

کاربرد روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی

محمد علی داستان دیزناب^۱، حمید مهدیقلی^{۲*}، محمد سعید سیف^۳

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی فنی و مهندسی بوئین زهرا

۲- استادیار، قطب علمی هیدرودینامیک و دینامیک متحرک‌های دریایی، دانشگاه صنعتی شریف

۳- استاد، قطب علمی هیدرودینامیک و دینامیک متحرک‌های دریایی، دانشگاه صنعتی شریف

mehdi@sharif.ed

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۰/۲۸]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۳/۱۳]

چکیده- در این پژوهش به بررسی صلاحیت کاربرد روش زمان دوام در تعیین عملکرد لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی پرداخته شده است. زمان دوام روشی نوین در حوزه ارزیابی لرزه‌ای است که می‌تواند با هزینه محاسباتی بسیار پایین، پاسخ حدی سازه را در سطوح تحریک مختلف تخمین بزند. در تعیین پاسخ لرزه‌ای سکوه‌های دریایی، عوامل غیرخطی کننده متعددی مانند کمانش اعضای بادبندی و رفتار غیرخطی مصالح تاثیرگذار است که می‌توانند عملکرد روش زمان دوام را با چالش مواجه کنند. در این راستا یک سکوی پایه ثابت که در خلیج فارس قرار دارد، به صورت سه بعدی و با با در نظر گرفتن عوامل غیرخطی کننده مختلف، در نرم‌افزار المان محدود انسیس مدل‌سازی شده است. برای ارزیابی میزان دقت پاسخ‌های روش زمان دوام، از هفت رکورد زلزله که برای سطوح مختلف تحریک لرزه‌ای مقیاس شده بودند، استفاده شد. نتایج حاصل از مطالعه مقایسه‌ای نشان می‌دهند که روش زمان دوام می‌تواند پاسخ لرزه‌ای سکوه‌های دریایی را در سطوح مختلف تحریک با دقت قابل قبولی پیش‌بینی نماید.

واژگان کلیدی: روش زمان دوام، سکوی شابلونی، ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱- مقدمه

در مناطق فعال لرزه‌ای، ارزیابی بارگذاری لرزه‌ای یک گام مهم در طراحی سکوه‌های دریایی محسوب می‌شود. عملکرد این سازه‌ها باید در سطوح مختلف تحریک از قبیل زلزله سطح حدی^۱ (ELE) و زلزله سطح نامتعارف^۲ (ALE) بررسی شود [۱]. در سازه‌های ساختمانی معمول، به علت طبیعت تصادفی زلزله و نبود دانش لازم برای شبیه‌سازی‌های دقیق، عدم اطمینان‌های جدی وجود دارد [۲]. علاوه بر این موارد، به علت رفتار پیچیده اندرکنش سیال و سازه و اندرکنش سازه-شمع-خاک، تخمین عملکرد لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی یک مساله چالش برانگیز محسوب می‌شود. در این راستا، مطالعات متعددی برای ارائه ارزیابی لرزه‌ای مورد قبول برای این دسته از

سازه‌ها صورت گرفته است [۳-۷].

تحلیل طیف پاسخ، تحلیل بار افزون استاتیکی و تحلیل تاریخیچه زمانی سه روش شناخته شده است که به طور معمول در ارزیابی سازه‌ها استفاده می‌شود و هر کدام از آنها محدودیت‌ها و مزیت‌های خاص خود را دارند. درحالی‌که روش تاریخیچه زمانی قوی‌ترین روش در محاسبه پاسخ لرزه‌ای می‌باشد، مهندسان در عمل ترجیح می‌دهند که از روش‌های تحلیل طیف پاسخ و تحلیل بار افزون استاتیکی استفاده کنند. علت این امر سادگی و هزینه محاسباتی پایین این روش‌ها است. از طرف دیگر، افزایش تقاضا برای انجام طراحی بر اساس عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها پژوهشگران را تشویق نموده است تا روش‌هایی ارائه دهند که از طرفی هزینه محاسباتی پایینی داشته باشند و از طرف دیگر نتایج آن‌ها از دقت قابل قبولی برخوردار باشند.

1 Extreme Level Earthquake (ELE)

2 Abnormal Level Earthquake (ALE)

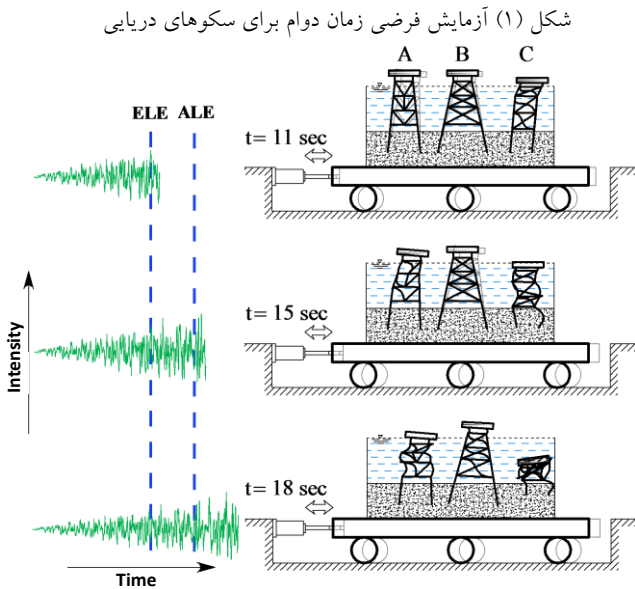


Fig. 1. Hypothesis ET test for jacket platform

۲- مفاهیم اولیه روش زمان دوام

روش زمان دوام، روشی بر مبنای تحلیل تاریخیچه زمانی است که عملکرد لرزه‌ای سازه را بر اساس تحریک‌های افزاینده مصنوعی خاصی پیش‌بینی می‌کند [۱۶]. در این روش، تحریک به صورت تابع شتاب خاصی که در آن هر زمان معرف یک سطح تحریک لرزه‌ای مشخصی است، به سازه اعمال می‌شود. این رکوردهای از پیش طراحی شده، تابع شتاب زمان دوام^۱ نامیده می‌شوند. ماهیت روش زمان دوام را می‌توان به وسیله یک آزمایش فرضی تشریح کرد. همان‌گونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، یک میز لرزه برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سکوه‌های مختلف به وسیله‌ی رکوردهای زمان دوام استفاده شده است. به علت تاثیر شرایط محیطی روی پاسخ لرزه‌ای سازه، اثر عواملی مانند آب و خاک نیز باید در نظر گرفته شود. توابع شتاب به وسیله‌ی میز لرزه به سازه اعمال می‌شود به گونه‌ای که با افزایش زمان شدت تحریک نیز افزایش می‌یابد. در زمان‌های اولیه تحریک، رفتار تمام سازه‌ها به صورت خطی است. به تدریج که زمان می‌گذرد ($t = 11\text{ s}$)، سکوی C تغییر شکل‌های غیر قابل قبولی از خود نشان می‌دهد، در حالیکه سایر سکوها می‌توانند به فعالیت خود ادامه دهند. همچنین در زمان‌های بعدی ($t = 15$ و 18 s) سکوه‌های A و B نیز عملکرد

زمان دوام، روش دینامیکی جدیدی است که در آن می‌توان با انجام یک تحلیل تاریخیچه زمانی، عملکرد لرزه‌ای سازه را در سطوح مختلف تحریک ارزیابی نمود [۸]. روش زمان دوام نه تنها روشی تاریخیچه زمانی است، بلکه هزینه محاسباتی پایینی هم دارد. به عبارت دیگر، روش زمان دوام سعی می‌کند که مزیت‌های تحلیل تاریخیچه زمانی را داشته باشد و در عین حال از عیب‌های آن دوری کند. این مزیت به ویژه زمانی که ارزیابی در سطوح مختلف تحریک انجام می‌شود بیشتر نمایان می‌شود. از زمان معرفی روش زمان دوام، مطالعات زیادی روی عملکرد و قابلیت اطمینان این روش انجام شده است. در ابتدا روش زمان دوام برای ارزیابی قاب‌های فولادی خطی استفاده شد [۹]. همچنین استکانچی و همکاران معیار خرابی در قاب‌های فولادی را به وسیله روش زمان دوام تخمین زدند [۱۰]. ریاحی و همکاران نیز کاربرد روش زمان دوام را در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی غیرخطی مطالعه کردند [۱۱]. والامنش و استکانچی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی را تحت تحریک سه بعدی بررسی نمودند [۱۲]. عالم باقری و استکانچی روش زمان دوام را برای ارزیابی لرزه‌ای مخزن‌های فولادی زمینی استفاده کردند [۱۳]. حریری اردبیلی و همکاران به استفاده از روش زمان دوام برای ارزیابی بر اساس عملکرد قاب‌های فولادی [۱۴] و سدهای بتنی [۱۵] پرداختند. این مطالعات نشان دادند که با وجود مزیت‌های روش زمان دوام، نتایج این روش باید با بررسی کافی استفاده شود؛ به ویژه زمانی که پاسخ سازه از رفتار غیرخطی آن تاثیر می‌پذیرد.

این مقاله قصد دارد که روش زمان دوام را برای ارزیابی لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی که تحت عوامل غیرخطی کننده متعددی قرار دارند، را مطالعه کند. در این مسیر، مفاهیم اولیه روش زمان دوام برای ارزیابی لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی ارائه می‌شود. یک سکوی موجود به وسیله روش زمان دوام ارزیابی شده و منابع مختلف غیرخطی کننده رفتار سازه از قبیل تسلیم شدن مصالح فولادی و کماتش اعضا، در یک مدل المان محدود سه بعدی بررسی می‌شوند. در پایان نتایج زمان دوام با نتایج تحلیل رکوردهای زلزله در سطوح مختلف تحریک مقایسه می‌شود.

1 Endurance Time Acceleration Functions (ETAFs)

که a_g تابع شتاب مطلوب است. S_u و S_a به ترتیب جابه‌جایی و شتاب طیفی تابع شتاب زمان دوام است. α متغییر ضریب وزنی است که به طور معمول در تولید رکوردهای زمان دوام برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود [۹]. یک نمونه از تابع شتاب زمان دوام و طیف‌های پاسخ مربوط به آن در بازه‌های زمانی مختلف در شکل (۲) نشان داده شده است. همان‌گونه که در قبل اشاره شد، تابع‌های شتاب به گونه‌ای تولید می‌شوند که طیف پاسخ آن‌ها به صورت خطی متناسب با زمان است؛ بنابراین طیف پاسخ برای بازه زمانی ۰ تا ۱۰ ثانیه و ۰ تا ۱۵ ثانیه به ترتیب دو و سه برابر طیف پاسخ در بازه زمانی ۰ تا ۵ ثانیه است.

شکل (۲) (الف) طیف‌های پاسخ شتاب ETA20en (ب) نمونه‌ای از تابع شتاب در بازه‌های زمانی مختلف

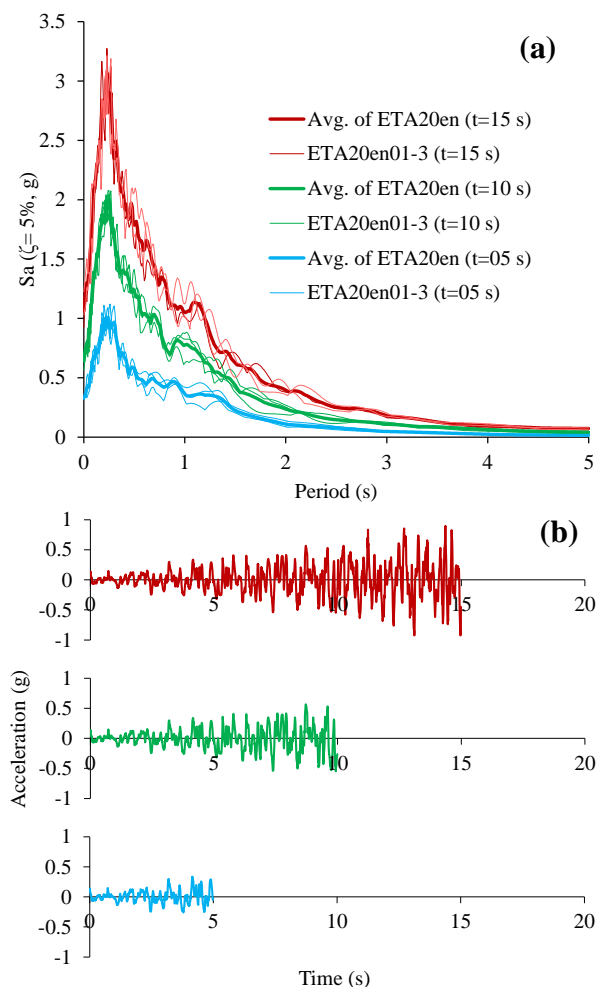


Fig. 2. (a) Spectral acceleration of ETA20en (b) sample of acceleration function in different windows of time

کاری خود را از دست می‌دهند. در نهایت، سکوی B که توانسته بیشترین زمان از تحریک زمان دوام را تحمل کند، بهترین عملکرد لرزه‌ای را داشته است. همچنین، سکوی C که کمترین زمان از تحریک زمان دوام را تحمل کرده است، ضعیف‌ترین عملکرد لرزه‌ای را دارد. شایان گفتن است که مفهوم زمان دوام نه تنها برای انجام مطالعات مقایسه‌ای مناسب است، بلکه در ارزیابی یک سازه به تنهایی نیز بسیار توانمند است. مزیت اصلی روش زمان دوام این است که به وسیله‌ی یک تابع شتاب می‌توان وضعیت سازه را در سطوح مختلف تحریک ارزیابی نمود. بنابراین همان‌گونه که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، رکوردهای زمان دوام می‌توانند به گونه‌ای مقیاس شوند که زمان‌های مشخصی در آن‌ها هماهنگ با رخدادهای ELE و ALE باشند.

در مطالعات اولیه شکل خطی برای روند افزایشی رکوردهای زمان دوام، پیشنهاد شده است [۸، ۹]. بر این اساس، طیف پاسخ شتاب و جابه‌جایی هدف برای توابع شتاب به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$S_{a,tar}(T, t) = \frac{t}{t_{target}} S_{a,tem}(T) \quad (1)$$

$$S_{u,tar}(T, t) = \frac{t}{t_{target}} S_{u,tem}(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (2)$$

که $S_{a,tar}(T, t)$ و $S_{u,tar}(T, t)$ به ترتیب طیف‌های پاسخ شتاب و جابه‌جایی هدف در زمان t و دوره تناوب T است. $S_{a,tem}$ طیف پاسخ شتاب الگو است که از آن برای تولید طیف‌های هدف استفاده می‌شود. زمان هدف t_{target} برابر با زمانی است که در آن طیف‌های پاسخ تابع شتاب برابر با طیف پاسخ معیار می‌شوند. در نهایت، توابع شتاب زمان دوام از حل مساله بهینه‌سازی بدون قید در حوزه زمان به صورت زیر تعیین می‌شوند.

$$\text{Minimize } F(a_g) =$$

$$\text{Minimize} \left\{ \int_0^{T_{max}} \int_0^{t_{max}} \left[S_{a,tar}(T, t) - S_a(T, t) \right]^2 + \alpha \left[S_{u,tar}(T, t) - S_u(T, t) \right]^2 dt dT \right\} \quad (3)$$

۳- روش ارزیابی سکوه‌های شابلونی به وسیله روش زمان دوام

به علت هندسه پیچیده و منابع مختلف غیرخطی شدن که در سازه سکوه‌های شابلونی وجود دارد، روش‌های دینامیکی بهترین مسیر برای ارزیابی لرزه‌ای آن‌ها است. زمان دوام نیز روشی دینامیکی است که در آن پاسخ‌های مهندسی^۱ می‌تواند به صورت تابعی از زمان و یا سطح تحریک تعیین شوند. در حقیقت با اعمال هر رکورد زمان دوام، می‌توان رفتار لرزه‌ای سازه را در سناریوهای مختلف لرزه‌ای ارزیابی نمود. همچنین در مقایسه با روش‌های معمول تاریخچه زمانی، این روش هزینه محاسباتی را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد. در این قسمت، به بیان روش زمان دوام بر مبنای الگوی ارائه شده در آیین‌نامه ISO 19901-2 [۱] برای ارزیابی لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی پرداخته می‌شود.

همان‌گونه که در مطالعات گذشته بیان شده است [۱۱، ۱۷-۱۹]، غیرخطی شدن سازه یک مفهوم چالشی در روش زمان دوام محسوب می‌شود و باید این روش برای کاربرد در سازه‌هایی که در معرض پدیده‌های غیرخطی قرار دارند، مورد مطالعه قرار بگیرد. غیرخطی شدن‌های متعددی که بر اثر عامل‌هایی از قبیل آب، خاک، مواد سازه و هندسی سازه رخ می‌دهد می‌تواند تاثیر به‌سزایی بر پاسخ سازه داشته باشند به ویژه در مواردی که ظرفیت نهایی سازه تعیین می‌شود.

نموداری از مراحل ارزیابی و یا طراحی سازه‌های دریایی بر مبنای روش زمان دوام در شکل (۳) ارائه شده است. همان‌گونه که در این نمودار مشاهده می‌شود، در اولین گام باید یک مدل دینامیکی قابل اطمینان از سازه سکو ارائه کرد. از آنجا که زمان دوام یک روش تاریخچه زمانی است، هندسه‌های پیچیده را می‌تواند به خوبی مدل‌سازی نماید. همچنین مدل دینامیکی باید منابع غیرخطی مختلفی را که بر رفتار سازه اثر می‌گذارد، در نظر بگیرد.

در مرحله بعدی، رکوردهای زمان دوام تولید می‌شوند و یا بر اساس شرایط لرزه‌خیزی منطقه از بین رکوردهای تولید شده

انتخاب می‌شوند. تاکنون تعداد محدودی از تابع‌های شتاب تولید شدند که یا با طیف میانگین رکوردهای زلزله و یا با طیف طراحی استاندارد وفق داده شده‌اند. به طور معمول استفاده از سه تابع شتاب برای بررسی آثار تصادفی بودن رکوردهای زمان دوام توصیه می‌شود. مرحله مقیاس کردن رکوردها برای همخوان کردن طیف رکوردهای زمان دوام در زمان هدف با طیف زلزله سطح حدی (ELE) استفاده می‌شود.

شکل (۳) مراحل ارزیابی و یا طراحی سکوی شابلونی بر اساس روش زمان

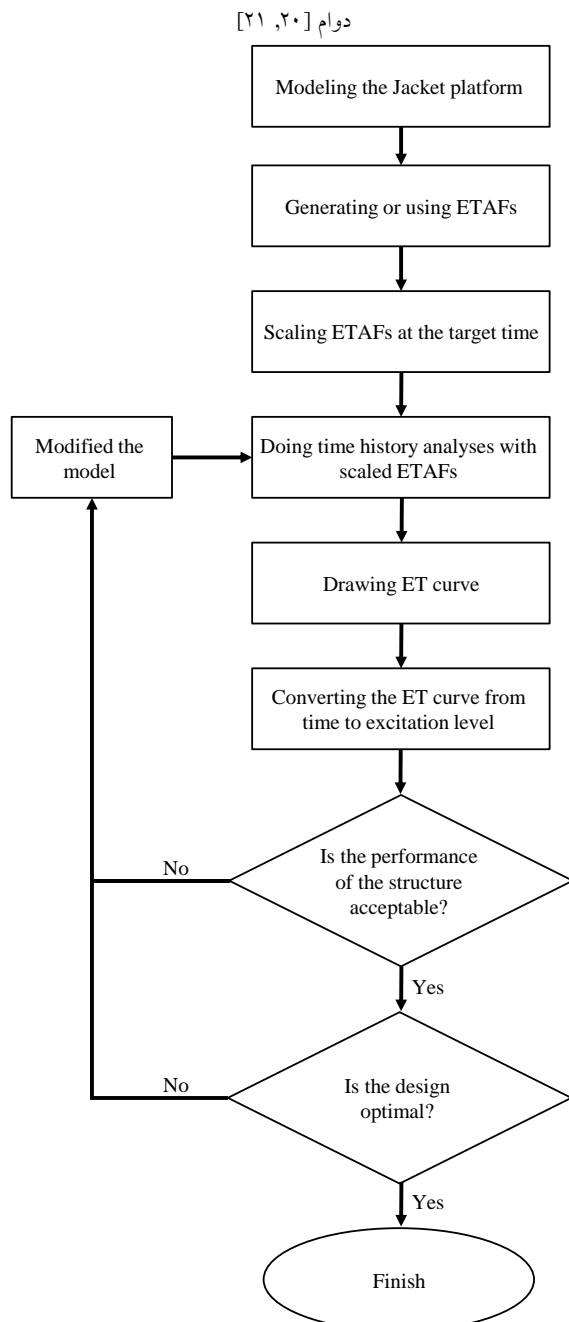


Fig. 3. Steps of assessment and/or design of jacket platform with ET method [20, 21]

1 Engineering Demand Parameters (EDPs)

برای گرفتن تصمیمات مهندسی راحت‌تر، محور افقی منحنی‌های زمان دوام از واحد زمان به واحد سطح تحریک تبدیل شده‌اند. تصمیم فوق بر مبنای این واقعیت است که در روش زمان دوام هر زمان با یک سطح تحریک مشخص متناظر است. برای این منظور از سطح تحریک ELE به عنوان معیاری مشخص استفاده شده است و طیف‌های شتاب رکوردهای زمان دوام در زمان هدف با طیف شتاب ELE در دوره تناوب اصلی سازه سکو منطبق شده‌اند. طیف‌های پاسخ زمان دوام به صورت خطی نسبت به زمان تغییر می‌کنند؛ بنابراین هر زمان را می‌توان به صورت ضربی از سطح تحریک ELE بیان نمود. به عنوان نمونه برای سکوهایی واقع در منطقه خلیج فارس، سطح تحریک ALE، ۱/۴ برابر سطح تحریک ELE است. همچنین در این مطالعه زمان هدفی که در آن طیف‌های پاسخ زمان دوام منطبق بر تحریک ELE است، برابر ۱۰ ثانیه در نظر گرفته شده است؛ بنابراین انتظار می‌رود که در زمان ۱۴ ثانیه، شدت تحریک رکوردهای زمان دوام برابر با تحریک ALE باشند. در گام بعدی عملکرد سازه‌های دریایی باید کنترل شود. در نهایت اگر روش زمان دوام برای طراحی سازه استفاده شده بود، طراحی بهینه سازه هم باید کنترل شود.

۴-۱- مدل مطالعه شده

۴-۱-۱- مدل سازه‌ای

برای ارزیابی روش زمان دوام، یک سکوی متداول واقعی انتخاب شده و در شکل (۵) نشان داده شده است. این سازه که در این پژوهش "J-O" نامیده شده است، یک سکوی چهار پایه بوده که در عمق ۶۸ متری خلیج فارس قرار دارد. سازه سکو به وسیله ۴ شمع که از درون پایه‌ها عبور داده شده‌اند، به زمین متصل شده و فاصله بین شمع و سازه نیز با ملات پر شده است.

مدل سه بعدی سکو در نرم افزار المان محدود انسیس ایجاد شده که می‌تواند غیرخطی هندسی و رفتار غیرخطی فولاد، خاک و آب را در نظر بگیرد. از المان لوله‌ای غیرخطی بنام "pipe288" برای مدل‌سازی سازه و شمع سکو استفاده شده که

همچنین با توجه به خطی بودن طیف پاسخ زمان دوام با زمان، می‌توان زمان مناسبی را تعیین کرد که در آن زمان، شدت تحریک رکوردهای زمان دوام متناسب با طیف زلزله سطح نامتعارف (ALE) باشند.

تحلیل‌های زمان دوام مانند تحلیل‌های تاریخیچه زمانی هستند با این تفاوت که تابع‌های شتاب جایگزین رکوردهای زلزله می‌شوند. به طور معمول نتایج تحلیل زمان دوام به صورت منحنی‌های افزایشی نشان داده می‌شود که محور قائم مقدار بیشینه مطلق متغیر مورد نظر مهندسی را تا زمان مد نظر نشان می‌دهد. این نمودارهای زمان دوام را می‌توان به صورت زیر رابطه‌مند نمود.

$$\Psi(t) = \text{Max}(\text{Abs}(f(\tau)): \tau \in [0, t]) \quad (۴)$$

که $\Psi(t)$ نمودار زمان دوام^۱ است، $f(\tau)$ مقدار تاریخیچه زمانی متغیر دلخواه مهندسی مانند جابه‌جایی عرشه و برش پایه است. نمودارهای زمان دوام دارای شکل پله‌ای می‌باشند که این موضوع با مفهوم افزایش پیوسته شدت که در روش زمان دوام مطرح شده است، همخوانی مناسبی ندارد. بدین منظور از روش میانگین متحرک^۲ برای هموار سازی شکل نتایج زمان دوام استفاده می‌شود که نمودار حاصل را منحنی زمان دوام^۳ می‌نامند. در (شکل ۴)، نمونه‌ای از به دست آوردن نمودار زمان دوام و منحنی زمان دوام برای یک پاسخ زمان دوام نشان داده شده است.

شکل (۴) یک پاسخ دلخواه سازه به همراه نمودار و منحنی زمان دوام مربوط به آن

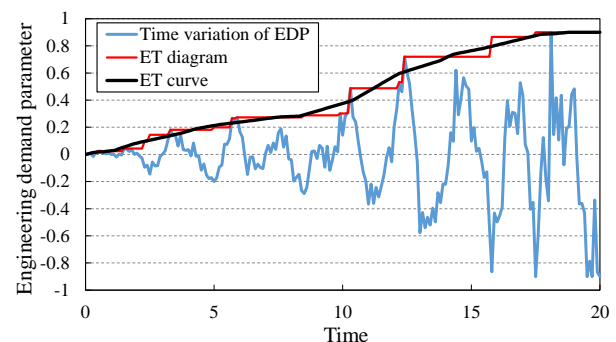


Fig. 4. A sample response together with its ET diagram and ET curve

- 1 ET digram
- 2 moving average
- 3 ET curve

جدول (۱) مقطع اعضای سازه‌ای

Section name	(mm×mm)
Sec 1	991×13
Sec 2	610×10
Sec 3	508×10
Sec 4	457×10
Sec 5	273×10
Sec 6	406×10
Sec 7	324×10
Pile	914×25

Table (1) Sections of the structural members

جدول (۲) مشخصات مواد سکو

Material	Definition	Value
Steel	Elastic modulus (GPa)	210
	Poisson's ratio	0.30
	Density (kg/m ³)	7850
	Yield stress (MPa)	240
	Strain-hardening slope (%)	5
Water	Density (kg/m ³)	1025
Marine growth	Density (kg/m ³)	1400

Table (2) Material properties of the jacket

همان‌گونه که اشاره شد، در این سکو شمع‌ها از درون پایه‌های اصلی عبور داده شده و فاصله بین آن‌ها با ملات پر شده است. از این رو همان‌گونه که هنرور و همکاران [۲۲] توصیه کردند، درجات آزادی جابه‌جایی و چرخشی المان‌های شمع و پایه سکو به یکدیگر مقید شده است. نمودار تنش-کرنش دوخطی -که شیب خط دوم پنج درصد شیب خط اول (مدول ارتجاعی فولاد) است- به همراه معیار تسلیم ون مایسنز^۲ برای رفتار غیر خطی فولاد در نظر گرفته شده است. جرم سازه در طول اعضای آن توزیع شده است و جرم عرشه سکو نیز به صورت دو جرم متمرکز (هر یک حدود ۴۳۷ تن) در مرکز جرم عرشه (سطح ارتفاعی شماره ۸) قرار داده شده است. جرم‌های متمرکز به وسیله المان‌های صلبی که سختی آن‌ها نسبت به سایر المان‌ها بسیار بالاتر است، به سازه اصلی متصل شده‌اند.

در آن مقطع المان لوله‌ای در راستای محیطی به هشت قسمت^۱ مساوی تقسیم‌بندی شده است.

شکل (۵) مدل سکوی شابلونی: (الف) نمای دو بعدی از پروفیل خاک (ب) نمای سه بعدی مدل المان محدودی

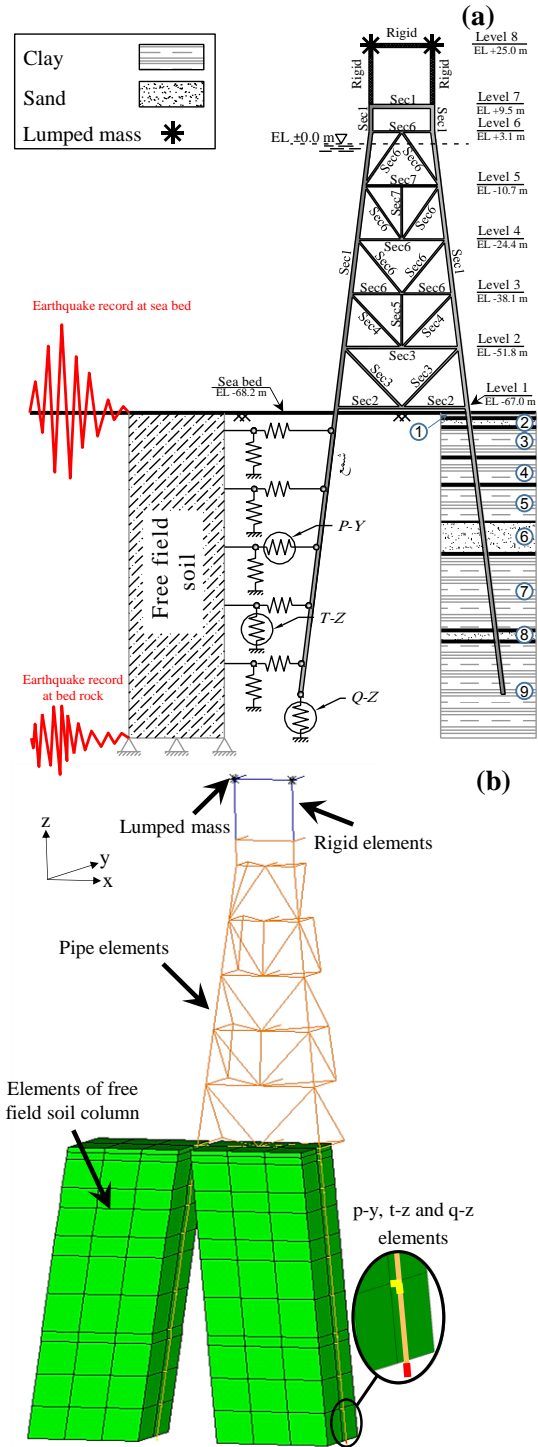


Fig. 5. Model of the platform (a) 2D soil profile (b) 3D finite element model

نمایی شماتیک از منحنی های نیرو-جابجایی فنرهای $t-z$, $p-y$ و $q-z$ در شکل زیر نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می شود به جز نمودار مربوط به فنرهای $q-z$ ، سایر نمودارها به صورت متقارن است. این قابلیت در نرم افزار ANSYS برای المان link180 وجود دارد که رفتار آن می تواند در کشش و فشار متفاوت باشد.

مقدار عددی این نمودارها و یا اینکه این نمودارهای چند خطی از چند قسمت تشکیل شده اند را می توان بر اساس اطلاعات موجود در بخش های ۶-۴ تا ۸-۶ آیین نامه API RP2A-WSD [۲۳] و یا بخش ۱۷ آیین نامه ISO 19902:2007 [۲۴] تعیین نمود. در این مطالعه از روابط ارائه شده در آیین نامه API استفاده شده است. در این مطالعه، جرم محیط خاکی مدل سازی نشده و تنها آثار سختی مربوط به آن ها در نظر گرفته شده است. برای ارزیابی دقیق تر باید آثار جرم خاک در نظر گرفته شده و شرایط تکیه گاهی مناسب در مرزهای دور پی قرار داده شود.

آثار اندرکنش سازه و آب به وسیله معادله موریسون بیان می شود که در آن جرم افزوده هیدرودینامیکی (M_a) و میرایی هیدرودینامیکی (C_a) به وسیله نیروی اینرسی (F_I) و نیروی غیرخطی پسا (F_D) بررسی می شوند. این نیروها از روابط مشابه رابطه های زیر تعیین می شوند.

$$F_I = M_a \ddot{X} = \rho(C_m - 1)V\ddot{X} \quad (5)$$

$$F_D = C_a \dot{X} = \frac{1}{2}\rho C_d A |\dot{X}| \dot{X} \quad (6)$$

که \dot{X} و \ddot{X} به ترتیب سرعت و شتاب عضو سازه ای است. ρ چگالی آب دریا است که برابر ۱۰۲۵ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شده، A و V مساحت مقطعی و حجم اعضا بر واحد طول، که بر اساس مشخصات هندسی سازه تعیین می شوند. C_m و C_d ضرایب پسا و اینرسی است که به ترتیب برابر ۱/۴ و ۲/۱۰ در نظر گرفته شده اند [۲۵]. با بررسی اثر جرم افزوده، دوره تناوب اصلی سازه سکو برابر با ۲/۱۹ ثانیه تعیین شده است. دوره تناوب گزارش شده بر اساس مدل سازی در نرم افزار SACS برابر با ۲/۲۰ ثانیه است که هماهنگی خوبی را نشان می دهد.

همچنین مشخصات مواد و مقطع های اعضا به ترتیب در جدول (۱ و ۲) لیست شده اند.

مشخصات لایه های خاک در جدول (۳) ارائه شده است. آثار خاک به دو دسته تقسیم بندی شده اند: خاک حوزه دور و نزدیک. ستون خاک حوزه دور (حوزه آزاد) حرکت الاستیک خاک را که تحت تاثیر حرکات شمع قرار ندارد را مدل سازی می کند. این خاک به وسیله المان های حجمی هشت گره ای (solid185) مدل شده اند. خاک حوزه نزدیک به وسیله فنرهای غیرخطی مدل می شود (link180). سختی این فنرها بر اساس منحنی های $t-z$, $p-y$ و $q-z$ که به ترتیب آثار خاک عمود بر شمع، مماس بر شمع و انتهای شمع را مدل سازی می کنند، محاسبه می شود.

جدول (۳) مشخصات لایه های خاک

Layer number	γ' (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ (degree)
1	6.0	4	-
2	8.0	-	25
3	8.5	75	-
4	8.5	82	-
5	8.5	87	-
6	9.0	-	25
7	8.5	110	-
8	9.0	-	25
9	9.0	200	-

Table (3) Information of the soil layers

شکل (۶) نمودار شماتیک نیرو-جابجایی فنرهای $t-z$, $p-y$ و $q-z$

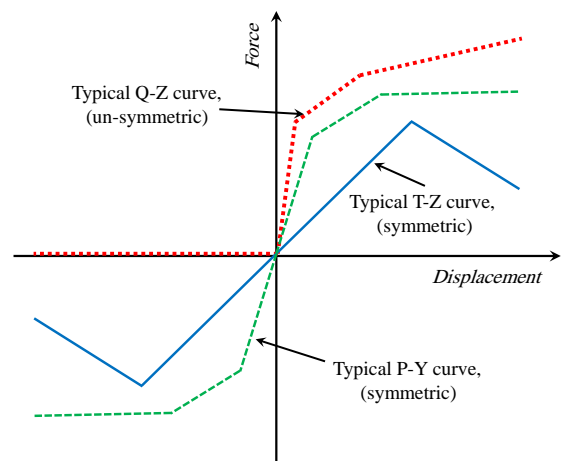


Fig. 6. Schematic force-displacement diagram for p-y, t-z and q-z springs.

منطقه، مراحل طراحی لرزه‌ای تعیین می‌شود. طیف شتاب ALE بر اساس شرایط محلی در دریای خلیج فارس تعیین شد. بر اساس درجه اهمیت سازه این سکو، طیف شتاب ELE، 0.7 برابر طیف شتاب ALE تعیین می‌شود (یعنی تحریک ALE، $1/4$ برابر شدیدتر از تحریک ELE می‌باشد). طیف شتاب ELE در (شکل ۸) نشان داده شده است.

شکل (۸) میانگین طیف‌های رکوردهای زمان دوام تا زمان هدف (۱۰ ثانیه)

و رکوردهای زمین‌لرزه همراه با طیف شتاب ELE

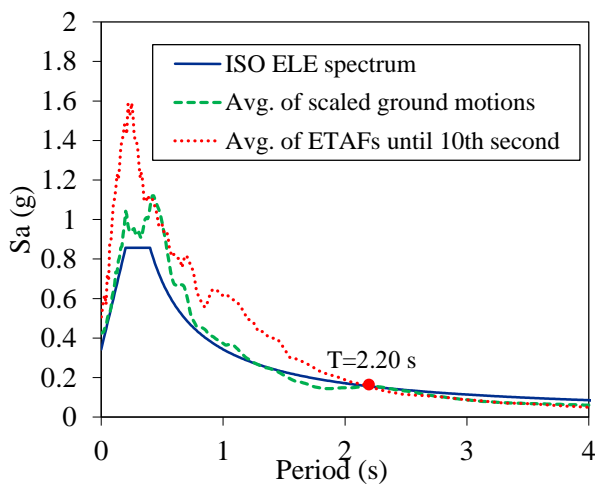


Fig. 8. average of the spectra of the ET records until target time (10 s) and earthquake records together with ELE acceleration response spectrum

با در نظر گرفتن طیف‌های پاسخ مختلف به عنوان طیف الگو، کاربردهای مختلفی را می‌توان برای روش زمان دوام تعیین کرد. بر این مبنای، برای نیازهای مختلف، دسته‌های مختلفی از توابع زمان دوام تولید شده‌اند. به طور معمول رکوردهای زمان دوام بر اساس طیف الگوی خود به دو دسته تقسیم می‌شوند: تابع‌های شتابی که با طیف طراحی همخوان هستند و تابع‌های شتابی که با میانگین طیف رکوردهای زلزله همخوان شده‌اند. در این مطالعه از تابع‌های شتاب $ETA_{20en01-3}$ استفاده شده است که طیف الگوی آن‌ها از میانگین‌گیری طیف‌های پاسخ شتاب هفت رکورد زلزله بدست آمده است. این رکوردهای زلزله در آیین‌نامه FEMA 440 [۲۷] برای خاک نوع C پیشنهاد و در (جدول ۴) ارائه شده‌اند.

مدل‌سازی رفتار کمانشی و پساکمانشی بادبندها با ایجاد انحراف اولیه‌ای در میانه دهانه بادبندها انجام شده است. برای درستی‌آزمایی رفتار کمانشی، پاسخ رفت و برگشتی که به وسیله مدل عددی به دست آمده است با نتایج آزمایش زیاس و همکاران [۲۶] مقایسه شده است. در این راستا، یک لوله فولادی با قطر خارجی 102 میلی‌متر (۴ اینچ) و ضخامت 3 میلی‌متر (0.120 اینچ) مدل شده و نتایج آن در (شکل ۷) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود همخوانی مناسبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی وجود دارد.

شکل (۷) مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۲۶] با مدل عددی انیس برای نمونه

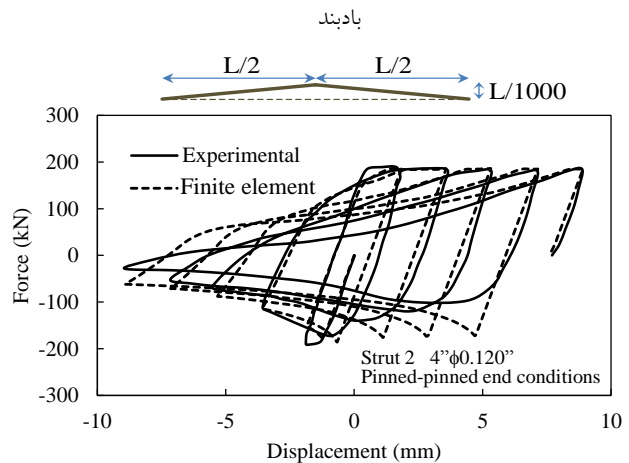


Fig. 7. Comparing the experimental result [26] with the numerical model of the brace.

در این مدل، هندسه سازه و شرایط مرزی آن به صورت متقارن است، از این رو برای کاهش هزینه محاسباتی تنها نیمی از سازه مدل‌سازی شده است. همچنین رکوردهای سازه تنها در جهت x به سازه اعمال می‌شوند، بنابراین ستون خاک حوزه آزاد و المان‌های P-Y تنها در این جهت مدل‌سازی شده‌اند.

۴-۲- تابع‌های شتاب زمان دوام

آیین‌نامه ISO 19901-2 2001 روش طراحی لرزه‌ای دو مرحله‌ای را معرفی می‌کند که در آن سازه برای سطح تحریک ELE طراحی شده و رفتار سازه برای سطح تحریک ALE کنترل می‌شود. در این مسیر، با توجه به درجه اهمیت سازه^۱ و میزان لرزه‌خیزی

زمان دوام، هر زمانی می‌تواند بیانگر یک سطحی از تحریک ELE باشد. به عنوان نمونه ۴ ثانیه و ۱۶ ثانیه به ترتیب بیانگر ۰/۴ و ۱/۶ سطح تحریک ELE است.

۳-۴- رکوردهای زلزله

برای بررسی عملکرد روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای سکوه‌های دریایی، نتایج این روش باید با نتایج روش تاریخیچه زمانی معمول مقایسه شود. برای منظور نمودن اثر تصادفی بودن پدیده زمین لرزه، آیین‌نامه ISO 19901-2 استفاده از حداقل چهار رکورد زلزله را لازم می‌داند. برای اینکه از وابسته بودن پاسخ به رکورد اجتناب شود، هفت رکورد زلزله‌ای که در تولید رکوردهای زمان دوام از آن‌ها استفاده نشده است، انتخاب شده‌اند. این رکوردها برای خاک نوع C بوده و از میان رکوردهای پیشنهادی که در آیین‌نامه‌های FEMA 440 [۲۷] و FEMA 695 [۲۸] گفته شده‌اند، انتخاب شده و در جدول (۶) ارائه شدند.

جدول (۶) مشخصات و ضریب‌های مقیاس رکوردهای زلزله

Earthquake	Station	Duration (s)	PGA (g)	Scale factor
Hector Mine	Hector	45.3	0.31	1.53
Kobe	Nishi-Akashi	41.0	0.49	0.83
Manjil	Abbar	53.5	0.51	0.74
Chi-Chi	TCU045	90.0	0.47	1.61
Imperial Valley	Parachute Test Facility	39.3	0.17	2.09
San Fernando	CIT Athenaeum	28.5	0.10	2.28
Loma Prieta	Diamond Heights	39.9	0.10	2.85

Table (6) Properties and scale factors of the earthquake records

زلزله‌ها نسبت به رخداد ELE مقیاس می‌شوند. همان‌گونه که آیین‌نامه پیشنهاد کرده است، مقیاس‌سازی به گونه‌ای انجام می‌شود که طیف پاسخ شتاب آن‌ها با طیف پاسخ شتاب ELE در دوره تناوب اصلی سازه برابر شوند. برای سایر سطوح تحریک، ضریب‌های مقیاس متناسب با نسبت ELE تغییر

جدول (۴) مشخصات رکوردهای زلزله استفاده شده در تولید تابع‌های

شتاب ETA20en01-3

Earthquake	Station	Duration (s)	PGA (g)
Landers	Yermo, fire station	50.0	0.171
Loma Prieta	Santa Cruz, University of California	39.9	0.441
Loma Prieta	Gilroy, Gavilon College Phys. Sch. Bldg	39.9	0.356
Loma Prieta	Anderson Dam, Downstream	39.6	0.240
Loma Prieta	Saratoga, Aloha Ave.	39.9	0.504
Morgan Hill	Gilroy #6, San Ysidro Microwave Site	29.9	0.286
Northridge	Castaic, Old Ridge Route	40.0	0.514

Table (4) Information of the earthquake records used in the generation of acceleration functions ETA20en01-3

جدول (۵) مشخصات و ضریب‌های مقیاس توابع شتاب

ETAfs	Target time (s)	at target PGA (g) time	Scale factor
ETA20en01	10.0	0.567	0.865
ETA20en02	10.0	0.701	0.743
ETA20en03	10.0	0.659	0.773

Table (5) Properties and scale factors of the acceleration functions

بر اساس روش معرفی شده، زمان هدف باید به گونه‌ای تعیین شود که طیف پاسخ شتاب رکوردهای زمان دوام تا زمان هدف با طیف پاسخ شتاب ELE هم‌خوان شود. مطالعات اولیه پیشنهاد می‌کند که زمانی بزرگتر از چهار یا پنج برابر دوره تناوب اصلی سازه برای انتخاب زمان هدف مناسب است، به ویژه برای حالت‌هایی که تحلیل‌های غیرخطی انجام می‌شود. در نتیجه بر مبنای دوره تناوب اصلی سکوه‌های مورد مطالعه، زمان ۱۰ ثانیه به عنوان زمان هدف انتخاب شد. بر این اساس ضرایب مقیاس رکوردهای زمان دوام تعیین شده و در جدول (۵) ارائه شده است. به علت افزایش خطی تحریک رکوردهای

شکل (۹) منحنی‌های زمان دوام و نتایج تحلیل رکوردهای زلزله در سطوح

تحریک مختلف

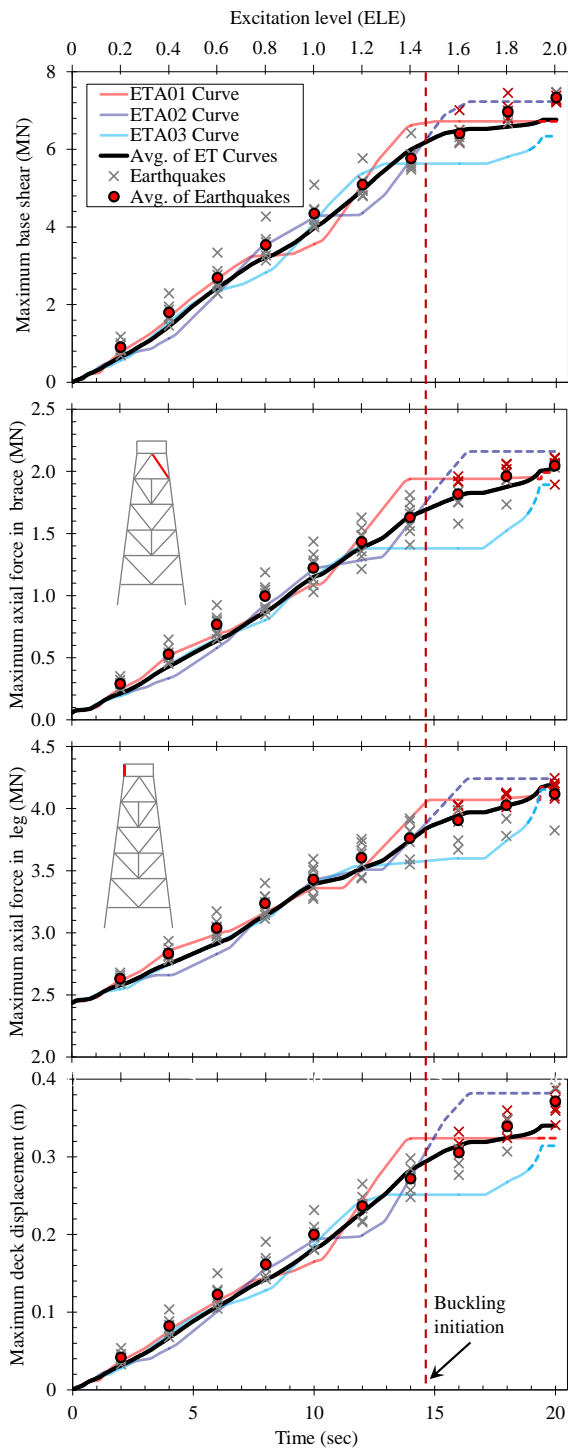


Fig. 9. ET curve and earthquake results at different excitation levels

در شکل (۱۰) بیشینه جابه‌جایی نسبی در ترازهای ارتفاعی مختلف برای تحلیل رکوردهای زلزله و زمان دوام نشان داده شده است. به علت وجود جابه‌جایی جانبی در خاک، نمودارها

می‌کنند. به عنوان نمونه در این مطالعه، نسبت شتاب طیفی ALE به ELE برابر ۱/۴ است؛ بنابراین ضریب‌های مقیاس مربوط به رکوردهای زلزله برای رخداد ALE، ۱/۴ برابر مقادیر گفته شده در جدول (۶) است.

۵- نتایج و بررسی آن‌ها

با استفاده از روش ارائه شده، سکوه‌های دریایی تحت سه رکورد زمان دوام (ETA20en01-3) مورد تحلیل قرار گرفتند. همان‌گونه که در توضیحات مربوط به این روش اشاره شد، منحنی‌های زمان دوام از پاسخ‌های سازه تعیین می‌شوند و می‌توانند به صورت تابعی از زمان و یا سطح تحریک نشان داده شوند. با توجه به خطی بودن افزایش شدت تحریک با زمان، سطح تحریک به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$\text{تحریک سطح} = \frac{t}{t_{\text{target}}} \times ELE \quad (V)$$

چنان‌که بیان شد، t_{target} زمان هدف است که برابر ۱۰ ثانیه در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل رکوردهای زلزله و زمان دوام برای سکوی مورد مطالعه در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل مشاهده می‌شود در بیشتر سطوح تحریک، منحنی‌های زمان دوام همخوانی خوبی با بیشینه نتایج حاصل از تحلیل رکوردهای زلزله دارند. در مراحل تحلیل مشاهده شد که کماتش بادبندها مود غالب خرابی در سکو بوده است، بنابراین نتایج تحلیل رکوردهای زلزله که در آن‌ها کماتش بادبند رخ داده بود با رنگ قرمز مشخص شده است. همچنین در نتایج تحلیل‌های زمان دوام، از سطح تحریکی که کماتش بادبند مشاهده شده است، منحنی‌های زمان دوام با خط چین ادامه پیدا کرده‌اند. در سکوی J-O شروع کماتش در یکی از رکوردهای زمان دوام و در زمانی حدود ۱۵ ثانیه آغاز شد. همچنین در نتایج مربوط به رکوردهای زلزله، برای سه رکورد زلزله مقیاس شده در سطح تحریک $1/6 \times ELE$ نیز کماتش بادبند مشاهده شد که نشان دهنده همخوانی نتایج حاصل از این دو روش در تخمین سطح تحریک مربوط به آغاز کماتش است.

واقعی زلزله در شکل (۸) تاثیر چندانی بر نتایج حاصل از دو روش ندارد. چرا که رفتار سازه گفته شده بیشتر متأثر از مود اول آن است به گونه‌ای که درصد مشارکت جرمی مود اول این سکو برابر ۹۵ درصد است. ولی زمانی که سازه غیرخطی می‌شود، دوره تناوب اصلی آن تغییر کرده و این عدم همخوانی کامل می‌تواند سبب ایجاد اختلاف در نتایج حاصل از دو روش می‌شود.

شکل (۱۱) همبستگی بین نتایج زمان دوام و نتایج تحلیل رکوردهای زلزله برای بیشینه نیروی محوری در بادبندهای مختلف

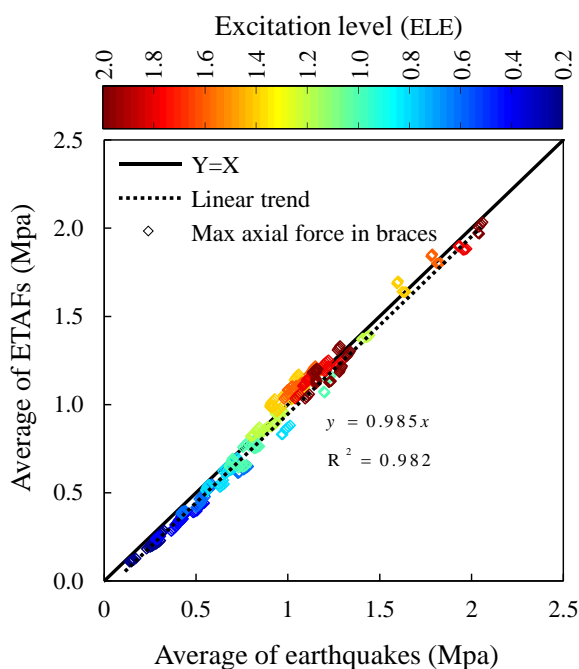


Fig. 11. Correlation between the results of ET and earthquake analyses for maximum axial force in different braces

همخوانی پاسخ سازه در المان‌های بادبندی که از تحلیل‌های تابع‌های شتاب و زلزله نتیجه شده است به همراه خط وایزی^۱ آن‌ها در شکل (۱۱) ارائه شده است. در این نمودارها، محور قائم میانگین نتایج زمان دوام برای المان‌های بادبندی در سطح تحریک‌های مختلف بوده و محور افقی نشان دهنده همان نتایج برای تحلیل‌های زلزله است. بررسی همخوانی و سازگاری نتایج زمان دوام با در نظر گرفتن نتایج تحلیل‌های زلزله به عنوان نتایج معیار انجام شده است. چنانچه مشاهده می‌شود، نقاط به دست آمده همخوانی مناسبی را نشان می‌دهند و توزیع

از صفر شروع نمی‌شوند. همچنین طول شمع بسیار بزرگ‌تر از جابه‌جایی جانبی تراز اول است، از این رو در این تراز نمودارها از یک عدد کوچک شروع می‌شوند. جرم عرشه بیشترین سهم جرمی را در سازه دارد و در تراز هفتم قرار گرفته است. همچنین هیچ سیستم بادبندی بین ترازهای ششم و هفتم وجود ندارد؛ بنابراین جابه‌جایی نسبی بالایی در تراز هفتم نسبت به تراز ششم مشاهده می‌شود.

همانگونه که در شکل (۱۰) مشخص است، به جز در سطح تحریک‌های ابتدایی و انتهایی، میانگین بیشینه جابه‌جایی نسبی تحلیل‌های زمان دوام با میانگین حاصل از نتایج تحلیل زمین‌لرزه‌های مجزا همخوانی مناسبی دارد. علت این موضوع را می‌توان چنین شرح داد که کارایی روش میانگین متحرک در زمان‌های ابتدایی و انتهایی نمودارهای زمان دوام به علت عدم وجود داده‌های کافی کاهش می‌یابد. همچنین در زمان‌های ابتدایی، طیف‌های پاسخ حاصل از رکوردهای زمان دوام نمی‌توانند به خوبی با طیف‌های هدف هماهنگ شوند و در نتیجه نتایج اختلاف‌های بیشتری را نشان می‌دهند. از طرف دیگر، رفتارهای غیر خطی شدید در زمان‌های انتهایی رکوردهای زمان دوام سبب می‌شود که نتایج پراکندگی بیشتری داشته باشند.

شکل (۱۰) بیشینه جابه‌جایی نسبی در ترازهای مختلف

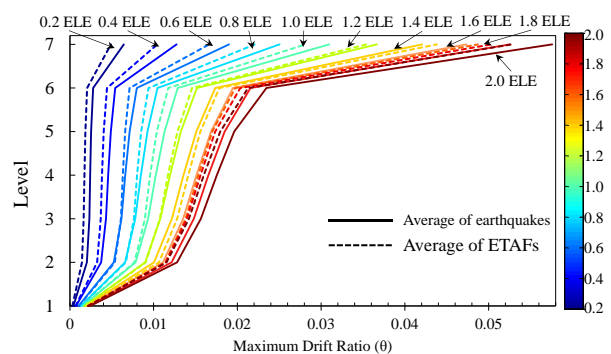


Fig. 10. Maximum relative displacement at different mass levels

ذکر این نکته نیز قابل توجه است که تا زمانی که رفتار سازه وارد مرحله غیرخطی نشده است، عدم همخوانی کامل بین طیف پاسخ حاصل از میانگین توابع زمان دوام و رکوردهای

¹ regression line

طراحی سازه سکو در سطح تحریک ELE استفاده می‌شود. طیف‌های پاسخ شتاب برای سطح تحریک ELE و $2/0 \times ELE$ تعیین شده و از روش ترکیب مربعات کامل ۲ برای ترکیب پاسخ‌های مودی استفاده شده است. از ۲۰ مود سازه برای حصول دقت کافی در تحلیل طیف استفاده شده است. همچنین در محاسبه پاسخ سازه، آثار وزن، شناوری، و فشار هیدرواستاتیکی با بارهای ناشی از بارگذاری زلزله ترکیب شده‌اند.

همان‌گونه که در شکل (۱۲) مشخص است، روش تحلیل طیف پاسخ توانسته است در سطح تحریک ELE میانگین نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی و زمان دوام را با دقت خوبی تخمین بزند ولی در سطح تحریک $2/0 \times ELE$ ، دقت این روش کاهش یافته است. این موضوع بدین علت است که تحلیل طیف پاسخ روشی خطی است و نمی‌تواند رفتارهای غیرخطی سازه را در نظر بگیرد. در حالیکه روش زمان دوام روشی بر مبنای روش تحلیل تاریخیچه زمانی است که می‌تواند منابع مختلف غیر خطی شدن را در نظر بگیرد؛ بنابراین این روش در سطح تحریک‌های بالاتر نتایجی با دقت بهتر نسبت به روش تحلیل طیف ارائه می‌دهد.

۶- نتیجه‌گیری

هدف از این مطالعه بررسی قابلیت روش نوین زمان دوام در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سکوه‌های شابلونی و بررسی مزیت‌ها و محدودیت‌های آن در مقایسه با روش معمول تحلیل تاریخیچه زمانی و روش تحلیل طیف پاسخ بوده است. برای این منظور یک سکوی شابلونی واقع در آب‌های خلیج فارس مطالعه شد و یک روند کاربردی برای استفاده روش زمان دوام در این سازه‌ها معرفی شد. مقایسه بین نتایج حاصل از رکوردهای زلزله و توابع شتاب نشان داد که روش زمان دوام می‌تواند متغیرهای مورد نظر مهندسی از قبیل بیشینه جابه‌جایی عرشه، برش پایه، نیروی محوری در پایه و بادبند را با دقت مناسبی تخمین بزند. همچنین مشاهده شد که کماتش بادبندها مود غالب خرابی در سکوه‌های شابلونی است و روش زمان دوام در تخمین سطح

آن‌ها چنان است که خط وایازی آن‌ها بسیار به خط‌های $Y=X$ نزدیک است. ضریب تشخیص^۱ (R^2) نیز به یک نزدیک است که بیانگر سازگاری خوب خط وایازی با این داده‌ها است. در مجموع شکل (۱۱) نشان می‌دهد که نتایج زمان دوام به صورت قابل قبولی نتایج حاصل از تحلیل‌های زلزله‌های مقیاس شده را تخمین می‌زنند.

شکل (۱۲) مقایسه نتایج تحلیل طیف پاسخ با میانگین نتایج تحلیل‌های توابع شتاب و زلزله در دو سطح تحریک (الف) ELE و (ب) $2/0 \times ELE$

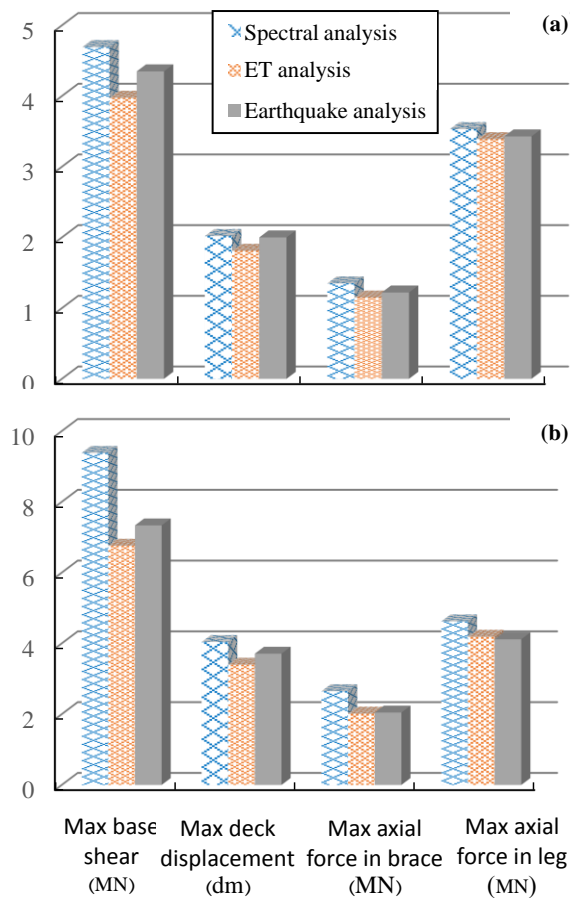


Fig. 12. Comparing the result of response spectrum analysis with the average of ET and earthquake analyses at (a) ELE and (b) $2 \times ELE$ excitation levels.

در شکل (۱۲)، میانگین نتایج تحلیل‌های زمان دوام و تاریخیچه زمانی معمول با نتایج تحلیل طیف پاسخ در دو سطح تحریک ELE و $2/0 \times ELE$ مقایسه شده است. روش تحلیل طیف پاسخ یک روش کاربردی است که از آن جهت بررسی صلاحیت

Engineering, 12(6), 2011, 731-750.

- [14] Hariri-Ardebili, M. A., Sattar, S., and Estekanchi, H. E., "Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis," *Engineering Structures*, 69(0), 2014, 216-234.
- [15] Hariri-Ardebili, M. A. and Saouma, V., "Quantitative failure metric for gravity dams," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(3), 2014, 461-480.
- [16] Mirzaee, A., Estekanchi, H. E., and Vafai, A., "Improved methodology for endurance time analysis: From time to seismic hazard return period," *Scientia Iranica*, 19(5), 2012, 1180-1187.
- [17] Estekanchi, H., Riahi, H., and Vafai, A., "Endurance time method: exercise test applied to structures," *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 10(5), 2009, 559-577.
- [18] Riahi, H. T., Estekanchi, H. E., and Vafai, A., "Endurance Time method-application in nonlinear seismic analysis of single degree of freedom systems," *Journal of Applied Sciences*, 9(10), 2009, 1817-1832.
- [19] Estekanchi, H. E., Riahi, H. T., and Vafai, A., "Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames," *Engineering Structures*, 33(9), 2011, 2535-2546.
- [20] Estekanchi, H. E. and Alembagheri, M., "Seismic analysis of steel liquid storage tanks by Endurance Time method," *Thin-Walled Structures*, 50(1), 2012, 14-23.
- [21] Estekanchi, H. E. and Basim, M. C., "Optimal damper placement in steel frames by the Endurance Time method," *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(5), 2011, 612-630.
- [22] Honarvar, M., Bahaari, M., Asgarian, B., and Alanjari, P., "Cyclic inelastic behavior and analytical modelling of pile-leg interaction in jacket type offshore platforms," *Applied Ocean Research*, 29(4), 2007, 167-179.
- [23] API RP 2A-WSD, "American petroleum institute recommended practice for planning, design and constructing fixed offshore platforms. API RP 2A, 21th ed.," Washington (DC): *American Petroleum Institute*, 2007.
- [24] ISO 19902:2007(E), "Petroleum and natural gas industries -Fixed steel offshore structures ", *International Organization for Standardization*, 2007.
- [25] Kim, D., "Neuro-control of fixed offshore structures under earthquake," *Engineering Structures*, 31(2), 2009, 517-522.
- [26] Zayas, V. A., Popov, E. P., and Mahin, S. A., "Cyclic Inelastic Buckling of Tubular Steel Braces," Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 1980.
- [27] "FEMA 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures.," ed. Washington D.C: Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [28] Applied Technology Council. and United States. Federal Emergency Management Agency., *FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors*. Washington, D.C.: U.S. Dept. of Homeland Security, FEMA, 2009.

تحریک مربوط به آغاز این کماتش‌ها به صورت موفق عمل نموده است. همچنین در مقایسه با روش تحلیل طیف پاسخ، روش زمان دوام توانست پاسخ سازه را در سطح تحریک‌های بالاتر با دقت بهتری ارزیابی نماید.

References

۷- مراجع

- [1] International Organization for Standardization, "ISO 19901-2:2004(E) Petroleum and Natural Gas Industries – Specific Requirements for Offshore Structures – Part 2: Seismic Design Procedures and Criteria," 2004.
- [2] Taftali, B., "Probabilistic seismic demand assessment of steel frames with shape memory alloy connections," Ph.D. dissertation, Georgia Institute of Technology, 2007.
- [3] Kimiaei, M., Aghakouchak, A. A., Shayanfar, M. A., and Naggari, M. H. E., "A Practical Model for Nonlinear Seismic Response Analysis of Jacket Type Fixed Offshore Platforms," *ASME Conference Proceedings*, 2006, 187-194.
- [4] Asgarian, B. and Lesani, M., "Pile-soil-structure interaction in pushover analysis of jacket offshore platforms using fiber elements," *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), 2009, 209-218.
- [5] Golafshani, A. A., Tabeshpour, M. R., and Komachi, Y., "FEMA approaches in seismic assessment of jacket platforms (case study: Resselat jacket of Persian gulf)," *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), 2009, 1979-1986.
- [6] Golafshani, A. A., Kia, M., and Alanjari, P., "Local joint flexibility element for offshore platforms structures," *Marine Structures*, 33(0), 2013, 56-70.
- [7] Mojtahedi, A., Lotfollahi Yaghin, M. A., Etefagh, M. M., Hassanzadeh, Y., and Fujikubo, M., "Detection of nonlinearity effects in structural integrity monitoring methods for offshore jacket-type structures based on principal component analysis," *Marine Structures*, 33(0), 2013, 100-119.
- [8] Estekanchi, H. E., Vafai, A., and Sadeghazar, M., "Endurance time method for seismic analysis and design of structures," *Scientia Iranica*, 11(4), 2004, 361-370.
- [9] Estekanchi, H. E., Valamanesh, V., and Vafai, A., "Application of Endurance Time method in linear seismic analysis," *Engineering Structures*, 29(10), 2007, 2551-2562.
- [10] Estekanchi, H. E., Arjomandi, K., and Vafai, A., "Estimating structural damage of steel moment frames by Endurance Time method," *Journal of Constructional Steel Research*, 64(2), 2008, 145-155.
- [11] Riahi, H. T., Estekanchi, H. E., and Vafai, A., "Estimates of average inelastic deformation demands for regular steel frames by the Endurance Time method," *Scientia Iranica*, 16(5 A), 2009, 388-402.
- [12] Valamanesh, V. and Estekanchi, H., "A study of endurance time method in the analysis of elastic moment frames under three-directional seismic loading," *Asian Journal of Civil Engineering*, 11(5), 2010, 543-562.
- [13] Alembagheri, M. and Estekanchi, H. E., "Nonlinear analysis of aboveground anchored steel tanks using endurance time method," *Asian Journal of Civil*

Application of the endurance time method for evaluation of jacket platforms

M. A. Dastan Diznab¹, H. Mehdigholi^{2*}, M. S. Seif³

1- Assistant Prof, Faculty of Civil Engineering, Buein Zahra Technical University

2- Assistant Prof., Center of Excellence in Hydrodynamics and Dynamics of Marine Vehicles, Sharif University

3- Prof., Center of Excellence in Hydrodynamics and Dynamics of Marine Vehicles, Sharif University

mehdi@sharif.edu

Abstract:

In this research, seismic performance of Endurance Time (ET) method is considered for assessment of jacket platforms. ET is a new method that can assess the extreme response of the structure at various seismic excitation levels with very low computational costs. For this aim, artificial records have been generated that gradually increase with time. They have been named Endurance Time Acceleration Functions (ETAFs). For determination of the seismic response of the jacket platforms, various nonlinearity such as buckling of the brace members, material nonlinearity, soil structure interaction and fluid structure interaction are important and can be a challenging issue for the ET approach. In this way, a real jacket platform located in the Persian Gulf is studied. Finite element method is utilized to prepare a three dimensional model of this platform with using ANSYS software. Moreover, various nonlinearity sources are considered in this model. Fluid structure interaction is included by using Morison equation that hydrodynamic added damping and added mass are considered by nonlinear drag force and inertia force, respectively. Soil-pile-structure interaction is also considered by near and far field soil effects. Near field soil is modeled by nonlinear spring and elastic solid elements are used to model far field effects. Material nonlinearity is considered by a standard bilinear stress-strain curve with 5% strain hardening and the von Mises yield criterion. Buckling of the brace members is also modeled by the initial imperfections at the mid-span of the braces, as recommended by previous studies. A methodology is also addressed for assessment of this type of offshore structures. For considering the accuracy and the reliability of this approach, the results of the ET method are compared with the typical time history method. In this regard, seven records are selected for soil type C from FEMA 440 and FEMA 695 and scaled to the ELE event such that their spectral accelerations match the ELE spectral acceleration at the main period of the platform. For other excitation levels, scale factors change proportional to the ELE ratio. For example, in this case, the ratio of the ALE spectral acceleration to the ELE one is 1.4; therefore, the scale factors of the ALE event are 1.4 times of the ELE one. ET records are scaled such that the response acceleration spectrum of the ETAF until target time becomes compatible with the ELE spectral acceleration. Initial studies recommend that 10 s is an appropriate target time. Due to linear increase of the excitation of the ET records, each time can be in accordance with the especial level of ELE, for example, 5s and 15s indicate 0.5 and 1.5 times of the ELE event. A comparison between the results of the earthquake records and the results of the ETAFs show that the ET method can accurately estimate engineering demand parameters such as maximum deck displacement, maximum base shear, maximum axial force in the leg and maximum axial force in the brace. The ET method is a vigorous approach that can be successfully estimated the seismic excitation of the buckling initiation. Moreover, the results indicate that despite significant decrease in the computational costs of the ET method, this approach can show appropriate performance.

Keywords: Endurance time method, Jacket platform, Seismic evaluation, Nonlinear dynamic analysis