مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره بیست و دوم، شماره۴، سال۱۴۰۱



بررسی برخی محدودیت های روش مودال در مقابل حل دالامبر در تحلیل تیر برشی تحت بارهای ضربه ای

سید رسول نعیمی'، رضا صالح جلالی 🕷

۲. کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان
 ۲. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۰۷/۲۳

saleh@guilan.ac.ir*

تاريخ پذيرش ۱۴۰۰/۱۲/۰۳

چکیدہ

روش تحلیل مودال روشی ساده و پرکاربرد در بین مهندسین است پس پاسخ به این سوال که حداقل تعداد مودهای لازم در این روش چند باید باشد تا پاسخهای حاصل از آن دارای دقت کافی نسبت به روشهای دقیق همچون روش انتشار موج یا حل دالامبر باشد دارای اهمیت است. در این راستا از نسبت زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی سازه به عنوان معیاری برای انتخاب تعداد مودهای لازم در تحلیل مودال استفاده شده است. از طرفی اگر چه بیشترین جابهجایی سازه همواره در بلای آن رخ می دهد لیکن وقتی زمان تناوب پالس جابهجایی ورودی به سازه شده است. از طرفی اگر چه بیشترین جابهجایی سازه همواره در بلای آن رخ می دهد لیکن وقتی زمان تناوب پالس جابهجایی ورودی به سازه باشد آنگاه به دلیل انتشار موج در طول سازه، حداکثر تغییر شکل نسبی آن می تواند نه فقط در پای سازه بلکه در نقاط دیگری نیز اتفاق افتد در این مقاله به بررسی برخی محدودیتهای روش مودال در مقابل حل دالامبر در تحلیل تیرهای برشی تحت روش مودال در مقابل حل دالامبر در تحلیل تیرهای برشی تحت روش مودال بر اساس جداسازی مند آن می مقاند مور این مقال یه بررسی برخی محدودیتهای روش مودال در مقابل حل دالامبر در تعلیل شده است. بروش مودال در مقابل حل دالامبر در تحلیل تیرهای برشی تحت روش مودال بر اساس جداسازی متغیرها و پاسخ زمانی آن نیز به روش رانگ-کوتای مرتبه چهار حل شده است. حل دالامبر نیز بر اساس انتشار روش مودال بر اساس انتشار موج در تبران مور و در ایل مودوی در تبر برشی تحت بروش مودال و حل دالامبر و معادم میز بر ساس انتشار موجوی در تبر برشی مودال بر اساس جداسازی متغیرها و پاسخ زمانی آن نیز به روش رانگ-کوتای مرتبه چهار حل شده است. حل دالامبر نیز بر اساس انتشار مورودی در تبر برشی آن زبان مورودی در تبر برشی با رنا گرفتن پالسهای حبابهجایی نیم سینوسی با زمان تناوب های کوتای مودا را مرد و در و برای منبرخی انده موان تاوب اصلی تبر مودا در و زار گرفتن پالسهای میز بر می مودا ی بر مود دار بر در ورش مودا برای دست باین برشی ایز و مول تیز دو زلزله حوزه نزدیک دارای پالسه میدا مو مود مول در تبر مول و دان مرد بری یا و نیز دو زلزله مود و مردی پالس موده یو مودا برای دست باین برشی ایجام شده است. در این تعلو و میادالامبر تحت پالس می مودهای مودای لیزم دان برای قابه مرده در ورش مودا و مو دار بری مودا برای در تر شین برشی بازه ماله مده در طول ت

واژگان کلیدی: تحلیل مودال، انتشار موج، حل دالامبر، بار ضربه ای، تیر برشی

ا. مقدمه

در سال ۱۹۴۱ برای اولین بار بایوت با استفاده از روش تحلیل مودال طيف پاسخ را بررسي و ساختارمند نمود [1]. به دنبال آن در سال ۱۹۵۳ هاوزنر از این طیف برای بدست آوردن تقاضای لرزهای نیروها و تغییر مکانها استفاده نمود [2]. از آن زمان تاکنون مهندسان برای تحلیل دینامیکی ساختمانها از همین روش یعنی مدل سازی سازه با یک سیستم یک درجه آزادی استفاده میکنند. با پیشرفت تکنولوژی و بکارگیری هرچه بیشتر شتاب نگارها و ثبت شتاب زلزلههای حوزه نزدیک و بررسی خرابیهای ایجاد شده در ساختمانها تحت حرکات زمین در حوزه نزدیک، دیده شده که جابهجایی نسبی بین طبقهای عامل اصلی ایجاد خسارت در ساختمانها تحت زلزلههای حوزه نزديك است [3, 4]. اگرچه براي محاسبه تغيير مكان استفاده از طيف پاسخ بسيار مفيد است اما نظر به اينكه توزيع جابهجايي نسبي در ساختمانهاي بلند يكنواخت نيست پس استفاده از طيف پاسخ برای محاسبه آن منطقی به نظر نمی رسد. مازاد بر آن طیف پاسخ بر اساس سیستم یک درجه آزادی محاسبه شده و نمی تواند تاثیر مودهای بالاتر، که در زلزلههای حوزه نزدیک مشخصا تاثیر گذارند، را نمایندگی کند [5]. بنابراین در سال ۱۹۹۴ ایوان ایده شیوه ای جایگزین را برای محاسبه جابهجایی نسبی بین طبقهای پیشنهاد نمود. ایشان در سال ۱۹۹۷ این ایده را کاملتر نموده و یک روش جدید برای محاسبه طیف جابهجایی نسبی بین طبقات پیشنهاد داد و آن را طیف تغییر مکان نسبی نامید [6]. با توجه به اینکه استفاده از روش انتشار موج در طراحی لرزهای ساختمان ها چندان مرسوم نیست میراندا در سال ۱۹۹۹ بر آن شد تا یک روش ساده تقريبي، كه در واقع همان حل ديناميكي سازه به شيوه تحلیل مودال با درنظر گرفتن یک مود است، را برای محاسبه بیشینه تغییر مکان نسبی ارائه دهد [7]. وی بیان داشت که با افزایش تعداد طبقات فاصله دو روش افزایش می یابد. پژوهشگرانی چون چوپرا و چینتاناپاکدی تلاش کردند تا دو روش تحلیل مودال و انتشار موج را مقایسه کنند و تعداد مودهای لازم برای رسیدن به دقت قابل قبول در استفاده از روش تحلیل مودال را بررسی نمایند [8]. آنها نشان دادند که میزان مشارکت

پاسخ مودی ناشی از مودهای بالاتر علاوه بر ضریب مشارکت مودی به مشخصههای حرکت زمین نیز بستگی دارد. آنها متوجه شدند که در ساختمانهایی که تحت زلزله حوزه نزدیک قرار دارند تاثیر مودهای بالاتر قابل چشمپوشی نبوده و برای دستیابی به جابهجایی نسبی صحیح تعداد مودهای بیشتری را نسبت به تحلیل ساختمانها تحت زلزلههای حوزه دور باید در نظر گرفت. آنها با بررسی و مقایسه نتایج حاصل از یک زلزله حوزه دور و یک زلزله حوزه نزدیک به این نتیجه رسیدند که استفاده از پنج مود برای رسیدن به خطای زیر پنج درصد کافی است.

تحقیقات روی مقایسه دو روش تحلیل مودال و انتشار موج ادامه پیدا کرد و در سال ۲۰۰۳ رابرتز و لوتز مطالعهای بر رفتار اتصالات تحت زلزله نورثریج، با در نظر گرفتن رکوردهای ثبت شده در یازده ایستگاه حوزه نزدیک، انجام دادند و مشاهده نمودند که استفاده از روش تحلیل مودال با در نظرگرفتن یک مود مشخصا جابهجایی نسبی بسیار کوچکتری نسبت به روش انتشار موج بدست می دهد و این اختلاف تا ۵۷ درصد نیز می رسد [9].

در سال ۲۰۰۵ آکار و همکاران در مدل خود تغییر شکل های برشی و خمشی را توامان در نظر گرفته و نشان دادند که جابهجایی نسبی نسبت به رفتار برشی و یا خمشی بسیار حساس بوده و استفاده از تیر برشی پاسخهای محافظه کارانه ای ارائه می دهد[10].

در سال ۲۰۰۶ آکار و میراندا با در نظر گرفتن تغییر شکل های برشی و خمشی، طیفی جامع تر از طیف ایوان ارائه نمودند. آنها همچنین پیشنهاد دادند که برای ساختمانهای با پریود اصلی کوچکتر از ۱۵/۰ ثانیه استفاده از مود اول کافی بوده لیکن در صورتیکه پریود اصلی ساختمان بزرگتر از ۱۵/۰ ثانیه باشد، استفاده از ۵ یا ۶ مود برای دستیابی به بیشینه جابهجایی نسبی مورد نیاز است [11].

در سال ۲۰۰۶ ساسانی و همکاران نشان دادند که در مدل ایوان دو مشکل عمده وجود دارد. مشکل اول اضافه کردن بخشی از سختی خارجی به تیر برشی است که از لحاظ فیزیکی قابلیت توجیه ندارد. مشکل دوم روش مدلسازی میرائی است که سبب میشود تا در مدل ایوان در مودهای بالاتر میرائی زیاد شود.

بررسی برخی محدودیت های روش مودال در...

سید رسول نعیمی، رضا صالح جلالی

ساسانی و همکاران در این مطالعه تایید کردند که برای زلزلههای حوزه نزدیک دارای پالس مشخص، که تاثیر مودهای بالاتر مهم است، تنها تحلیل مودال کافی نیست [12].

در سال ۲۰۰۸ ژی و ون تلاش کردند تا طیف تغییر مکان نسبی را با در نظرگرفتن ساختمان به عنوان یک تیر پیوسته تیموشنکو ارائه کنند. آنان در این تحقیق به بررسی تاثیر نسبت ارتفاع به پهنای تیر پرداختند و متوجه شدند که طیف بدست آمده به شدت متاثر از این نسبت است. آنها نشان دادند که هر چه تیر لاغرتر باشد احتمال ایجاد تغییر شکلهای جانبی بزرگ در آن بیشتر بوده و خسارات ناشی از آن نیز به تبع آن بیشتر است. آنها همچنین دو نتیجه گیری دیگر ارائه کردند. اول آنکه تاثیر میرائی روی طیف تغییر مکان نسبی قابل توجه بوده و دوم آنکه برای سازههایی با دوره اصلی بالای ۲ ثانیه، استفاده از روش تحلیل مودال با یک مود نه تنها نمی تواند تغییر مکان نسبی را به صورت قابل قبولی محاسبه کند بلکه این پاسخها می تواند بسیار غیرواقعی باشد [13].

در سال ۲۰۱۰ سیچوویز سعی کرد تا در بحث مقایسه دو روش تحلیل مودال و انتشار موج، به بررسی زلزلههای حوزه نزدیک دارای پالس مشخص بپردازد و نشان داد که استفاده از طیف پاسخ برای بدست آوردن تغییر مکان جانبی نسبی تنها برای ساختمانهائی قابل قبول است که پریود اصلی آنها بسیار کوچکتر از پریود پالس غالب زلزله حوزه نزدیک باشد [14].

در سال ۲۰۱۱ روباکتی و سیبجورنسون با بررسی پاسخ ساختمانهای بلند تحت پالسهای شبیهسازی شده زلزلههای حوزه نزدیک و دارای جهت پذیری پیش رونده، نشان دادند که تاثیر مودهای بالاتر در بیشینه تغییر مکان نسبی بین طبقات در قسمت بالایی ساختمان بسیار مشخص بوده و میزان این تاثیر با افزایش ارتفاع ساختمان افزایش می یابد. آنها همچنین بیان داشتند که مدلسازی زلزله حوزه نزدیک دارای پالس مشخص با یک مود سبب می شود تا تغییر مکان نسبی بام تا ۱/۴ برابر کوچکتر بدست آید [15].

رئوفی و شجاع در سال ۲۰۱۳ روشی ساده بر اساس تحلیل مودال تیرهای غیریکنواخت با جرم متمرکز برای محاسبه طیف تغییر مکان نسبی در یک ساختمان برشی ارائه نمودند. آنها در

تحقیق خود متغیرهای مختلفی شامل سیستم سازهای، تغییرات سختی، ارتفاع سازه و درصد میرائی را بررسی نمودند. آنها متوجه شدند که اگر تغییر سختی در طول سازه قابل توجه باشد برای طراحی به بیش از یک طیف تغییر مکان نسبی نیاز است [16] . در سال ۲۰۱۵، قنبری و همکاران به بررسی تاثیر زلزلههای دارای پالس مشخص بر ساختمانهای با رفتار برشی و خمشی پرداختند. آنها بیان داشتند که زلزلههای دارای پالس مشخص برای ساختمان های بلند دارای رفتار خمشی بسیار خطر آفرین ترند. همچنین بین متغیرهای بررسی شده از زلزلههای حوزه نزدیک آنها متوجه شدند که تاثیر سرعت زمین بسیار بیشتر از سایر متغیر ها است [17].

در سال ۲۰۱۶ لیوساتو و فردیس با بررسی تغییر مکان ماندگار در ساختمان بتن آرمه تحت زلزله های حوزه نزدیک با پالس مشخص، به این نتیجه رسیدند در صورتی که نسبت زمان تناوب پالس به زمان تناوب سازه کوچک باشد بیشینه تغییر مکان پلاستیک افزایش چشمگیری پیدا می کند. همچنین تاثیر سرعت زمین بر تغییر مکان پلاستیک بسیار بالا است [18].

جیشو و همکاران در سال ۲۰۱۹ با مدل کردن سازه به شکل صفحه برشی دو بعدی واقع بر پی مدفون در خاک نشان دادند که تحت موج SH انعطاف پذیری پی سبب افزایش برش پایه و نیز کرنش برشی افقی سازه می شود [19].

تودوروسکا و همکاران در سال ۲۰۲۱ و بر اساس توابع بسل کروی، معادله انتشار موج یک بعدی را برای تیرهای برشی مخروطی شکل دو طرفه بسط داده و از این مدل برای پالایش سلامت سازه برج فولادی مخروطی شکل ۴۸ طبقه در سانفرانسیسکو استفاده نمودند [20].

همچنین تودوروسکا و همکاران در سال ۲۰۲۰ سازه یک آسمانخراش ۴۸ طبقه در چین را توسط تیر تیموشنکو مدل نموده و با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه و استفاده از اندازه گیریهای میدانی، سلامت سازه را مورد ارزیابی قرار دادند [21].

بیشتر تحقیقات انجام شده روشهای تحلیل مودال و انتشار موج را به ازای بیشترین تغییر شکل نسبی ایجاد شده درپای سازه تحت رکوردهای زلزله حوزه دور و نزدیک مقایسه نموده و از

نسبت زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلى سازه به عنوان معیاری برای انتخاب تعداد مودهای لازم در تحلیل مودال استفاده نمودهاند و به این نتیجه رسیده اند که استفاده از پنج مود برای رسیدن به خطای زیر پنج درصد کافی است [8].از طرفی وقتی طول موج پالس جابهجایی ورودی به سازه کوچکتر از طول سازه باشد آنگاه به دلیل انتشار موج در طول سازه، بیشترین تغییر شکل نسبی آن می تواند نه فقط در پای سازه بلکه در نقاط دیگری نیز اتفاق افتد [5]. همچنین بیشترین جابهجایی سازه، که در بالای آن رخ میدهد، یکی دیگر از فاکتورهای طراحی است که باید در مقایسه دو روش تحلیل مد نظر قرار گیرد. بنابراین در این مقاله با در نظر گرفتن پالسهای جابه جایی نیم سینوسی با زمان تناوبهای کوتاه، متوسط و بلند، نسبت به زمان تناوب اصلی سازه، و مقایسه پوش بیشترین جابهجایی و تغییر شکل نسبی ایجاد شده در طول تیر به دو روش تحلیل مودال و انتشار موج (حل دالامبر) و محاسبه میزان خطا، تعداد مودهای لازم در روش مودال برای دست یابی به پاسخ قابل قبول ارائه شده است. بدین منظور سازه به صورت یک تیر برشی با رفتار خطی مدل شده و از میرایی چشميوشي شده است.

۲. چگونگی مدلسازی

تحقیقات نشانداده که سازه های قابی شکل یا ساختمان های معمولی با ارتفاع متوسط که اغلب دارای کف های نسبتا صلبی هستند دارای رفتار برشی می باشند یعنی تغییر شکل محوری ستون ها و در نتیجه دوران کف ها در آنها ناچیز بوده طور یکه جابه جایی نسبی طبقات عمدتا ناشی از جابه جایی حاصل از خمش ستون ها است که این رفتار مشابه رفتار تیر برشی است بدست آوردن طیف جابه جایی نسبی ساختمان ها استفاده نموده اند. البته با افزایش ارتفاع ساختمان رفتار آن به صورت برشی – خمشی خواهد بود که در آن صورت باید از تیر تیموشنکو برای مدل کردن رفتار ساختمان استفاده نمود [12]. در این تحقیق با فرض ساختمان معمولی با ارتفاع متوسط در این تحقیق با فرض ساختمان معمولی با ارتفاع متوسط (H=50m)، رفتار آن به صورت تیر برشی مدل شده است. به

منظور بررسی برخی محدودیتهای روش مودال در مقابل روش انتشار موج (حل دالامبر) در تحلیل تیرهای برشی تحت بارهای ضربهای، یک تیر برشی با فرض رفتار خطی و میرایی صفر، تحت پالس،های نیم سینوسی با زمان تناوب،های کوتاه، متوسط و بلند ،نسبت به زمان تناوب اصلی تیر برشی، و نیز تحت دو زلزله حوزه نزدیک دارای پالس مشخص در نظر گرفته شده و به روش مودال و حل دالامبر تحلیل شده است. پاسخ مودال بر اساس اشکال مودی و پاسخ زمانی مربوط به هر مود، که به روش رانگ-کوتای مرتبه چهار حل میشود، بدست آمده و تابعی از تعداد مودهای بکار گرفته شده است. حل دالامبر نیز بر اساس انتشار پالس ورودی در تیر برشی و تداخل امواج رفت و برگشتی در طول آن بدست می آید. پوش بیشترین جابهجایی و بیشترین کرنش برشی (دریفت) بوجود آمده در طول تیر برشی حاصل از دو روش با یکدیگر مقایسه شده و تعداد مودها در روش مودال طوری تعیین می شود که اختلاف بین پاسخها در محدوده قابل قبولی قرار گیرد. برای ساده سازی از اندرکنش خاک و تیر برشی چشم پوشى شده است.

۱-۲. روش تحلیل مودال

مدل تیر برشی در شکل (۱) نشان داده شده است که در آن $U_t = u_{abs}$ مطلق $U_t = u_s$ مطلق تیر برشی، U جابه جایی نسبی تیر برشی و H نیز ارتفاع یا طول تیر برشی است. با توجه به نیروهای وارد شده معادله تعادل به صورت زیر خواهد بود [16]:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \rho A \frac{\partial^2 u_{abs}}{\partial^2 t} dz + \tau A = \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz\right) A$$
(1)
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz + \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(1)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(2)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(3)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(4)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(5)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(5)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(6)
$$\sum A = \frac{\partial \tau}{\partial z} dz$$
(7)

$$\rho \frac{\partial^2 u_{abs(z,t)}}{\partial^2 t} = \frac{\partial \tau(z,t)}{\partial z} \tag{(Y)}$$

همچنین جرم و سختی مودال از روابط زیر بدست میآیند:
$$L_n^h = \int_0^H \rho A \, \Phi_n(z) dz$$
 (۱۰)

$$M_n = \int_0^H \rho A \left[\Phi_n(z) \right]^2 dz \tag{11}$$

$$K_n = \int_0^H k' G A \Phi_n''(z) \Phi_n(z) dz \tag{11}$$

$$K_n = \omega_n^2 M_n \tag{17}$$

که در آن ['] ضریب شکل مقطع است. بنابراین در نهایت معادله دیفرانسیل بخش زمانی به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} + \omega_n^2 q_n(t) = \left[\frac{\int_0^H \rho A \Phi_n(z) dz}{\int_0^H \rho A \Phi_n^2(z) dz} \right] \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (1f)$$

$$\lim_{l \to \infty} \frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} + \omega_n^2 q_n(t) = \left[\int_0^H \rho A \Phi_n^2(z) dz \right] \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (1f)$$

$$\lim_{l \to \infty} \frac{\partial^2 q_n(t)}{\partial t^2} + \left[\int_0^H \rho A \Phi_n^2(z) dz \right] + \left[\int_0^H \rho A \Phi_$$

$$c = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{10}$$

$$\frac{\partial^2 u_{abs}}{\partial z^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u_{abs}}{\partial t^2}$$
(19)

با تعریف $\beta = Z/_H$ و سرعت موج برشی در سازه بصورت $\beta = Z/_H$ و سرعت موج برشی در سازه بصورت، $C = 4H_T$ (ست، $C = 4H_T$ پاسخ معادله فوق از حل دالامبر به صورت زیر خواهد بود [12]: $u_{abs}(z,t) = u_g(t - Z/_c)$ (۱۷)

$$u(z,t) = u_g(t - Z/C) - u_g(t) \tag{1A}$$



ز تئوری الاستیسیته، تنش برسی به صورت زیر است:

$$au = G \, rac{\partial u}{\partial z}$$
 (۳)

که در آن G مدول برشی و U جابهجایی نسبی تیر است. اکنون با اضافه و کم کردن جابهجایی زمین به جابهجایی مطلق تیر، روابط زیر حاصل میشوند:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(G \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \right) = \rho \frac{\partial^2 (u_{abs}(z,t) - u_g(t))}{\partial t^2} + \rho \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (\texttt{\texttt{f}})$$
$$\frac{\partial}{\partial z} \left(G \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \right) = \rho \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} + \rho \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (\texttt{\texttt{o}})$$

همانگونه که از رابطه ۵ بر میآید این معادله در دسته معادلات دیفرانسیل جزئی طبقهبندی می شود که از روش جداسازی متغیرها حل خواهد شد. بنابراین پاسخ آن بهصورت زیر خواهد بود:

$$u(z,t) = \sum_{n=1}^{N} \Phi_n(z) q_n(t) \tag{9}$$

که در آن $\Phi_n(z)$ شکل مودی و $q_n(t)$ نیز پاسخ زمانی معادله موج به ازای مود nام است. با حل بخش مکانی معادله فوق و با استفاده از خاصیت تعامد مودها، تابع شکل تیر برشی به صورت زیر خواهد شد:

$$\Phi_n(z) = \sin\left(\frac{(2n-1)\pi}{2}\frac{z}{H}\right) \tag{V}$$

$$M_n \ddot{q}_n(t) + K_n q_n(t) = P_n(t) \tag{A}$$

که در آن M_n جرم مودال، K_n سختی مودال و $P_n(t)$ نیروی موثر مودال هستند که به شکل زیر خواهد بود: $P_n(t) = -L_n^h \ddot{u}_a(t)$ (۹)

Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2024-04-27

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس

(
$$(-)$$
) پالس متوسط که نسبت زمان تناوب آن به زمان تناوب
اصلی تیر بزرگتر از ۵/۰ و کوچکتر از ۱ است
 $\left(0.1 \ge \frac{T_s}{T} > 0.0\right)$.
($(-)$) پالس بلند که نسبت زمان تناوب آن به زمان تناوب اصلی
تیر بزرگتر از ۱ است $\left(0.1 < \frac{T_s}{T}\right)$.
 $(-)$ پالس بلند که نسبت زمان تناوب آن به ترمان تناوب اصلی
شکل کلی پالسها و مشخصات آنها در شکل (۲) و جدول (۱)
آورده شده است. ردیفهای جدول (۱) به ترتیب زمان تداوم
پالس ($(-)$)، زمان تناوب پالس ($(-)$)، دامنه پالس، نسبت زمان
تاوب پالس به زمان تناوب اصلی تیر برشی($(\frac{T_s}{T})$)، و نسبت
deb موج پالس به ارتفاع تیر برشی ($(\frac{s}{H}) = \frac{\Lambda}{H}$)است.





لس،های ورودی	سات پاا	۱. مشخص	جدول
--------------	---------	---------	------

Pulse Name	Short Pulse	Medium Pulse	Long Pulse		
Pulse Duration-t _d (s)	0.083	0.6	1.5		
Pulse Period- $T_s(s)$	0.166	1.2	3		
Pulse Amplitude (cm)	1	1	1		
The Ratio of the Pulse Period to Main Period of the Beam $\left(\frac{T_S}{T}\right)$	0.083	0.6	1.5		
The Ratio of the Pulse Wavelength to Beam Length	0.332	2.4	6		
Table.1. Details of Input Pulses					

$$u_{abs}(\beta, t) = u_g \left(t - \frac{\beta I}{4} \right) + \sum_{n=1}^{2t/T + \beta/2} (-1)^{n+1} u_g \left(t - \frac{(2n-\beta)T}{4} \right) + \sum_{n=1}^{2t/T - \beta/2} (-1)^n u_g \left(t - \frac{(2n+\beta)T}{4} \right)$$
(19)

که در معادله فوق Ug پالس جابهجایی نیم سینوسی ورودی است.

$$\begin{split} \mathcal{E}(\beta,t) &= \frac{\partial u_{abs}(\beta,t)}{\partial z} = \frac{\partial u(\beta,t)}{\partial z} = \\ &- \frac{T}{4H} \left[\frac{\partial u_g \left(t - \beta T/_4 \right)}{\partial t} \right] + \\ &\sum_{n=1}^{2t/T+\beta/2} (-1)^{n+1} \frac{\partial u_g (t - \frac{(2n-\beta)T}{4})}{\partial t} + \\ &\sum_{n=1}^{2t/T-\beta/2} (-1)^n \frac{\partial u_g (t - \frac{(2n-\beta)T}{4})}{\partial t} \end{split}$$
(7.)

پالس های استفاده شده:

بر اساس آزمایش های میدانی انجام شده در مرجع [22]، سرعت موج برشی در دال کف حدودا ۲۰۰۰ متر بر ثانیه و در بین طبقات از ۷۵ تا ۱۵۰ متر بر ثانیه متغیر است. همچنین فرض تیر برشی یکنواخت با سرعت موج برشی تقریبا ۱۰۰ متر بر ثانیه در مقالات متعددی از جمله مرجع [23] استفاده شده است. به منظور مقایسه دو روش تحلیل مودال و انتشار موج (حل دالامبر)، تیر برشی به ارتفاع ۵۰ متر و سرعت موج برشی در آن برابر با ۱۰۰ متر بر ثانیه درنظر گرفته شده است. زمان تناوب های طبیعی تیر برشی از رابطه زیر بدست میآیند:

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)c} \tag{(1)}$$

که زمان تناوب اصلی تیر برابر $2\sec = \frac{4H}{c} = T = T = -\frac{4}{c}$ خواهد بود. با فرض زمان تناوب اصلی و ارتفاع تیر برشی، سه نوع پالس جابه جایی نیم سینوسی ورودی (u_g) با دامنه یک سانتی متر و زمان تداوم t_a ، که نصف زمان تناوب پالس بوده و تحت آن تیر برشی در محدوده خطی است و پوش بیشترین کرنش برشی در آن کمتر از یک درصد است [24, 25]، در نظر گرفته شدهاند که به شکل زیر تعریف می شود:

(الف) پالس کوتاہ کہ نسبت زمان تناوب آن ($T_s = 2t_d$) به $\left(\frac{T_s}{T} \le 0.5\right)$ زمان تناوب اصلی تیر (T) کوچکتر از 1.0 است

DOI: 10.22034/22.4.7]

Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2024-04-27

سید رسول نعیمی، رضا صالح جلالی



Fig. 5. Displacement under Short Pulse at 1.02 (s)













مقایسه یاسخهای حاصل از دو روش آنالیز مودال و انتشار

موج:

تیر برشی در یای خود تحت تاثیر یالس جابهجایی نیم سینوسی با زمان تداوم $t_d = T_s/2$ قرار گرفته و پس از سپری شدن مدت زمان تحریک (t>td) جابهجایی پای سازه همواره صفر بوده و هیچگونه تحریکی وجود نخواهد داشت لیکن موج وارد شده به تير برشي به سمت بالا حركت كرده و يس از انعكاس از سطح آزاد تیر دوباره به سمت پایین حرکت میکند. در واقع با گذر زمان تغییر شکل ایجاد شده در تیر ناشی از برهم کنش امواج رفت و برگشتی است. با توجه به سرعت موج برشی و ارتفاع تیر، پالس مورد نظر پس از ورود به تیر نیم ثانیه طول میکشد تا تير را طي كرده و به بالاي أن برسد. با توجه به طول يالس، زمان بر هم کنش و نقاطی از تیر که تحت اثر بر هم کنش امواج رفت و برگشتی قرار دارند متفاوت خواهند بود. زمانهای انتخابی مورد نظر برای مقایسه دو روش عبارتند از: (الف) (t = 0.2 (s یا زمانی که موج در اولین مسیر رفت است (ب) (s) t = 0.57 ثانیه یا زمانی کوتاه (۰/۰۷ ثانیه) پس از انعکاس موج در بالای تير و در مسير برگشت (پ) $t = 1.02 \, (s)$ ثانيه يا زماني کوتاه (۰/۰۲ ثانیه) پس از انعکاس موج در پائین تیر.



شکل ۳. جابهجایی تیر برشی تحت یالس کوتاه در لحظه ۰/۲ ثانیه





در شکل های (۹ تا ۱۲) چگونگی تغییرات جابهجایی و کرنش برشی در ارتفاع تیر و در زمانهای خاص تحت پالسهای متوسط و بلند نشان داده شده اند. در چنین حالتی که طول موج ورودی تقریبا برابر یا بزرگتر از طول تیر است نیز مودهای ارتعاشی بالای تیر تحریک شده لیکن نسبت به پالسهای کوتاه، با در نظر گرفتن تعداد مودهای کمتری در روش مودال می توان به پاسخهای نسبتا دقیق دست یافت طوری که مطابق شکلهای نشانداده شده تحت پالسهای متوسط و بلند، تعداد مودهای لازم در روش مودال برای محاسبه قابل قبول کرنش برشی و جابهجایی در طول تیر به ترتیب ۲۰ و ۵ مود است.









شکل ۱۱. جابهجایی تیر برشی تحت پالس بلند در لحظه ۰/۵۷ ثانیه



در شکلهای (۳ تا ۸) چگونگی تغییرات جابهجایی و کرنش برشی در ارتفاع تیر تحت پالس کوتاه و در زمانهای خاص نشان داده شدهاند. در این شکلها منحنی سیاه رنگ پاسخ تیر برشی به روش انتشار موج یا حل دالامبر و از حل معادلات (۱۹و ۲۰) و دیگر منحنیهای رنگی نیز پاسخ تیر به روش تحلیل مودال و از حل معادلات (۷،۶،۳ و ۱۴) بدست أمدهاند. مطابق این شکل ها به روش انتشار موج، حرکت موج در طول تیر برشی در سه زمان مختلف كاملا نمايان است. در لحظه ۲/۰ ثانيه و مطابق شكل (۳)، جابهجایی ایجاد شده در طول تیر حاصل از روش انتشار موج، بشکل یالس ورودی است که وارد تیر شده و در فاصله ۱۵ متری از یای آن قرار دارد. همانگونه که قبلا نیز نشانداده شده میزان مشارکت پاسخ مودی ناشی از مودهای بالاتر علاوه بر ضریب مشارکت مودی، که فقط تابعی از مشخصه های دینامیکی سازه است، به مشخصه های حرکت زمین نیز بستگی دارد [8]. در این راستا نسبت زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی سازه نقش بسزایی در میزان مشارکت پاسخ مودی ناشی از مودهای بالاتر ایفا میکند. در چنین حالتی که زمان تناوب موج ورودی خیلی کوچکتر از زمان تناوب اصلی تیر است مودهای ارتعاشی بالای تیر تحریک شده به شکلی که با در نظر گرفتن ۵ مود در تحلیل مودال، اگر چه مجموع ضرایب مشارکت مودی بالای ۹۰ درصد است لیکن اختلاف فاحش بین پاسخ دو روش انتشار موج (حل دالامبر) و مودال كاملا مشهود است اما با افزایش مودها تا ۲۰ مود این اختلاف کاهش مییابد و همین روند در شکلهای (۴ و ۵) و در زمانهای ۱/۰۷ و ۱/۰۲ ثانیه، وقتیکه پالس ورودی به بالای تیر رسیده و سپس به پای تیر برمی گردد، مشاهده می شود. در شکل های (۶ تا ۸) چگونگی تغییرات کرنش برشی در طول تیر در زمانهای مختلف به دو روش انتشار موج و مودال نشان داده شده است. بر اساس روش انتشار موج، کرنش ایجاد شده درطول تیر به صورت تابع کسینوسی بوده و حتى با در نظر گرفتن ۲۰ مود در تحليل مودال نيز اختلاف بين کرنش برشی حاصل از دو روش مشهود است لیکن با در نظر گرفتن ۵۰ مود این اختلاف کاهش می یابد.

شکل ۱۲. کرنش برشی تیر برشی تحت پالس بلند در لحظه ۰/۵۷ ثانیه



۴. بررسی و مقایسه پوش حداکثر جابهجایی و پوش حداکثر کرنش برشی تیر تحت پالس های کوتاه، متوسط و بلند

وقتی پریود پالس جابهجایی ورودی به سازه کوچکتر از پریود اصلي سازه باشد أنگاه به دليل انتشار موج در طول سازه بيشترين تغییر شکل نسبی آن میتواند نه فقط در پای سازه بلکه در نقاط دیگری نیز اتفاق افتد [5]. پس در این مقاله با در نظر گرفتن پوش بیشترین پاسخ در طول تیر به دو روش تحلیل مودال و انتشار موج (حل دالامبر) و محاسبه میزان خطا، تعداد مودهای لازم در تحلیل مودال برای دست یابی به پاسخ قابل قبول با خطای مشخص ارائه شده است. منظور از پوش بیشترین پاسخ در نقطه ای از تیر، بیشترین قدرمطلق پاسخ تیر در آن نقطه در هنگام زمان تحریک تیر برشی و پس از آن است و بیشترین پاسخ ها در نقاط مختلف تیر لزوما در یک زمان رخ نمیدهند. شکل های (۱۳، ۱۵ و ۱۷) به ترتیب یوش حداکثر جابهجایی در طول تير برشي تحت پالس هاي كوتاه، متوسط و بلند را نشان مي دهند. همانگونه که ملاحظه می شود تحت یالس های کوتاه و متوسط بیشترین دامنه جابهجایی در قسمتهای میانی تیر برابر یک سانتیمتر (دامنه یالس ورودی) است لیکن تحت تمام یالس ها بیشترین دامنه جابهجایی در بالای تیر همواره برابر ۲ سانتی متر(دو برابر دامنه پالس ورودی) بوده که ناشی از بر هم کنش امواج برخوردی و انعکاس یافته از سطح آزاد تیر است. شکل های (۱۴، ۱۶ و ۱۸) به ترتیب درصد خطای پوش بیشترین جابه جایی در طول تیر حاصل از روش مودال را نسبت به روش انتشار موج(حل دالامبر) تحت پالس،های کوتاه، متوسط و بلند نشان میدهند. مطابق شکل های (۱۳ و ۱۴) و تحت یالس کوتاه،

با انتخاب حتی پنج مود میزان اختلاف بین پوش حداکثر جابهجایی حاصل از روشهای مودال و انتشار موج (حل دالامبر) در بالای تیر، که دارای بیشترین جابهجایی است و اهمیت زیادی در طراحی دارد، به ۵۰ درصد و در پای تیر، که دارای جابهجایی کوچکی است و اهمیت کمی در طراحی دارد، به ۷۵ درصد می رسد لیکن با انتخاب ۲۰ مود تقریبا در تمام نقاط تیر بجز پای آن، این اختلاف به کمتر از ۱۰ درصد کاهش می یابد. در شکل های ۱۵ و ۱۶ و تحت پالس متوسط، با انتخاب ۵ مود در تمام نقاط تیر خطای بیشترین جابهجایی حاصل از آنالیز مودال نسبت به روش انتشار موج (حل دالامبر) به کمتر از ۱۰ درصد کاهش مییابد. در شکلهای (۱۷ و ۱۸) تحت پالس بلند، این میزان خطا حتی با انتخاب یک مود تقریبا در تمام نقاط تیر کمتر از ۱۰ درصد است.

شکل ۱۳. پوش بیشترین جابهجایی ایجاد شده در تیر برشی تحت پالس که تاه



Fig. 13. Envelope of Maximum Displacement under Short Pulse

شکل ۱۴. درصد خطای پوش بیشترین جابهجایی تحت پالس کوتاه



Fig. 14. Error percentage of Envelope of Maximum Displacement under Short Pulse

دالامبر) با یکدیگر مقایسه شدهاند. در این حالت که طول موج تحریک کوچکتر از طول تیر است بیشترین کرنش برشی به میزان ۰/۷۵ درصد در دو نقطه از تیر برشی، یکی در یای تیر و دیگری در ارتفاع ۴۵ متری از آن رخ داده است که به علت بر هم کنش امواج رفت و برگشتی است. شکل (۲۰) نیز درصد خطای پوش حداکثر کرنش برشی در طول تیر تحت پالس کوتاه و حاصل از روش تحليل مودال را نسبت به روش انتشار موج (حل دالامبر) نشان میدهد. اگرچه در این شکل بیشترین درصد خطا در نزدیکی سطح آزاد تیر رخ داده است اما از آنجاییکه کرنش برشی در این نقاط بسیار کوچک است پس از نظر طراحی اهمیت کمتری خواهند داشت. مطابق شکل (۲۰) و با انتخاب ۵ مود در روش مودال، بیشترین کرنش برشی حاصل از آن در طول تیر بیش از ۷۰ درصد کمتر از مقدار واقعی آن در روش انتشار موج(حل دالامبر) خواهد بود. حتى با در نظر گرفتن ۲۰ مود، میزان اختلاف دو روش در اکثر نقاط تیر به ۲۰ درصد می رسد. پس با افزایش تعداد مود به ۵۰، در بیشتر نقاط تیر، به جز نقاطی که در آن بر هم کنش امواج رفت و برگشتی رخ میدهد، این اختلاف به زیر ۱۰ درصد کاهش می یابد. در شکل های (۲۱ تا ۲۴) نیز یوش بیشترین کرنش برشی و درصد خطای آن در طول تير حاصل از دو روش مودال و انتشار موج(حل دالامبر) تحت یالس های متوسط و بلند نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود برای تیر تحت یالس های متوسط و بلند به ترتیب با انتخاب ۲۰ و ۵ مود درصد خطای بیشترین کرنش برشی حاصل از روش تحلیل مودال نسبت به روش انتشار موج (حل دالامبر) در بیشترین نقاط تیر، به جز نقاط بر هم کنش امواج رفت و برگشتی، کمتر از ۱۰ درصد است.



Fig. 19. Envelope of Maximum Shear Strain under Short Pulse





Fig. 15. Envelope of Maximum Displacement under Medium Pulse



Fig. 16. Error percentage of Envelope of Maximum Displacement under Short Pulse



Fig. 17. Envelope of Maximum Displacement under Long Pulse



Fig. 18. Error percentage of Envelope of Maximum Displacement under Short Pulse

در شکل (۱۹) پوش بیشترین کرنش برشی در طول تیر تحت پالس کوتاه حاصل از دو روش تحلیل مودال و انتشارموج(حل



Fig. 24. Error percentage of Envelope of Maximum Shear Strain under Long Pulse

 ۵. مقایسه پاسخهای تیر تحت زلزلههای حوزه نزدیک حاصل از دو روش آنالیز مودال و انتشار موج:

در این قسمت پاسخ تیر برشی تحت دو زلزله حوزه نزدیک دارای پالس مشخص، به دو روش تحلیل مودال و انتشار موج(حل دالامبر) محاسبه و مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته اند. مشخصات دو زلزله انتخابی در جدول (۲) آورده شده اند[18].

ركوردهای شتاب، سرعت، و جابهجایی زلزلههای كالاماتا و پاركفیلد به همراه پالس مشخص زلزله در شكلهای (۲۵ و ۲۶) نشان داده شدهاند. زمان تناوب غالب زلزله ($T_s = 2 \times t_d$) طبق تعریف برابر زمان تناوبی است كه تحت آن بیشترین دامنه شتاب طیفی یا طیف پاسخ شتاب به ازای میرایی ۵ درصد اتفاق میافتد [26]. در جدول (۲)، t_d زمان تداوم پالس غالب زلزله است. نسبت زمان تناوب غالب دو زلزله به زمان تناوب اصلی تیر برشی به صورت زیر هستند:

زلزله كالاماتا:

زلزله ياركفيلد:

$$\frac{T_s}{T} = \frac{0.79}{2} = 0.395 < 0.5 \tag{(YY)}$$

$$\frac{T_s}{T} = \frac{0.52}{2} = 0.26 < 0.5 \tag{(YT)}$$

بنابراین زلزلههای کالاماتا و پارکفیلد را، اگر چه نه بصورت تک پالس بلکه دارای محتوای فرکانسی نوار -باریک هستند، میتوان در زمره پالس کوتاه ارزیابی نمود.



Fig. 20. Error percentage of Envelope of Maximum Shear Strain under Short Pulse



Fig. 21. Envelope of Maximum Shear Strain under Medium Pulse



Fig. 22. Error percentage of Envelope of Maximum Shear Strain under Medium Pulse



Fig. 23. Envelope of Maximum Shear Strain under Long Pulse



Fig. 25. Acceleration, Velocity and Displacement Records in Kalamata Earthquake



Fig. 26. Acceleration, Velocity and Displacement Records in Parkfield Earthquake

يوش بيشترين جابهجايي ايجاد شده در طول تير برشي تحت زلزلههای کالاماتا و پارکفیلد در شکلهای (۲۷ و ۲۸)و نیز پوش بیشترین کرنش برشی ایجاد شده در طول تیر در شکلهای (۲۹ و ۳۰) نشان داده شده اند. درصد خطای پوش بیشترین جابه جایی تیر تحت زلزلههای کالاماتا و یارکفیلد حاصل از روش مودال نسبت به روش انتشار موج (حل دالامبر) در شکلهای (۳۱ و ۳۲) و درصد خطای پوش بیشترین کرنش برشی تیر در شکل های (۳۳ و ۳۴) نشان داده شدهاند. همانگونه که مشاهده می شود برای هر دو زلزله مشخصا استفاده از یک مود در تحلیل مودال منجر به پاسخهای غیرواقعی میشود. مطابق شکلهای (۲۷، ۲۸، ۳۱ و ۳۲) استفاده از ۵ مود در تحلیل مودال برای محاسبه بیشترین جابهجایی تیر کافی بوده و درصد خطای آن در طول تیر نسبت به روش انتشار موج(حل دالامبر) کمتر از ۱۰ درصد است. لیکن بر اساس شکل های (۲۹، ۳۰، ۳۳ و ۳۴)، برای زلزله كالاماتا كه داراى زمان تناوب غالب بزرگترى است استفاده از ۲۰ مود و برای زلزله پارکفیلد که دارای زمان تناوب غالب کوچکتری است استفاده از ۵۰ مود در تحلیل مودال برای محاسبه بیشترین کرنش برشی تیر کافی بوده و درصد خطای آن نسبت به روش انتشار موج(حل دالامبر) در تمام نقاط تیر بجز نقاط فوقانی، که دارای کرنش برشی کوچکی بوده و از نظر طراحی اهمیت کمتری دارند، کمتر از ۱۰ درصد است. جدول ۲. مشخصات زلزلههای حوزه نزدیک

U	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	•
Earthquake Name	Kalamata-	Parkfield-
and its Location	Greece	America
Year of Occurrence	1986	2004
Station	BSMT	Cholame-3E
	(2nd trigger)	
Component	N-S	N-S
Magnitude (Richter)	5.4	6
Earthquake Distinct	0.395	0.26
Pulse Duration		
$[t_d(s)]$		
PGD (cm)	1.31	3.15
$PGV\left(\frac{cm}{s}\right)$	12.79	23.42
$PGA\left(\frac{cm}{s^2}\right)$	157.94	509.14

Table.2. Two Near-field Earthquake Details



Fig. 31. Error percentage of Envelope of Maximum Displacement under Kalamata Earthquake





Fig. 32. Error percentage of Envelope of Maximum Displacement under Parkfield Earthquake



Fig. 33. Error percentage of Envelope of Maximum Shear Strain under Kalamata Earthquake



Fig.34. Error percentage of Envelope of Maximum Shear Strain under Parkfield Earthquake

شكل ٢٧. پوش بيشترين جابهجايي ايجاد شده تحت زلزله كالاماتا



Figure.27. Envelope of Maximum Displacement under Kalamata Earthquake





Fig. 28. Envelope of Maximum Displacement under Parkfield Earthquake

شکل ۲۹. پوش بیشترین کرنش برشی ایجاد شده تحت زلزله کالاماتا



Fig. 29. Envelope of Maximum Shear Strain under Kalamata Earthquake

شکل ۳۰. پوش بیشترین کرنش برشی ایجاد شده تحت زلزله پارکفیلد



Fig. 30. Envelope of Maximum Shear Strain under Parkfield Earthquake

۷.منابع

- [1] Biot, M. "A Mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses", *Bull. Seismol. Soc. Am*, vol. 31, pp. 151-171, (1941).
- [2] Housner, G. "Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes,", *Bull. Seismol. Soc. Am*, vol. 43, pp. 97-119, (1953).
- [3] Algan, B. "Drift and Damage Considerations in Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings", Ph.D. Thesis,University of Illinois, Urbana Champaign, (1982).
- [4] Moehle, J. "Strong Monitor Drift Estimate for R/C Structures", *Journal of Structural Engineering*, (1984).
- [5] Gicev, V. and Trifunac, M. "Amplification of linear strain in a layer excited by a shear-wave Earthquake Pulse," *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, pp. 1073-1081, (2010).
- [6] Iwan, W. "Drift Spectrum: measure of demand for earthquake ground motions," *Structural Engineering, ASCE,* vol. 123(4), pp. 397-404, 123(4)(1997).
- [7] Miranda, E. "Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings", *Structural Engineering*, vol. 125, no. 4, pp. 417-425, (1999).
- [8] Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. "Drift Spectrum vs. Modal Analysis of Structural Response to Near-Fault Ground Motion", *Earthquake Spectra*, vol. 17, pp. 221-234, (2001).
- [9] Roberts, M. and Lutes, L. D. "Potential for Structural Failure in the Seismic Near Field", *journal of Engineering Mechanics*, vol. 129, pp. 927-934, (2003).
- [10] Akkar, S. and Yazgan, U. and Gülkan, P. "Drift Estimates in Frame Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions", *Structural Engineering*, vol. 131, no. 7, pp. 1014-1024, (2005).
- [11] E. Miranda and S. D. Akkar, "Generalized Interstory Drift Spectrum", *Structural Engineering*, vol. 132, no. 6, pp. 840-852, (2006).
- [12] Sasani, M. and Makris, N. and Bolt, B. A."Damping in Shear Beam Structures and Estimation of Drift Response",

با توجه به اینکه نشانداده شده که میزان مشارکت پاسخ مودی ناشی از مودهای بالاتر علاوه بر ضریب مشارکت مودی به مشخصه های حرکت زمین نیز بستگی داشته [8] و نظر به اینکه نسبت زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی سازه نقش بسزایی در میزان مشارکت پاسخ مودی ناشی از مودهای بالاتر ایفا می کند پس در این مقاله با در نظر گرفتن پالسهای جابهجایی نیم سینوسی با زمان تناوب های کوتاه، متوسط و بلند، نسبت به زمان تناوب اصلی تیر برشی، و مقایسه پوش بیشترین تحلیل مودال و انتشار موج (حل دالامبر) و محاسبه میزان خطا، تعداد مودهای لازم در روش مودال برای دست یابی به پاسخ قابل قبول ارائه شده است. برای تیر برشی با رفتار خطی و میرایی صفر نتایج نشان می دهد:

- ۱- وقتی نسبت زمان تناوب پالس یا زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی تیر برشی کوچکتر از ۰/۵ باشد آنگاه جهت تعیین بیشترین جابهجایی و بیشترین کرنش برشی در طول تیر بروش تحلیل مودال، به ترتیب با انتخاب ۲۰ و ۵۰ مود درصد خطای آن نسبت به روش دقیق انتشار موج(حل دالامبر) کمتر از ۱۰ درصد خواهد بود.
- ۲- وقتی نسبت زمان تناوب پالس یا زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی تیر برشی بزرگتر از ۵/۰ و کوچکتراز ۱/۰ باشد آنگاه جهت تعیین بیشترین جابه جایی و حداکثر کرنش برشی در طول تیر بروش تحلیل مودال، به ترتیب با انتخاب
 ۵ و ۲۰ مود درصد خطای آن نسبت به روش دقیق انتشار موج(حل دالامبر) کمتر از ۱۰ درصد خواهد بود.
- ۳- وقتی نسبت زمان تناوب پالس یا زمان تناوب غالب زلزله به زمان تناوب اصلی تیر برشی بزرگتر از ۱/۰ باشد آنگاه جهت تعیین بیشترین جابهجایی و حداکثر کرنش برشی در طول تیر بروش تحلیل مودال، به ترتیب با انتخاب ۱ و ۵ مود درصد خطای آن نسبت به روش دقیق انتشار موج(حل دالامبر) کمتر از ۱۰ درصد خواهد بود.

۱۰۸

۶. نتیجه گیری

سيد رسول نعيمي، رضا صالح جلالي

بررسی برخی محدودیت های روش مودال در...

Control Health Monit. 2020. https://doi.org/10.1002/stc.2545

- [22] Todorovska, M.I., and Trifunac, M.D. (2006). Impulse response analysis of the Van Nuys 7story hotel during 11 earthquakes (1971-1994): one-dimensional wave propagation and inferences on global and local reduction of stiffness due to earthquake damage, Report CE 06-01, Dept. of Civil Eng., University of Southern California, Los Angeles, California.
- [23] Gicev, V. and Trifunac, M. "Permanent deformations and strains in a shear building excited by a strong motion pulse," *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, pp. 774-792, (2007)
- [24] Trifunac, M.D. "POWER DESIGN METHOD", Proceeding of Earthquake Engineering in the 21th Century, Skopje-Ohrid, Macedonia, August 27-September 1, 2005.
- [25] Gicev, V., and Trifunac, M.D. (2006). ROTATIONS IN THE TRANSIENT RESPONSE OF NONLINEAR SHEAR BEAM, Report CE 06-02, Dept. of Civil Eng., University of Southern California, Los Angeles, California.
- [26] Rathje, E.M, Abrahamson, N.A, Bray, J.D., " SIMPLIFIED FREQUENCY CONTENT ESTIMATES OF EARTHQUAKE GROUND MOTIONS," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998. 124: 150-159.

Engineering Mechanics, vol. 132, no. 8, pp. 851-858, (2006).

- [13] Xie, J. and Wen, Z. "A Measure of Drift Demand for Earthquake Ground Motions Based on Timoshenko Beam Model", *The* 14th Proceeding of World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, (2008)
- [14] Cichowicz, A. "Near-field Ground Motion Modal Versus Wave Propagation Analysis", *Shock and Vibration Journal*, vol. 17,pp. 611-617, (2010)
- [15] Rupakhty, R. Sigbjornsonn, R. "Can Simple Pulses Adequately Represent Near-Fault Ground Motions?" *Journal of earthquake engineering*, vol 11, pp. 1260-1272, (2011)
- [16] Raoofi, F. R. and Shodja, A. H. "Comparison of the Drift Spectra Generated Using Continuous and Lumped-mass Beam Models", *Journal of Scientica Iranica*, vol. 20, pp. 1337-1348, (2013)
- [17] Ghanbari, B. and Khosravi, S. and Akhaveissy, A. "Effect of Pulse-like Ground Motions Parameters on Inter-story Drift Spectra", International Journal of *Earthquake Engineering and Hazard Mitigation*, vol. 3, No. 2, (2015)
- [18] Liossatou, E. and Fardis, M. N. "Near-Fault Effects on Residual Displacements of RC Structures", *Journal of Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, vol. 45, Issue 9, pp. 1391-1409, (2016)
- [19] Gicev, V., Kisomi, H.B., Trifunac, M.D., Jalali, R.S., Flexibility of foundation increases the base shear and horizontal strains during an outof-plane response to an SH pulse in linear and nonlinear soil. Soil Dyn Earthq Eng. 2019;127: 17.105837. https://doi.org/10.1016/j.soildyn. 2019.105837
- [20] Todorovska, M.I., Girmay, E.A., Wang, F., and Rahmani, M. " Wave propagation in a doubly tapered shear beam: Model and application to a pyramid-shaped skyscraper," *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 1-29, (2021)
- [21] Todorovska, M.I., Niu, B., Lin, G., Cao, C., Wang, D., Cui, J., Wang, F., Trifunac, M.D., Liang, J., A new full-scale testbed for structural health monitoring and soil–structure interaction studies: Kunming 48-story office building in Yunnan province, China. Struct

Studying of some limitations of modal analysis versus D'Alembert solution in analysis of shear beam under impulsive loads

Seyyed Rasoul Naeemi¹, Reza Saleh Jalali^{2*}

1.Master of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan

2.Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Guilan

saleh@guilan.ac.ir

Abstract

Using modal analysis is a lot easier and more widespread among structures, but the important question is about the number of modes should be considered in the modal analysis method to reach an answer with an inevitable error but in logical tolerance. In this regard, the ratio of the dominant period of the earthquake to the main period of the structure is used as a criterion for selecting the number of modes in the modal analysis method. On the other hand, although the maximum displacement of the structure occurs above it, but when the period of the pulse is less than the main period of the structure, due to wave motion along the structure, the maximum shear strain can occur not only at the base but also in other places along the structure. In this paper, some limitations of modal analysis versus D'Alembert solution have been studied in analysis of shear beam under impulsive loads. For this purpose, the structure is modeled with a shear beam with linear material and zero damping, and it is analyzed by discrete (modal analysis) and continuous (D'Alembert solution) methods. The time response of modal analysis has been done by the fourth-order Runge-Kutta method. The shear beam is subjected to short, medium, and long period half-sine pulses, relative to the main period of the structure, as well as two near-field earthquakes with distinct pulse. The envelope of maximum induced displacement and shear strain (drift) along the beam have been selected to compare the two methods. The necessary number of modes in modal analysis are determined in such a way that its difference with the exact method (D'Alembert solution) would be in acceptable range. For shear beam with linear material and zero damping, as it is expected, the results indicate that for convergence of shear strain (drift) response to the exact solution more number of modes are needed than convergence of displacement response in the modal analysis. Under short period pulse $\left(\frac{T_s}{T} \le 0.5\right)$, when the ratio of the period of the pulse or the predominant period of earthquake to the main period of the beam is less than 0.5, if the minimum number of modes in modal analysis would be 20 and 50 modes for displacement and shear strain, respectively, then the percentage of error of envelope of maximum induced displacement and shear strain (drift) in beam, calculated by modal analysis, would be less than 10 percent, respect to D'Alembert solution. Under medium period pulse $\left(0.5 < \frac{T_s}{T} \le 1.0\right)$, when the ratio of the period of the pulse or the predominant period of earthquake to the main period of the beam is greater than 0.5 and less than 1.0, for having ten percent difference between two methods of analyses, the necessary number of modes in modal analysis of beam would be 5 and 20 modes for displacement and shear strain, respectively. For the beam under long period pulse $\left(\frac{T_s}{T} > 1.0\right)$, when the ratio of the period of the pulse or the predominant period of earthquake to the main period of the beam is greater than 1.0, the necessary number of modes in modal analysis would be 1 and 5 modes for displacement and shear strain, respectively.

Keywords: Modal analysis, Wave propagation, D'Alembert solution, Impulsive load, Shear beam.