دو سطح تجزیه آورده شده است، ولی از روی شکل مشخص است که یک سطح هم برای قضاوت کاملاً کفایت می‌کند. از این تحلیل، زمان تشکیل مفصل خمیری به‌دست آمده است.

برای تعیین موقعیت آسیب از مقایسه‌ی دامنه‌ی طیف مربوط به جزئیات خروجی

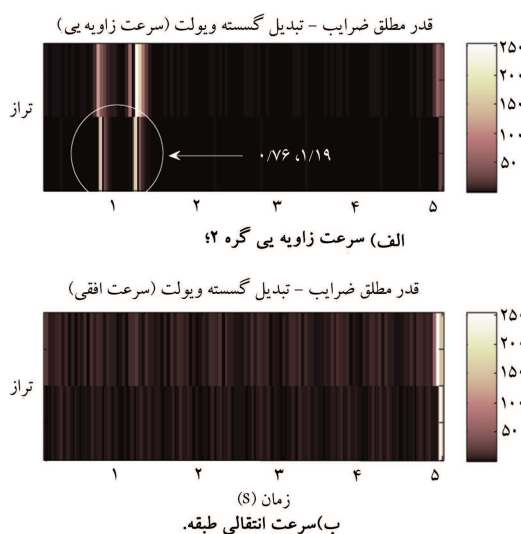
آسیب به طور ناگهانی تغییر کرده است (شکل ۱۶ الف). در صورتی که این اطلاعات موضعی در تجزیه ی موجک سرعت انتقالی طبقه قابل مشاهده نیست (شکل ۱۶ ب). این ضرایب براساس یک تحلیل گسسته ی موجک به دست آمده است و گرچه در این شکل، دو سطح تجزیه آورده شده؛ از روی شکل مشخص است که یک سطح هم برای قضاوت کفایت می کند.



شکل ۱۴. مقایسه ی طیف دامنه ی گره های ۲ و ۵ قاب ۲ طبقه و ۲ دهانه (در زمان تشکیل اولین مفصل).



شکل ۱۵. مقایسه ی طیف دامنه ی گره های ۲ و ۵ قاب ۲ طبقه و ۲ دهانه (در زمان تشکیل دومین مفصل).



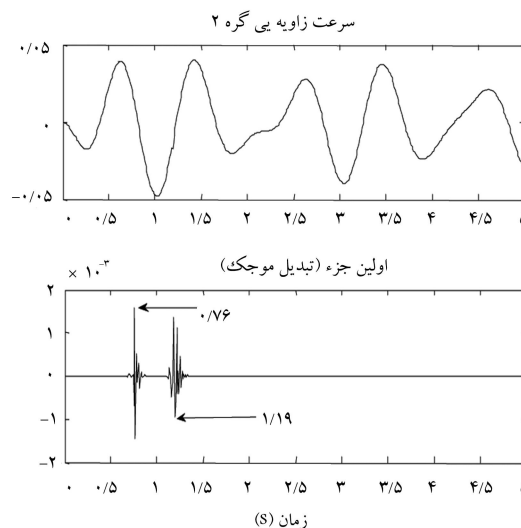
شکل ۱۶. مقایسه ی جزئیات برای سطوح تجزیه ی ۱ و ۲.

مفصل ها به صورت روابط ۶ و ۷ است:

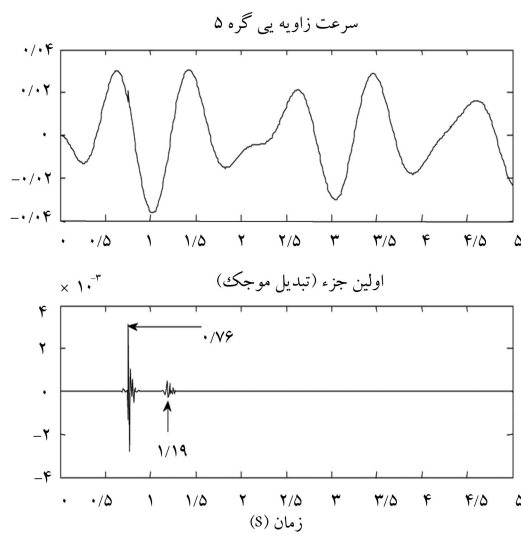
$$(۶) \quad t_1 = 0.76 \text{ ثانیه} : \text{مفصل اول مجاور گره ۵}$$

$$(۷) \quad t_2 = 1.19 \text{ ثانیه} : \text{مفصل دوم مجاور گره ۲}$$

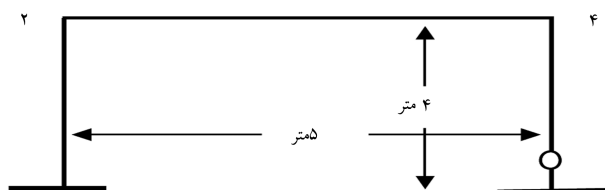
استخراج تغییرات موضعی در تابع پاسخ با استفاده از تبدیل موجک، در شکل های ۱۲ و ۱۳ دیده می شود. در این مثال هم مانند مثال قبلی زمان شروع آسیب از روی این شکل ها قابل تعیین است. نتایج مربوط به تعیین موقعیت براساس شکل های ۱۴ و ۱۵ است. از مقایسه ی طیف دامنه ی مربوط به اولین جزئیات به دست آمده از تبدیل موجک (شکل های ۱۲ و ۱۳) مشاهده می شود که اولین مفصل در مجاورت گره شماره ی ۵ و مفصل خمیری دوم در مجاورت گره شماره ی ۲ تشکیل شده است. برای نشان دادن مزیت پاسخ های دورانی نسبت به پاسخ های انتقالی در تشخیص شروع آسیب، مقایسه ی نتایج حاصل از تبدیل موجک بر روی یک تابع دورانی و یک تابع انتقالی برای این مثال آورده شده است (شکل ۱۶). مطابق این شکل، در فضای ضرایب موجک این مزیت قابل مشاهده است، به طوری که قدرمطلق ضرایب، در زمان شروع



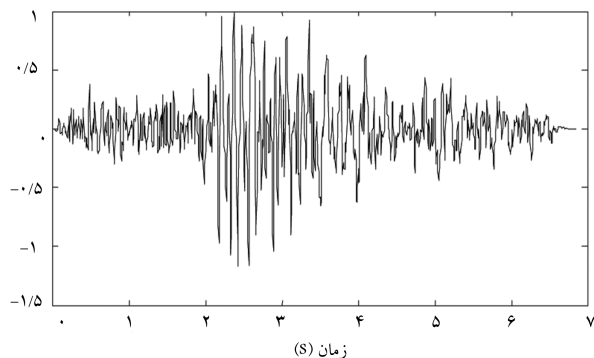
شکل ۱۲. سرعت زاویه یی گره ۲ و جزئیات اولین تجزیه.



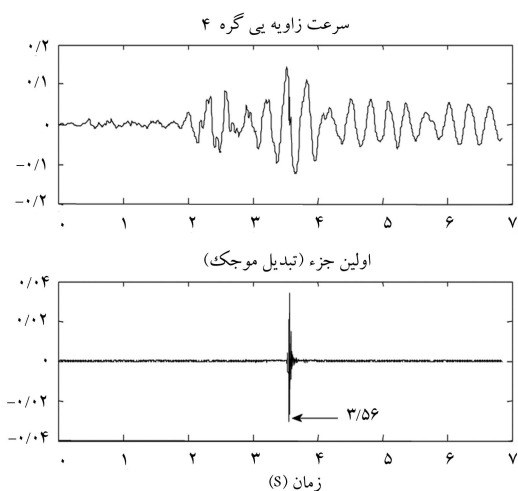
شکل ۱۳. سرعت زاویه یی گره ۵ و جزئیات اولین تجزیه.



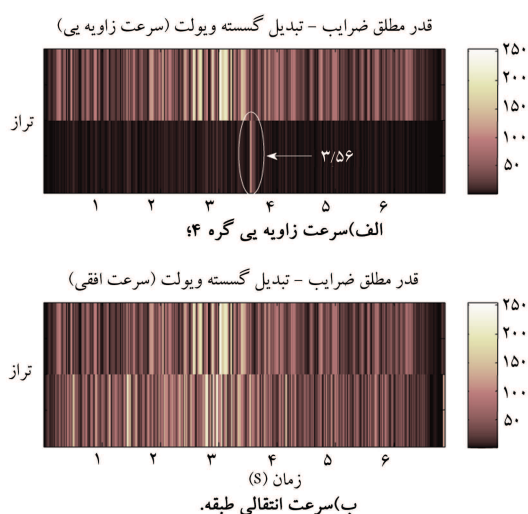
شکل ۱۸. قاب خمشی پرتال تحت بار گسترده‌ی ثقلی ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر.



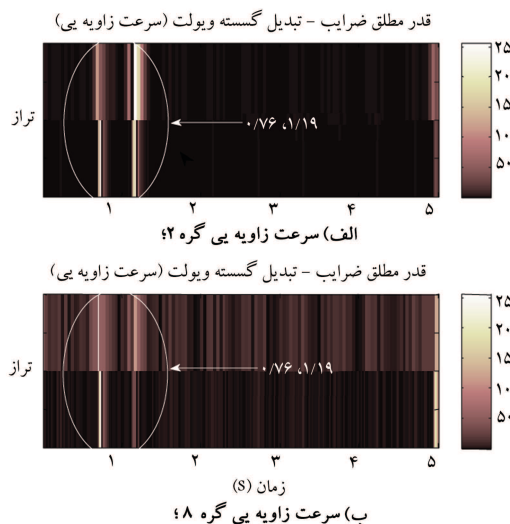
شکل ۱۹. تاریخچه‌ی زمانی زلزله‌ی راند ولی.



شکل ۲۰. سرعت زاویه‌ی گره ۴ و جزئیات حاصل تجزیه‌ی موجک (دائیش ۸).



شکل ۲۱. مقایسه‌ی جزئیات برای سطوح تجزیه‌ی ۱ و ۲.

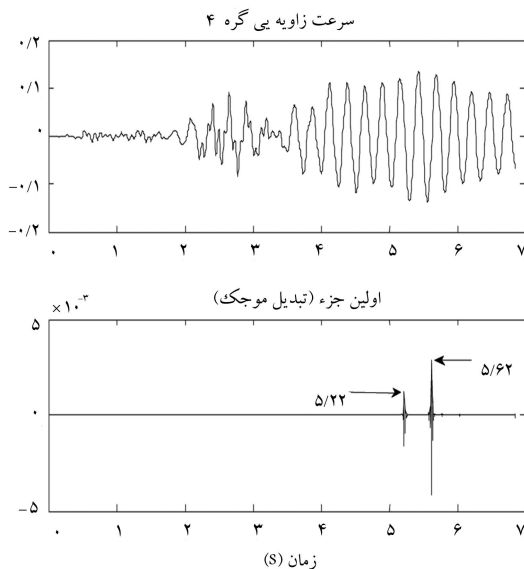


شکل ۱۷. مقایسه‌ی جزئیات سطوح تجزیه‌ی ۱ و ۲.

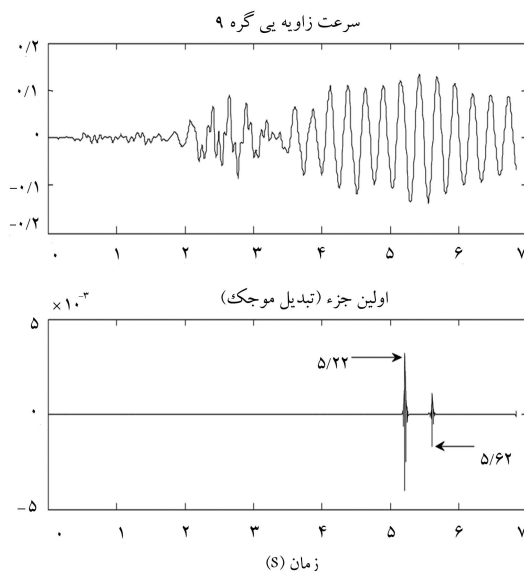
حال این سؤال مطرح است که آیا تاریخچه‌ی اطلاعات ثبت شده در گره ۸ هم همین نتایج را به دست می‌دهد؟ و در مورد تعیین موقعیت آسیب، آیا گزینه‌ی دیگری یعنی شروع مفصل خمیری در سمت راست گره ۵ (سمت گره ۸) مطرح می‌باشد؟ و آیا اینکه این روش ما را به جوابی یکتا هدایت می‌کند؟ برای پاسخ به این سؤالات، تحلیل موجک برای ۲ سمت گره ۵ در شکل ۱۷ آورده شده است؛ یعنی گره‌یی که در یک سمت آن تیر با ۲ مفصل خمیری وجود دارد و در سمت دیگر آن تیر سالم مانده است. مطابق این شکل، پاسخ گره ۸ متأثر از شروع تشکیل مفصل در سمت دیگر بوده است. این تأثیر ناشی از ارتباط اعضاست و مفصل در حد فاصل گره‌های ۲ و ۵ تشکیل شده است. به تفاوت رنگ زمینه با رنگ قسمت‌هایی که با دایره مشخص شده است، توجه شود. باز هم آسیب اول که در زمان ۰/۷۶ ثانیه رخ داده است، به خاطر نزدیکی تیر بودن به گره ۸ تغییرات بیشتری را نشان می‌دهد. یعنی نه فقط ضرابی که جواب نیستند کمتر شده‌اند، بلکه مقدار ضرایب مربوط به جواب نیز افزایش یافته است (به تفاوت سایه و روشن در شکل ۱۷ توجه شود).

۳.۴. مثال ۳. قاب خمشی پرتال: برانگیزش زلزله‌ی راند ولی (شتاب بیشینه‌ی ۰/۳ g)

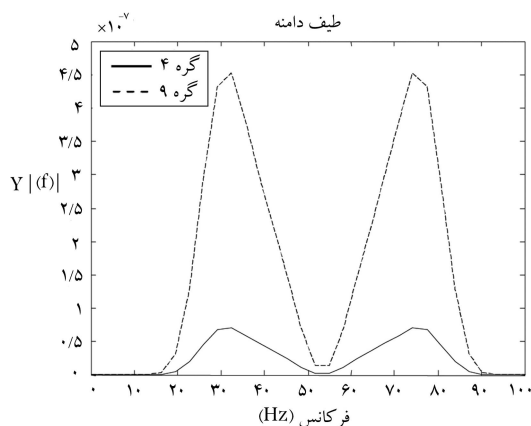
در این مثال قاب پرتال تحت برانگیزش زلزله‌ی راند ولی تحلیل شده است (شکل ۱۸). این شتاب اتفاقی مربوط به زلزله‌ی راند ولی (۱۹۸۴، کالیفرنیا) است (شکل ۱۹). در این شکل، تابع شتاب نشان داده شده برحسب مقدار بیشینه‌ی خود نرمال شده است. دوباره برای نشان دادن مزیت پاسخ‌های دورانی نسبت به پاسخ‌های انتقالی در تشخیص شروع آسیب، مقایسه‌ی نتایج حاصل از تبدیل موجک بر روی یک تابع دورانی و یک تابع انتقالی برای این مثال آورده شده است (شکل‌های ۲۰ و ۲۱). مطابق این شکل‌ها، قدرمطلق ضرایب در زمان شروع آسیب به‌طور ناگهانی تغییر کرده است (شکل ۲۱ الف)، در صورتی که این اطلاعات در تجزیه‌ی موجک سرعت انتقالی طبقه قابل مشاهده نیست (شکل ۲۱ ب). این ضرایب براساس یک آنالیز گسترده‌ی موجک به دست آمده‌اند. گرچه در این شکل‌ها، ۲ سطح تجزیه آورده شده است؛ ولی از روی آن‌ها مشخص است که یک سطح هم برای قضاوت کاملاً کفایت می‌کند. همان‌طور که در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ مشخص است، شروع خرابی در زمان ۳/۵۶ ثانیه از لحظه‌ی شروع برانگیزش است، که با نتیجه‌ی حاصل از آنالیز عددی



شکل ۲۴. سرعت زاویه بی گره ۴ و جزئیات حاصل تجزیه موجک (دایبیش ۸).



شکل ۲۵. سرعت زاویه بی گره ۹ و جزئیات حاصل تجزیه موجک (دایبیش ۸).



شکل ۲۶. مقایسه طیف دامنه‌ی گره‌های ۴ و ۹ قاب ۴ طبقه (در زمان تشکیل اولین مفصل).

مدل قاب انطباق کامل دارد. از طرفی از مقایسه‌ی توان خروجی سری‌های زمانی مربوط به گره‌های ۴ و ۲ به‌خوبی مشخص است که مفصل خمیری در ستون سمت گره ۴ واقع شده است (شکل‌های ۱۸ و ۲۲).

۴.۴. مثال ۴. قاب خمشی ۴ طبقه: برانگیزش زلزله‌ی راند ولی (شتاب پیش‌بینی ۰/۸۵ g)

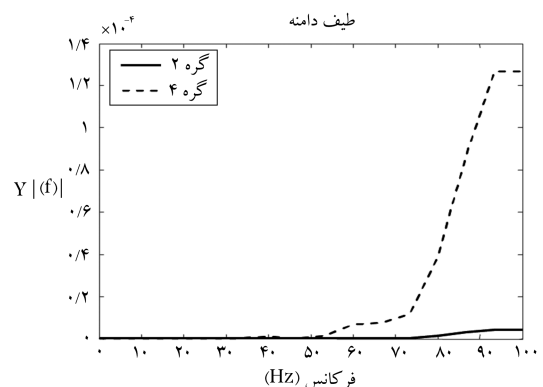
این قاب در شکل ۲۳ نشان داده شده است. در این مثال بار ثقلی طبقات مشابه مثال قبلی، بار گسترده‌ی یک‌نواخت و مختصات مکانی و زمانی تشکیل مفصل‌ها به‌صورت رابطه‌های ۸ و ۹ است:

$$(۸) \quad \text{ثانیه } t_1 = 5/22 : \text{ مفصل اول مجاور گره ۹}$$

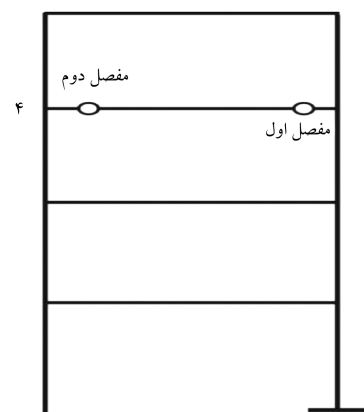
$$(۹) \quad \text{ثانیه } t_2 = 5/62 : \text{ مفصل دوم مجاور گره ۴}$$

همان‌طور که در شکل‌های ۲۴ و ۲۵ نشان داده شده است، اولین تجزیه‌ی گسسته‌ی موجک برای پاسخ تاریخی‌ی زمانی سرعت گره‌ی (گره‌های ۴ و ۹)، به‌طور کاملاً واضح زمان شروع تشکیل مفصل‌های خمیری را نشان می‌دهد.

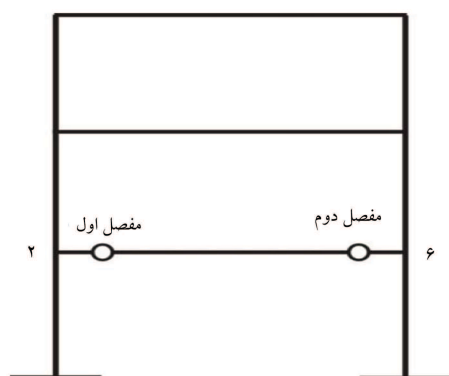
نتایج مربوط به تعیین موقعیت براساس شکل‌های ۲۶ و ۲۷ است. از مقایسه‌ی طیف دامنه در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که مفصل شماره‌ی ۱ یا اولین مفصل در مجاورت گره ۹ تشکیل شده است و مفصل خمیری دوم در مجاورت گره ۴ تشکیل می‌شود.



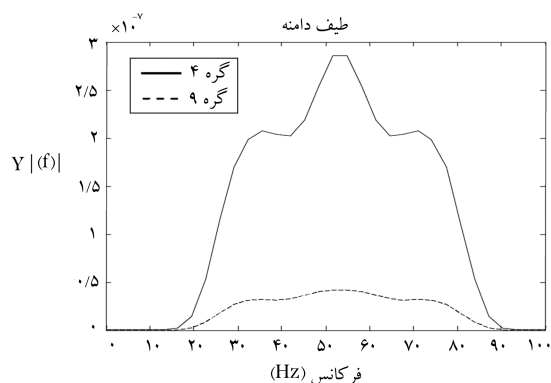
شکل ۲۷. مقایسه طیف دامنه‌ی گره‌های ۲ و ۴.



شکل ۲۸. قاب خمشی ۴ طبقه، تحت بار گسترده‌ی ثقلی ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر با طول دهانه‌ی ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر.



شکل ۲۹. قاب خمشی ۳ طبقه، تحت بار گسترده‌ی ثقلی ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر، با طول دهانه‌ی ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر.



شکل ۲۷. مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی گره‌های ۴ و ۹ قاب ۴ طبقه (در زمان تشکیل دومین مفصل).

۵.۴. مثال ۵. قاب خمشی ۳ طبقه: برانگیزش زلزله‌ی طیس (شتاب بیشینه‌ی $g/0.2$)

در این مثال از مودلفه‌ی افقی شتاب نگاشت زلزله‌ی طیس (۱۳۵۷) که در شکل ۲۸ نشان داده شده، یک قاب سه طبقه برای برانگیزش اتفاقی استفاده شده است (شکل ۲۹). در این شکل تابع شتاب نشان داده شده برحسب بیشینه‌ی خود نرمال شده است.

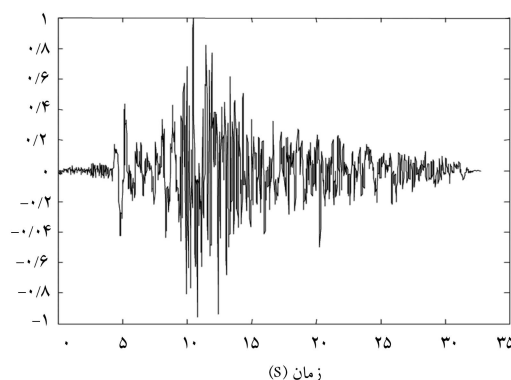
در این مثال بار ثقلی طبقات مشابه مثال قبلی، بار گسترده‌ی یکنواخت است. مختصات مکانی و زمانی تشکیل مفصل‌ها به صورت رابطه‌های ۱۰ و ۱۱ است (شکل ۲۹).

$$(10) \quad \text{ثانیه } t_1 = 14/14 : \text{ مفصل اول مجاور گره ۲}$$

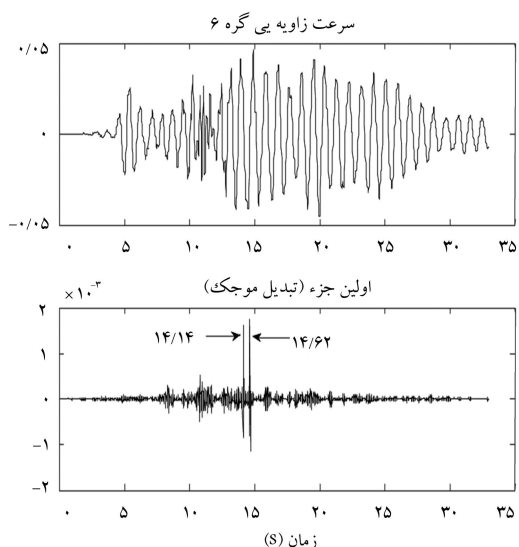
$$(11) \quad \text{ثانیه } t_2 = 14/62 : \text{ مفصل دوم مجاور گره ۶}$$

همان‌طور که در شکل‌های ۳۰ و ۳۱ نشان داده شده است، اولین تجزیه‌ی گسسته‌ی موجک برای پاسخ تاریخی‌ی زمانی سرعت گره‌ی (گره‌های ۶ و ۲)، به‌طور کاملاً واضح شروع تشکیل مفصل‌های خمیری را نشان می‌دهد.

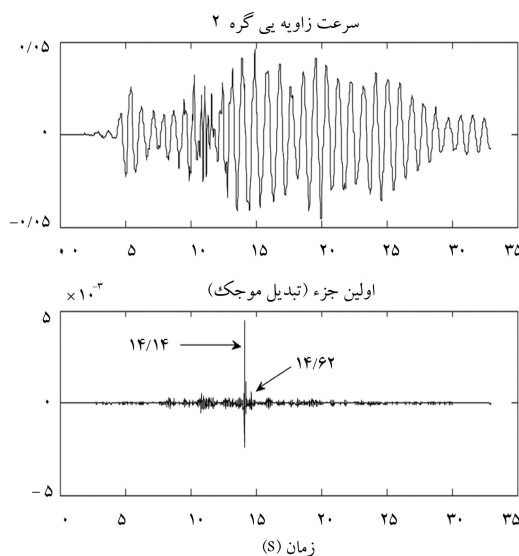
نتایج مربوط به تعیین موقعیت براساس شکل‌های ۳۲ و ۳۳ است. از مقایسه‌ی دامنه در این شکل‌ها مشاهده می‌شود که مفصل شماره‌ی ۱ یا اولین مفصل در مجاورت گره ۲ تشکیل می‌شود و مفصل خمیری دوم در مجاورت گره ۶ تشکیل می‌شود.



شکل ۲۸. تاریخی‌ی زمانی زلزله‌ی طیس.



شکل ۳۰. سرعت زاویه‌ی گره ۶ و جزئیات حاصل تجزیه‌ی موجک (دایبشز ۸).



شکل ۳۱. سرعت زاویه‌ی گره ۲ و جزئیات حاصل تجزیه‌ی موجک (دایبشز ۸).

تمرکز اطلاعات، برآورد دقیق زمان آسیب را میسر می‌کند. در تمامی مثال‌ها، مکان آسیب از مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی مربوط به تبدیل موجک پاسخ دورانی ۲ گره‌ی مجاور به‌دست آمده و چون تفاوت طیف دامنه زیاد است، بنابراین هیچ شبیه‌ی در مورد تعیین مکان آسیب به‌وجود نیامده است. به‌عبارت دیگر به‌طور قاطع هم زمان و هم مکان آسیب تعیین شده است.

۵. نتیجه‌گیری

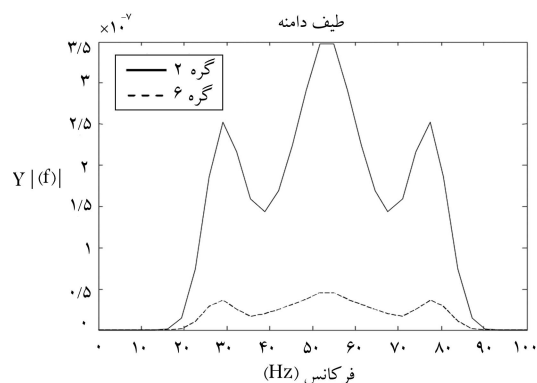
همان‌طورکه مشاهده شد، پاسخ‌های مربوط به مؤلفه‌های دورانی گره‌های یک قاب خمشی حاوی اطلاعات مفیدی در باره‌ی مختصات آسیب است. گرچه با استفاده از پاسخ‌های دوران و یا شتاب زاویه‌ی هم می‌توان نتایج مشابهی به‌دست آورد، ولی تحلیل مدل‌های مختلف قاب خمشی نشانگر آن است که سرعت زاویه‌ی گره‌ها نسبت به دیگر پاسخ‌های گره‌ی نتایج بهتری به‌دست می‌دهد. با داشتن پاسخ مربوط به یک گره‌ی قاب می‌توان در مورد همه‌ی تیرها و ستون‌های متصل به آن، تحلیل آسیب انجام داد. برای تعیین زمان و موقعیت آسیب می‌توان از تبدیل گسسته‌ی موجک استفاده کرد. خوشبختانه با اولین سطح تجزیه به جواب‌های دقیقی دست می‌یابیم که نشان‌دهنده‌ی عملکرد سریع و ساده‌ی روش ارائه‌شده است. یعنی اینکه نیازی به ادامه و عمق‌دادن به سطوح تجزیه نداریم که خود باعث افزایش بار محاسباتی روش است. گرچه سری‌های زمانی که از سطوح بالاتر تجزیه به‌دست می‌آیند، باز هم حاوی اطلاعات هستند؛ ولی به این نتیجه رسیدیم که مؤلفه‌ی سرعت زاویه‌ی پاسخ و اولین سطح تجزیه‌ی آن، بهترین انتخاب برای حصول جواب است. از دیگر مزایای این روش قابلیت دستیابی به زمان وقوع آسیب است، به این خاطرکه مختصات آسیب مستقیماً از پاسخ لرزه‌ی به‌دست آمده‌اند، نه پاسخ ثانویه ناشی از تحریک مجدد سازه‌ی آسیب‌دیده در زلزله. از طرفی این روش با توجه به توانایی درکشف زمان و مکان آسیب در مراحل اولیه‌ی تشکیل آن برای رصدکردن سلامت ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد پیشنهاد می‌شود، که مطابق اغلب آیین‌نامه‌های زلزله‌ی خدمت‌رسانی آن‌ها در هنگام وقوع زلزله و بعد از آن مورد توجه است. همچنین باید به محدودکردن درجات آزادی دورانی سازه‌ها، همانند جابجایی، در آیین‌نامه‌های زلزله توجه شود.

پانویس‌ها

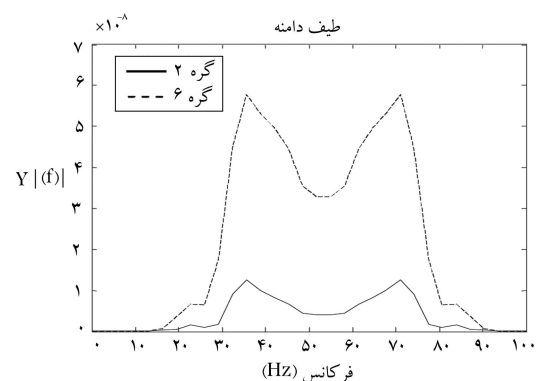
1. wavelets
2. Daubechies
3. Biorthogonal
4. Round Valley

منابع (References)

1. Todorovska, M.I. and Trifunac, M.D., "Structural health monitoring by detection of abrupt changes in response using wavelets: Application to a 6 story RC building damaged by an earthquake", *Proc. 37th Joint Panel*



شکل ۳۲. مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی گره‌های ۲ و ۶ قاب ۳ طبقه (در زمان تشکیل اولین مفصل).



شکل ۳۳. مقایسه‌ی طیف دامنه‌ی گره‌های ۲ و ۶ قاب ۳ طبقه (در زمان تشکیل دومین مفصل).

همان‌طورکه در مثال‌های فوق نشان داده شد، روش ارائه‌شده مستقل از تعداد دهانه، تعداد طبقات، و نوع تحریک تکیه‌گاهی، قابلیت کشف زمان و مکان آسیب را داراست. تبدیل موجک پاسخ دورانی گره‌ها فقط در زمان تشکیل مفاصل دارای تغییرات واضح بود و در دیگر قسمت‌ها دارای دامنه‌ی نزدیک به صفر است. این

Meeting on Wind and Seismic Effects, Japan, U.S.-Japan Natural Resources Program (UJNR), p. 20 (2005).

2. Ovanosova, A.V. and Sua'rez, L.E. "Applications of wavelet transforms to damage detection in frame structures", *Eng. Structures*, **26**(1), pp. 39-49 (2004).
3. Campbell, S.D., Richard, R.M. and Partridge, J.E. "Steel moment frame damage predictions using low-cycle fatigue", *The 14th World Conference on Earthquake Eng., China* (2008).
4. FEMA-356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000).
5. Jankovic, S. and Stojadinovic, B. "Determining inter-story drift capacity of R/C frame building", *The 14th*

- World Conference on Earthquake Eng.*, China (2008).
6. Arjomandi, K., Estekanchi, H. and Vafai, A. "Correlation between structural performance levels and damage indexes in steel frames subjected to earthquakes", *Scientia iranica Transaction A: Civil Eng.*, **16**(2), pp. 147-155 (2009).
 7. Farrar, C.R. et al., *Nonlinear System Identification for Damage Detection*, Los Alamos National Laboratory, LA-14353 (2007).
 8. Weeks, M., *Digital Signal Processing Using MATLAB and Wavelets*, Infinity Science Press, Massachusetts (2007).
 9. Raghu Prasad, B.K., Lakshmanan, N., Muthumani, K. and Gopalakrishnan, N. "Enhancement of damage indicators in wavelet and curvature analysis", *Sadhana*, **31**, pp. 463-486 (2006).
 10. Misisti, M., Misiti, Y., Oppenheim, G. and Poggi, J., *Wavelets and Their Application*, ISTE Ltd, UK (2007).

MODIFIED ENERGY METHOD FOR EVALUATION OF STEEL MOMENT-RESISTING FRAME RESPONSE UNDER SEISMIC EXCITATION

S. B. Beheshti Aval(corresponding author)

beheshti@kntu.ac.ir

S. J. Kamali Firouzabadi

J.kamali270@sina.kntu.ac.ir

Dept. of Civil Engineering

K.N.Toosi University of Technology

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 29, Issue 3, Page 117-126, Original Article

© Sharif University of Technology

- Received 29 June 2011; received in revised form 12 July 2011; accepted 6 May 2012.

Abstract

From the viewpoint of building response to seismic ground motion, there are different seismic design methodologies. Currently, seismic design codes are based on the force method. However, the disadvantages of this method in neglecting important parameters, including structural vulnerability potential, as well as characteristics of strong motion, have caused the improper performance of structures in past catastrophic earthquakes. Thus, seismic design methodology shifted to nonlinear methods, based on performance concepts, and, consequently, new methods, based on displacement, have been proposed in recent years for better evaluation of structural performance. Due to inherent weaknesses, such as dependency accuracy to ground motion characteristics, incorporated in these design methods, it is expected that the energy method will advance and supersede current structural seismic design methods. Since the damage value of a structure caused by an earthquake is in a close relationship with the energy dissipation capacity of the structure, it can be anticipated that the energy based method will be a proper technique for evaluation of structural performance. In this study, the accuracy of the energy-based method in predicting the displacement demand of steel moment resisting frames of different storey numbers, under near-field and far-field earthquake records, is studied. To capture the accuracy of the energy-based method, the obtained results have been compared with the results of non-linear time-history analysis. Taking into account the amount of energy transformed from the ground to structures, which has directed the correlation to spectrum velocity,

its characteristics for near and far-field records are studied first. A new method, which depends on spectrum intensity (SI), is proposed for more accurate prediction of the energy transferred from earthquake records to structures. Finally, by examining the accuracy of this method, it is observed that the proposed method can significantly increase the result accuracy for any type of seismic excitation in predicting the displacement demand of frames.

Key Words: seismic design, energy method, displacement demand, near-field record, far-field record, velocity spectrum.