

چکیده

با توجه به اهمیت اندرکنش خاک - سازه در انتقال حرکت‌های نیرومند زمین به سازه و پاسخ سازه به این حرکت‌ها، ضمن توجه به این که مدل‌های ریاضی و تئوری بر پایه فرضیات خاصی مطرح می‌شوند، لزوم شناخت رفتار سازه‌ها به همان صورتی که ساخته می‌شوند، احساس می‌شود. در این مقاله، جهت تعیین آثار اندرکنش خاک - سازه در یک تحقیق میدانی، یک مورد از پایه‌های مسیر روزمینی قطار شهری کرمانشاه که پی آن به صورت گروه شمع می‌باشد، با بررسی فرکانس‌های طبیعی و میرایی با استفاده از نتایج آزمایش ارتعاش محیطی و روش‌های مختلف شناسایی سیستم سازه‌ها مورد مطالعه قرار می‌گیرد. بر این اساس خصوصیات دینامیکی سازه‌ی مورد نظر در دو حالت پایه گیردار و پایه انعطاف پذیر ارزیابی می‌شوند، و سپس نتایج به دست آمده از روش‌های مختلف شناسایی سیستم با نتایج حاصل از مدل المان محدود مقایسه می‌گردند. در مجموع، پژوهش حاضر نشان می‌دهد که در تمامی روش‌های شناسایی مقادیر فرکانس‌های طبیعی انطباق مناسبی با هم دارند.

کلمات کلیدی: شناسایی سیستم، اندرکنش خاک - سازه، فرکانس طبیعی، ارتعاشات محیطی، گروه شمع

شناسایی سیستم دینامیکی خاک - سازه با استفاده از آزمایش ارتعاش محیطی (مطالعه موردی: پایه مسیر روزمینی قطار شهری کرمانشاه)

مجید لامعی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله دانشگاه رازی

ایمان عشایری (نویسنده مسوول)

استادیار گروه مهندسی عمران دانشگاه رازی

E-mail: lashayeri@razi.ac.ir

مهروش بیگلری

استادیار گروه مهندسی عمران دانشگاه رازی

محمدامین کدیور

دانشجوی دکتری مهندسی ژئوتکنیک دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و

تحقیقات اصفهان

1- مقدمه

کمتر از 3 متر)، [9-10] و برای سازه‌ها با شالوده‌های بزرگ‌تر مورد بررسی قرار گرفتند [11-13].

اخیراً مطالعات زیادی برای ارزیابی مدل‌های نظری با استفاده از ارزیابی در مقیاس آزمایشگاهی از اثرات اندرکنش خاک - سازه انجام شده است، اما همچنان برای بررسی اثرات اندرکنش خاک - سازه کامل نیستند؛ از این رو آزمایش‌ها به صورت میدانی توسعه پیدا کردند. نتیجه آزمایش‌های انجام شده با استفاده از رکوردهای زلزله، گویای انطباق مناسب بین مشاهدات آزمایش‌های میدانی و پیش‌بینی‌های نظری بوده است [14-15]. برای مثال، در سال 2008، سازه‌ای که سال 2004 جهت بررسی اثرات اندرکنش خاک - سازه در گارنر والی ساخته شده بود با استفاده از رکوردهای زلزله و آزمایش‌های ارتعاش اجباری مورد بررسی قرار گرفت. لازم به ذکر است که خصوصیات ژئوفیزیکی محل این سازه به طور دقیق در دسترس بوده و سازه با استفاده از سنسورهای با دقت بالا ابزارگذاری شد [16]. با این

در هنگام زلزله، پاسخ دینامیکی سازه‌های متکی بر بستر خاکی در مقایسه با پاسخ همین سازه‌ها بر روی بستر سنگی می‌تواند تفاوت چشم‌گیری داشته باشد که این مسئله در ادبیات فنی به عنوان آثار اندرکنش بین خاک - سازه معرفی شده است. به طور کلی اندرکنش خاک - سازه دارای دو جنبه است: الف) ناتوانی پی در تبعیت از تغییر شکل‌های میدان آزاد (اندرکنش جنبشی) و ب) اثر پاسخ دینامیکی سازه - پی بر روی حرکت خاک بستر (اندرکنش اینرسی) [1]. واژه اندرکنش خاک - سازه اولین بار در سال 1960 در جریان ساخت نیروگاه‌های هسته‌ای مقرون به صرفه مطرح شد [2] و بعد از آن مدل‌های نظری برای پیش‌بینی اثرات اندرکنش خاک - سازه با استفاده از نوسانگر یک درجه آزادی توسعه داده شدند [3]. همچنین مدل‌های نظری برای پیش‌بینی میرایی فونداسیون‌های دایروی، [1، 4، 5، 6، 7] و شالوده‌های مستطیلی سطحی و مدفون پرداخته شد [8]. از سویی دیگر، توابع امپدانس برای سازه‌ها با شالوده‌های کوچک (ابعاد



پارامترها تعیین می‌گردند و در نهایت به کمک مدل به دست آمده، رابطه ورودی - خروجی سیستم تعیین می‌شود. در ادامه به توضیح مختصر این روش‌ها پرداخته شده است.

2-1-1- روش‌های شناسایی غیر پارامتریک

2-1-1-1- روش FT و پاسخ

در این روش، لازم است در دو نقطه مختلف سیستم، که تابع پاسخ فرکانسی در آنها مد نظر می‌باشد، دو نگاشت $x(t)$ و $y(t)$ اندازه‌گیری شوند. تابع پاسخ فرکانسی برای این نقاط را با محاسبه تبدیل فوریه ورودی و خروجی می‌توان به دست آورد [22]؛ بنابراین کمیت تابع انتقال $H(\omega)$ از رابطه (1) به دست می‌آید.

$$H(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} \quad (1)$$

در رابطه‌ی (1)، $X(\omega)$ و $Y(\omega)$ ، به ترتیب تبدیل فوریه نگاشت‌های $x(t)$ و $y(t)$ می‌باشند و $H(\omega)$ تابع انتقال سیستم مورد نظر است. از این رو جهت تعیین فرکانس‌های غالب لازم است تا فرکانس متناظر با ماکزیمم تابع انتقال را بیابیم.

2-1-1-2- روش توان دوم تابع انتقال

با ضرب رابطه‌ی (1) در مزدوج آن، رابطه مفید دیگری به صورت زیر به دست می‌آید:

$$H(\omega) H^*(\omega) = \frac{Y(\omega) Y^*(\omega)}{X(\omega) X^*(\omega)} \quad (2)$$

در رابطه‌ی (2)، $Y(\omega) Y^*(\omega)$ و $X(\omega) X^*(\omega)$ کمیت‌های حقیقی هستند و همان‌طور که مشخص است توان دوم تابع انتقال سیستم با نسبت طیف قدرت خروجی بر طیف قدرت ورودی برابر است [22]. لذا تعیین فرکانس متناظر با مقدار ماکزیمم نمودار، فرکانس غالب خواهد بود.

2-1-1-3- روش جستار قله

در این روش فرکانس‌های طبیعی سیستم از مقادیر ماکزیمم نمودار میانگین نرمال شده‌ی چگالی طیفی (ANPSD) به دست می‌آید [23].

حال، آزمایش‌های میدانی با محدودیت‌هایی به علت عدم تکنولوژی کافی و عدم قطعیت‌ها در خصوصیات ژئوفیزیکی مانند سرعت موج برشی که مهم‌ترین پارامتر در اندرکنش خاک و سازه است، همراه بودند [17].

بر این اساس، در تعیین خصوصیات دینامیکی سازه‌ها در آزمایش‌های میدانی از انواع روش‌های شناسایی سیستم می‌توان بهره برد. روش‌های غیر پارامتریک با ارزیابی تابع انتقال سازه به صورت نسبت پاسخ خروجی به ورودی، در فضای فرکانس با استفاده از تابع چگالی طیفی و چگالی طیفی متقاطع توسعه داده شدند [18-20]. همچنین روش پارامتریک بر پایه توسعه مدل عددی تابع انتقال در فضای لاپلاس با استفاده از روش حداقل مربعات ارائه شد [21].

در این مقاله به ارزیابی اثرات اندرکنش خاک - سازه با استفاده از آزمایش‌های ارتعاش محیطی خواهیم پرداخت که این شناسایی بر طبق رهیافت‌های شناسایی پارامتریک و غیر پارامتریک انجام خواهد شد.

2- شناسایی سیستم با استفاده از داده‌های ارتعاش محیطی

یکی از آزمایش‌های دینامیکی که روی سازه‌ها انجام می‌شود، آزمایش ارتعاش محیطی است. از این رو با اندازه‌گیری پاسخ سازه در این ارتعاش‌ها و تحلیل آنها می‌توان خصوصیات دینامیکی سازه‌ها را به دست آورد.

هدف از شناسایی سیستم، ارزیابی خصوصیات نامشخص سیستم با استفاده از داده‌های ورودی و خروجی مشخص می‌باشد. به‌طور کلی دو نوع چارچوب مدل‌سازی وجود دارد؛ چارچوب مدل‌سازی غیر پارامتریک و دیگری چارچوب مدل‌سازی پارامتریک [19]. در مدل‌سازی غیر پارامتریک در جستجوی یافتن رابطه‌ی ورودی - خروجی هستیم. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش FT و پاسخ، توان دوم تابع انتقال، جستار قله و روش چهار طیفی اشاره کرد، حال آنکه در مدل‌سازی پارامتریک، ابتدا یک مدل ریاضی که چندین پارامتر دارد تعریف می‌شود، سپس از روی اطلاعات آزمایشگاهی، این

فرکانس غالب در تابع انتقال را پیدا کرده، سپس مقادیر فرکانس متناظر با این مقدار در دو طرف فرکانس غالب تعیین می‌گردند،

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \quad (9)$$

در رابطه‌ی (9)، ω_1 و ω_2 به ترتیب فرکانس سمت راست و سمت چپ فرکانس غالب متناظر با دامنه‌ی 0/7071 مقدار دامنه متناظر فرکانس غالب می‌باشند. ω_n ، فرکانس غالب موردنظر است.

2-2- روش شناسایی پارامتریک

در این روش جهت شناسایی خصوصیات دینامیکی از روش حداقل مربعات [26-27] استفاده می‌شود. با توجه به این واقعیت که هرگونه اندازه‌گیری از اطلاعات، همراه با خطا و نویز می‌باشد، از طرفی حتی با فرض بدون خطا بودن اندازه‌گیری‌ها، معمولاً ساختار در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی سیستم نیز با واقعیت سیستم اختلاف دارد. از این رو در روش حداقل مربعات هدف این است که پارامترها طوری تخمین زده شوند که مجموع مربعات خطا حداقل گردد. با توجه به این که در روش حداقل مربعات انتخاب ساختار برای مدل، از اصلی‌ترین مراحل انجام تحلیل می‌باشد، در سازه‌های مهندسی عمران معمولاً از ساختار معادله رگرسیون خطی استفاده می‌شود (رابطه 10).

$$y_t = u_t^T \cdot \theta + e_t \quad (10)$$

در رابطه‌ی (10)، y_t خروجی سیستم در لحظه t و u_t برداری مشکل از یکسری اطلاعات معلوم نمونه‌برداری شده از ورودی و خروجی سیستم در زمان t و ماقبل می‌باشد. همچنین، θ بردار پارامترهای مجهول مدل سیستم و e_t نیز مقدار سیگنال خطا در لحظه t است؛ بنابراین در این روش به دنبال یک $\hat{\theta}$ در مدل ریاضی سیستم هستیم که مجموع مربعات خطا در آن کمترین مقدار را داشته باشد. در سازه‌های مهندسی عمران معمولاً جهت تخمین معادله رگرسیون خطی از روش معادله تفاضلی استفاده می‌شود، که در این روش دو پارامتر، زمان تأخیر و تعداد مودها، از مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار در ساختار مدل محسوب می‌شوند.

$$NPSD_i = \frac{PSD_i}{\sum_{k=1}^n PSD_i(f_k)} \quad (3)$$

$$ANPSD = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(f_k) \quad (4)$$

در رابطه‌ی (3)، PSD_i چگالی طیفی نامین حس گر؛ $NPSD_i$ چگالی طیفی نرمال شده‌ی نامین حس گر؛ f_k ، k امین فرکانس گسسته؛ n تعداد کل فرکانس‌های گسسته و در رابطه‌ی (4)، l تعداد کل حس گرها است.

4-1-1- روش چهار طیفی

در این روش جهت تعیین فرکانس‌های طبیعی از نتایج 4 طیف: (1) چگالی طیفی نگاشت ثبت شده در نقاط مختلف سازه؛ (2) چگالی طیفی متقاطع هر نقطه به نقطه‌ی مرجع؛ (3) طیف ارتباط و (4) فاز متقاطع آنها، استفاده می‌شود. به این ترتیب که قله‌هایی از چگالی طیفی (رابطه 5) به منزله فرکانس غالب انتخاب می‌شوند که در فرکانس‌های مذکور اولاً چگالی طیفی متقاطع CPS (رابطه 6) نیز دارای قله باشد، ثانیاً دامنه طیف ارتباط CS (رابطه 7)، مقدار بزرگی داشته باشد و ثالثاً طیف فاز متقاطع (رابطه 8) آنها مقادیر نزدیک صفر یا 180 درجه باشد [24].

$$PSD : S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) e^{-j2\pi f \tau} d\tau \quad (5)$$

$$CPS : S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xy}(\tau) e^{-j2\pi f \tau} d\tau \quad (6)$$

$$CS : \gamma_{xy}^2(f) = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_{xx}(f) \times S_{yy}(f)} \quad (7)$$

$$\theta_{xy}(f) = \tan^{-1} \left[\frac{Q_{xy}(f)}{C_{xy}(f)} \right] \quad (8)$$

در رابطه‌های (5) و (6)، R_{xx} و R_{xy} به ترتیب تابع خودهمبستگی و تابع همبستگی متقاطع و S_{xx} و S_{xy} به ترتیب چگالی طیفی و چگالی طیفی متقاطع و در رابطه‌ی (8)، $Q_{xy}(f)$ و $C_{xy}(f)$ به ترتیب قسمت موهومی و حقیقی، تابع S_{xy} هستند.

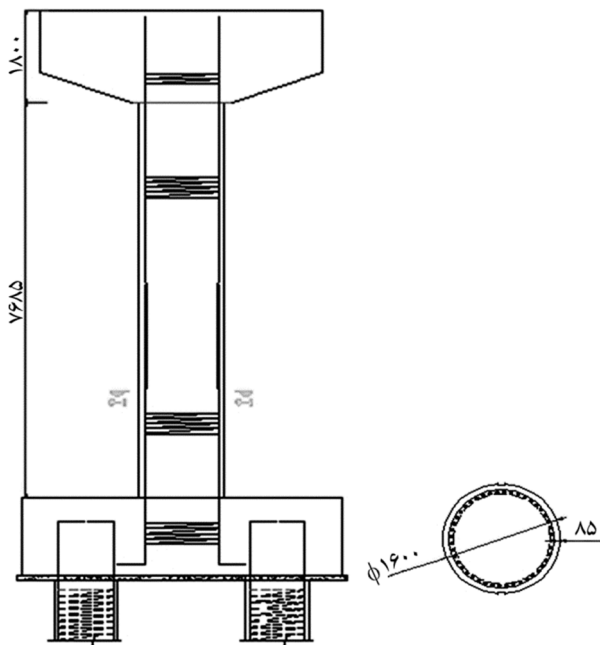
در روش‌های غیر پارامتریک جهت تعیین میرایی می‌توان از روش نیم توان بهره برد به این ترتیب که 0/7071 مقدار دامنه متناظر



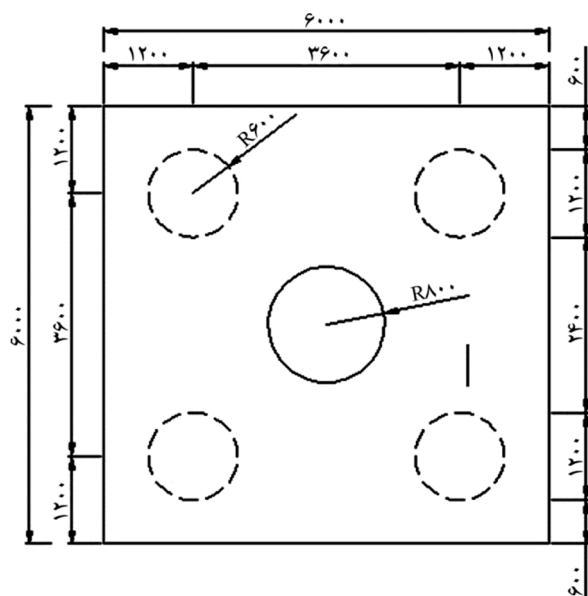
شده است؛ که داده‌های موردنیاز را در سه جهت X ، Y و Z با نرخ نمونه‌برداری 200 نمونه در ثانیه برداشت می‌کنند.

جدول (1): مشخصات سازه پایه C400

9/485	ارتفاع از روی سر شمع (متر)
17	عمق شمع (متر)
شکل (1)	مقطع ستون
6×6×1/5 شکل (2)	ابعاد سر شمع (مترمکعب)



شکل (1): پایه C400



شکل (2): ابعاد سرشمع پایه C400

لذا در این روش ساختار سیستم باید به گونه‌ای متأثر از این دو پارامتر باشد که این مهم معمولاً در مراتب معادله حالت اعمال می‌شود. بر این اساس بعد از تخمین ساختار با توجه به معادله دیرفرانسیل حرکت (رابطه‌ی 11) و حل آن (رابطه‌ی 12):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + ku = f(t) \quad (11)$$

$$(ms^2 + cs + k)e^{st} = 0 \quad (12)$$

به تعیین صفر (ریشه صورت) و قطب (ریشه مخارج) پرداخته می‌شود (رابطه‌ی 13).

$$s_{1,2} = \left(-\xi \pm i\sqrt{\xi^2 - 1} \right) \omega_n \quad (13)$$

سپس به محاسبه فرکانس غالب و میرایی با استفاده از روابط

(14) و (15) پرداخته می‌شود:

$$\omega_n = \sqrt{s_i s_i^*} \quad (14)$$

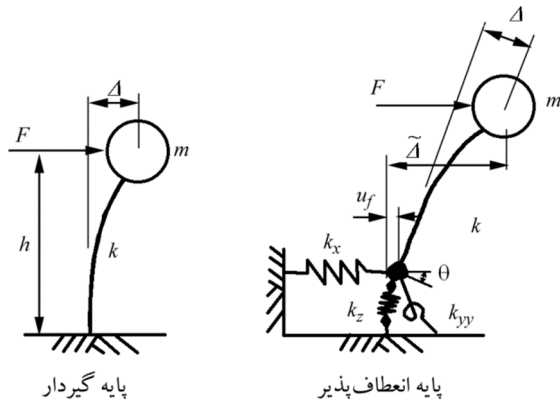
$$\xi_i = \frac{-\text{Re}(s_i)}{\omega_n} \quad (15)$$

در رابطه‌های (11) تا (15)، m ، c و k به ترتیب معرف خواص فیزیکی سیستم، جرم، میرایی و سختی و $f(t)$ نیروی اعمال شده به سیستم مورد نظر می‌باشد. ω_n ، فرکانس‌های غالب و ξ_i میرایی مودهای مختلف سازه مورد مطالعه هستند.

3- انجام مطالعات میدانی

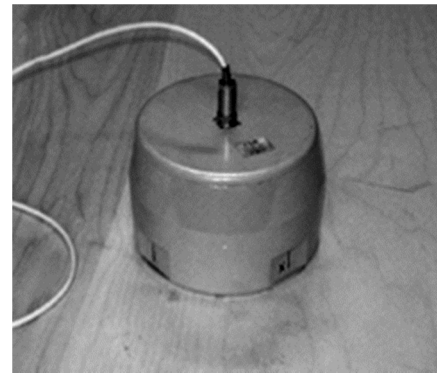
در این مقاله، یک پایه بتنی از مسیر روزمینی قطار شهری کرمانشاه که پی آن به صورت گروه شمع اجرا شده است، مورد مطالعه قرار گرفته است. در جدول (1) مشخصات مربوط به پایه مذکور ارائه گردیده است. لازم به ذکر است که مقدار مربوط به ارتفاع پایه، از بالای سر شمع تا بالای سرستون و مقدار مربوط به عمق شمع‌ها، از کف سر شمع تا انتهای شمع محاسبه شده است. همچنین می‌توان اظهار داشت که هنگام نمونه‌برداری، اطراف سر شمع خالی از مصالح خاکی بوده است و این مسئله در آنالیز مدل المان محدود نیز رعایت گردید.

جهت شناسایی سیستم (شکل‌های 1 و 2)، از یک دستگاه نگاشت سرعت CME (شکل 3) و دو دستگاه SARA استفاده

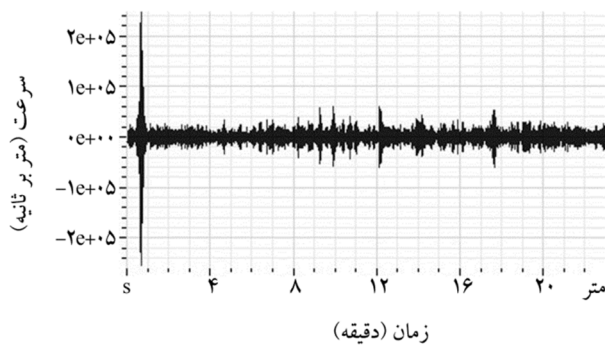


پایه گیردار (left) پایه انعطاف پذیر (right)

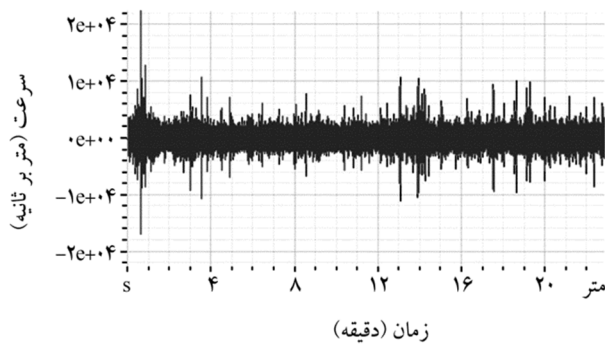
شکل (5): سیستم در حالت پایه گیردار و پایه انعطاف پذیر



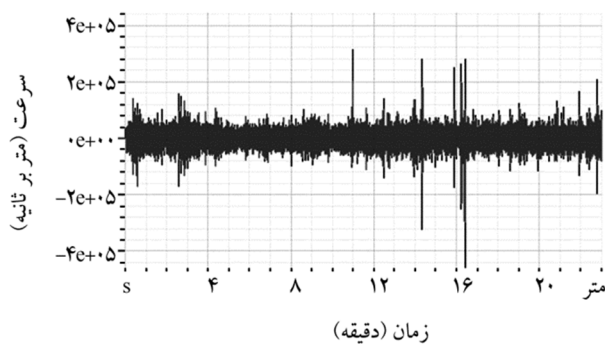
شکل (3): دستگاه CME



شکل (6): تگاشت روی سرستون

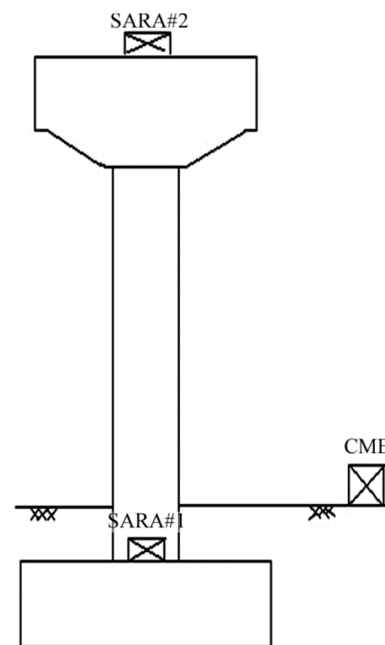


شکل (7): تگاشت روی سرشمع



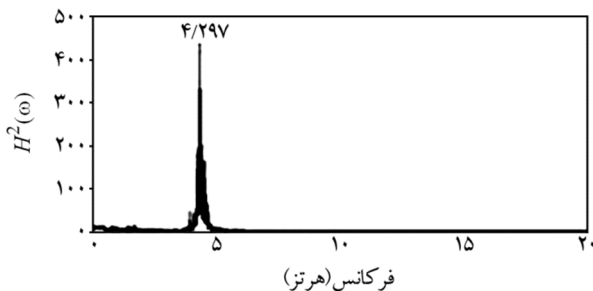
شکل (8): تگاشت میدان آزاد

همچنین لرزه‌نگارها در مدت برداشت به دستگاه GPS برای هم‌زمانی رکوردها متصل بودند. شکل (4) محل قرارگیری دستگاه‌های لرزه‌نگار بر روی سازه‌ی مورد نظر را نشان می‌دهد. برای شناسایی اندرکنش خاک - سازه، دو حالت مختلف، همزمان بررسی می‌شوند، یک‌بار سیستم را در حالت پایه گیردار و بار دیگر سیستم را در حالت پایه انعطاف پذیر در نظر می‌گیریم (شکل 5). در مورد حالت پایه گیردار، از نگاشت روی سرستون (شکل 6) به عنوان خروجی و از نگاشت بر روی سرشمع (شکل 7) به عنوان ورودی استفاده شده است. در مورد حالت انعطاف پذیر، از نگاشت میدان آزاد (شکل 8) به عنوان ورودی و نگاشت بر روی سرستون به عنوان خروجی استفاده شده است.

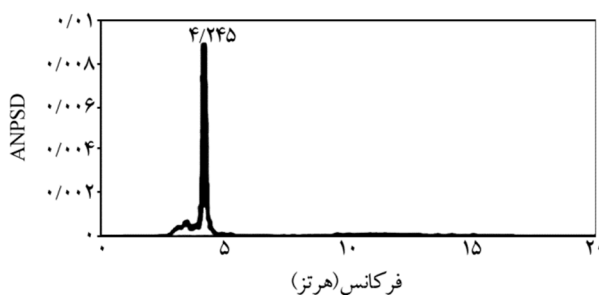


شکل (4): محل قرارگیری دستگاه‌های لرزه‌نگار بر روی پایه

در جهت شمال - جنوب برای پایه بتنی 400 نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، فرکانس 4/245 هرتز به عنوان فرکانس طبیعی سیستم انتخاب می شود. همچنین با استفاده از همین روش به محاسبه فرکانس غالب پایه مذکور در جهت متعامد پرداخته شد و نتایج آن در جدول (2) آورده شد.



شکل (10): تابع توان دوم تابع انتقال $H^2(\omega)$ ، بر حسب فرکانس (هرتز)، برای شناسایی پایه 400 در جهت شمال - جنوب با روش توان دوم تابع انتقال



شکل (11): تابع میانگین نرمال شده ANPSD بر حسب فرکانس (هرتز)، برای شناسایی حالت پایه گیردار، پایه 400 در جهت شمال - جنوب با روش جستار قله

جدول (2): نتایج فرکانس های غالب شناسایی شده با روش های غیر پارامتریک، برای پایه 400، در دو جهت متعامد

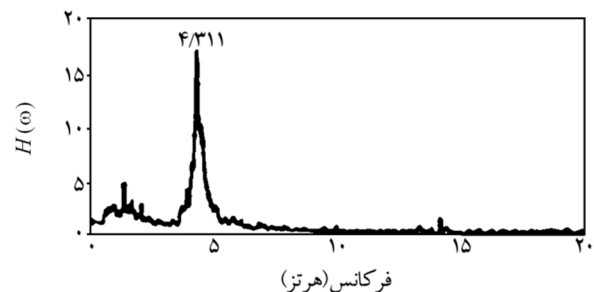
راستا		کمیت محاسبه شده	روش شناسایی
E-W	N-S		
4/392	4/311	f	FT و پاسخ
4/248	4/248	\bar{f}	
4/425	4/297	f	توان دوم تابع انتقال
4/276	4/227	\bar{f}	
4/245	4/245	f	جستار قله
4/245	4/245	\bar{f}	
3/906	3/906	f	چهار طیفی
3/906	3/906	\bar{f}	

بعد از تهیه داده های ورودی و خروجی و اعمال فیلترهای مناسب، شناسایی سیستم با استفاده از روش های مختلف با استفاده از نرم افزار MATLAB 2014 انجام گردید. بر این اساس فرکانس و میرایی در شناسایی با حالت پایه گیردار با پارامترهای ξ , f و در حالت پایه انعطاف پذیر با دو پارامتر \bar{f} , $\bar{\xi}$ نمایش داده می شوند.

4- نتایج روش های شناسایی سیستم

4-1- نتایج روش Ft و پاسخ

در شکل (9)، برای نمونه، تابع انتقال برای حالت پایه گیردار در جهت شمال - جنوب برای پایه بتنی 400 با قطر 1/6 متر، دارای 4 شمع با عمق 17 متر و قطر 1/2 متر و سر شمعی با ابعاد $6 \times 6 \times 1/5$ متر و سرستونی با طول 5/10 متر که سطح مقطع آن در وسط طول $1/8 \times 1/8$ متر و در انتها $1/2 \times 1/8$ متر می باشد، ملاحظه می شود. همان طور که مشاهده می گردد، بیشترین مقدار دامنه در فرکانس 4/311 هرتز اتفاق افتاده، لذا این فرکانس به عنوان فرکانس غالب انتخاب می شود.



شکل (9): تابع انتقال $H(\omega)$ ، بر حسب فرکانس (هرتز) برای شناسایی پایه 400 در جهت شمال - جنوب با روش Ft پاسخ

4-2- نتایج روش توان دوم تابع انتقال

در شکل (10)، توان دوم تابع انتقال برای حالت پایه گیردار در جهت شمال - جنوب برای پایه بتنی 400 نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، بیشترین مقدار دامنه در این حالت در فرکانس 4/297 هرتز اتفاق افتاده، به این ترتیب این فرکانس به عنوان فرکانس غالب انتخاب می گردد.

4-3- نتایج روش جستار قله

در شکل (11)، تابع میانگین نرمال شده برای حالت پایه گیردار

4-4- نتایج روش چهار طیفی

مورد بررسی باشد، لذا انتخاب فرکانس حدود 3/9 قابل توجه است. با استفاده از همین روند پایه مذکور در جهت متعامد مورد بررسی قرار گرفت و نتایج آن در جدول (2) آورده شد. در خصوص برآورد مقدار میرایی با استفاده از روش‌های غیر پارامتریک، از روش نیم توان استفاده شد و نتایج آن برای پایه مذکور در دو جهت متعامد در جدول (3) ارائه شد.

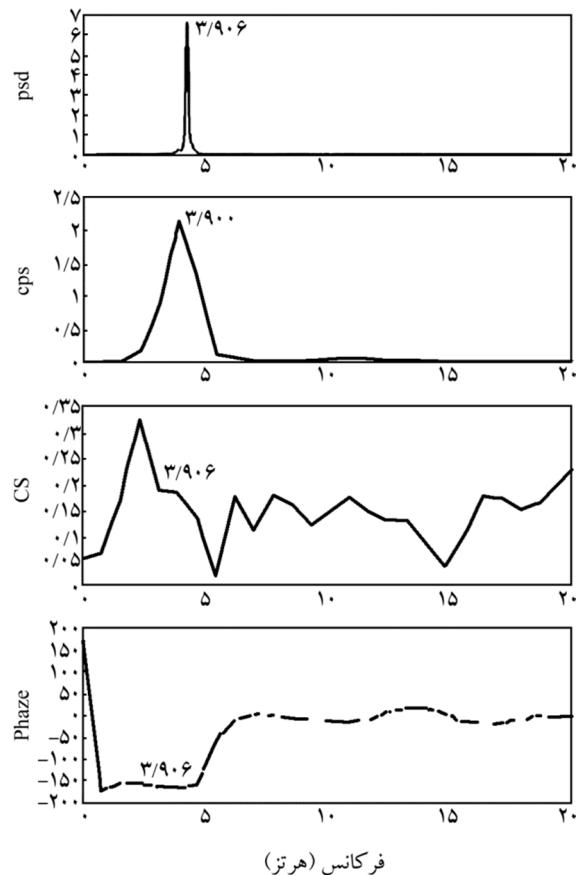
جدول (3) نتایج میرایی شناسایی شده با روش‌های غیر پارامتریک، برای پایه 400، در دو جهت متعامد

راستا		کمیت محاسبه شده	روش شناسایی
E-W	N-S		
2/05	1/24	ξ	FT و پاسخ
1/103	0/97	ξ	
0/61	0/38	ξ	توان دوم
0/59	0/306	ξ	تابع انتقال
1/26	1/24	ξ	جستار قله
1/25	1/225	ξ	
1/062	1/062	ξ	چهار طیفی
1/062	1/075	ξ	

4-5- نتایج شناسایی پارامتریک

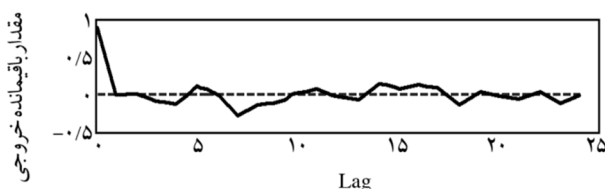
همان‌طور که ذکر گردید در این روش، دو پارامتر، زمان تأخیر و تعداد مود که ساختار مدل بر اساس آنها تخمین زده می‌شود با معیار کمترین خطا انتخاب می‌شوند. بر این اساس جهت تخمین زمان تأخیر که بیانگر این واقعیت است که سازه بلافاصله بعد از اعمال ورودی، خروجی ندارد، از روش حداقل مربعات، ابتدا یک مقدار پیش فرض برای تعداد مودها به مدل اعمال می‌شود و سیستم بعد از مدل سازی با تعداد مود مفروض مقدار خطا برای چند گام زمانی را بین مدل واقعی و مدل شبیه سازی شده محاسبه می‌کند. در این مرحله گام زمانی ای انتخاب می‌شود که کمترین مقدار خطا را داشته باشد. برای نمونه حالت پایه گیردار در جهت شمال - جنوب در شکل (13)، چهار گام زمانی به عنوان زمان تأخیر انتخاب می‌شود. سپس بار دیگر عمل شبیه سازی مدل انجام می‌شود با این تفاوت که این بار زمان تأخیر (گام زمانی انتخاب شده در مرحله قبل) به عنوان پیش فرض برای ساختار مدل تعریف می‌شود و سیستم

در شکل (12)، طیف توان نگاشت برای حالت پایه گیردار در جهت شمال - جنوب برای پایه بتنی ملاحظه می‌شود. این نمودار چگالی طیفی نگاشت مربوط به نگاشت سرستون می‌باشد. با توجه به اصول این روش فرکانس معادل با 3/9 هر تریز به عنوان فرکانس غالب در سه طیف دیگر مورد بررسی قرار می‌گیرد و مشاهده می‌شود که فرکانس حدود 3/9 هر تریز، در چگالی طیفی متقاطع دارای قله می‌باشد. همان‌طور که ذکر شد فرکانسی به عنوان فرکانس غالب انتخاب می‌شود که علاوه بر شرط قبل، دارای طیف ارتباط بزرگی نیز باشد. معمولاً مقادیر بالای 0/5 را می‌توان معتبر دانست، اما همان‌طور که ملاحظه می‌شود، بیشترین مقدار در حدود 0/3 است و مقدار دامنه برای فرکانس 3/9 هر تریز حدود 0/2 می‌باشد. لیکن مقدار اختلاف فاز باید در حدود صفر یا 180 درجه برای فرکانس

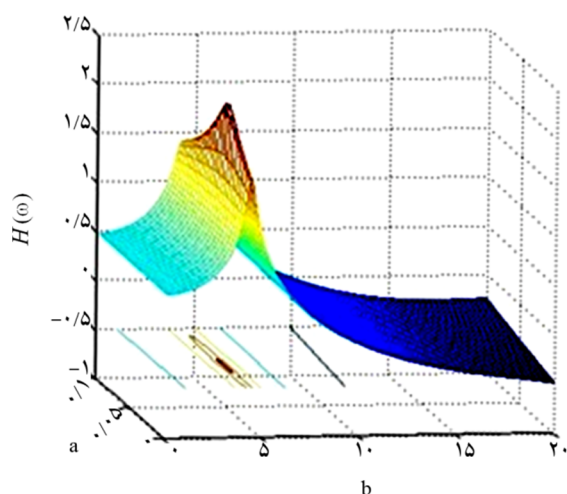


شکل (12): چهار طیف، توان نگاشت PSD، توان متقاطع CPS، ارتباط CS و فاز بر حسب فرکانس (هر تریز)، برای شناسایی حالت پایه گیردار، پایه 400 در جهت شمال - جنوب با روش چهار طیفی

پله زمانی صفر، یک گردید و در نهایت تابع انتقال بر حسب دو متغیر فرکانس و میرایی در نمودار سه بعدی ترسیم می گردد. مقدار فرکانس $4/355$ و میرایی $0/0375$ متناظر با قله نمودار به عنوان فرکانس غالب و میرایی تعیین می شود (شکل 17). نتایج فرکانس و میرایی در جدول (4) ارائه شده است.



شکل (16): همبستگی مقدار باقیمانده خروجی



شکل (17): تابع انتقال بر حسب فرکانس (محور افقی b) و میرایی (محور افقی a)

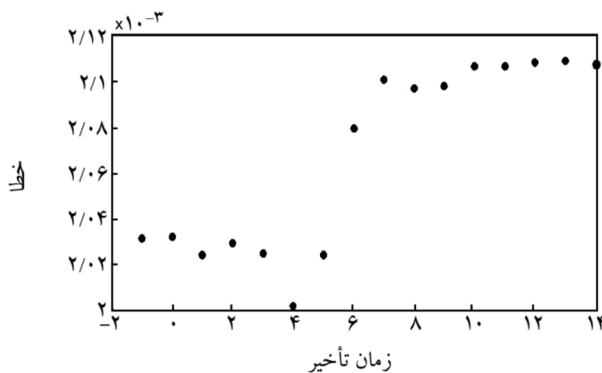
جدول (4): نتایج فرکانس های غالب و میرایی شناسایی شده با روش پارامتریک، برای پایه 400، در دو جهت متعامد

راستا		کمیت محاسبه شده	روش شناسایی پارامتریک
E-W	N-S		
4/396	4/355	f	
4/3	4/30	\tilde{f}	
2/72	3/75	ξ	
3/25	3/25	$\tilde{\xi}$	

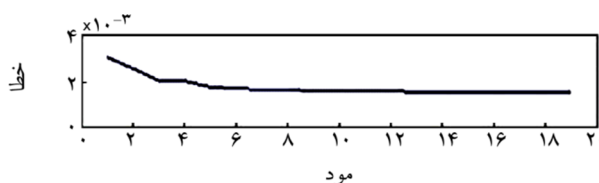
5- نتایج مدل المان محدود

در مدل عددی سازه‌ی مذکور جهت در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه، از فنرهای خطی در راستای طولی و عرضی شمع استفاده می شود. سختی این فنرها با توجه به مطالعات ژئوتکنیک

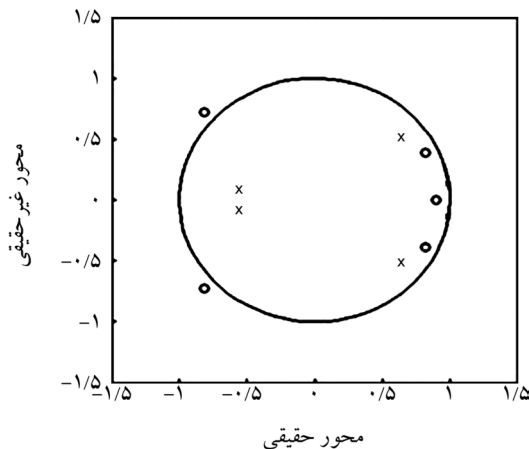
بعد از مدل سازی با این زمان تأخیر مقدار خطا بر حسب تعداد مودها را محاسبه می کند. در این مرحله تعداد مود متناظر با کمترین مقدار خطا انتخاب می شود. بر این اساس برای پایه مورد نظر انتخاب پنج مود قابل توجه است (شکل 14). بعد از انتخاب زمان تأخیر و تعداد مود، بر اساس کمترین خطا برای مدل مورد نظر، جهت تخمین تابع انتقال سیستم، به تعیین قطب و صفر مدل پرداخته می شود (شکل 15). همچنین برای بررسی میزان انطباق مدل به دست آمده از این روش و مدل واقعی می توان میزان همبستگی مقدار باقیمانده خروجی مدل ها را جهت بررسی دقت مدل به دست آمده بررسی کرد (شکل 16). همان طور که انتظار می رفت مقدار همبستگی در



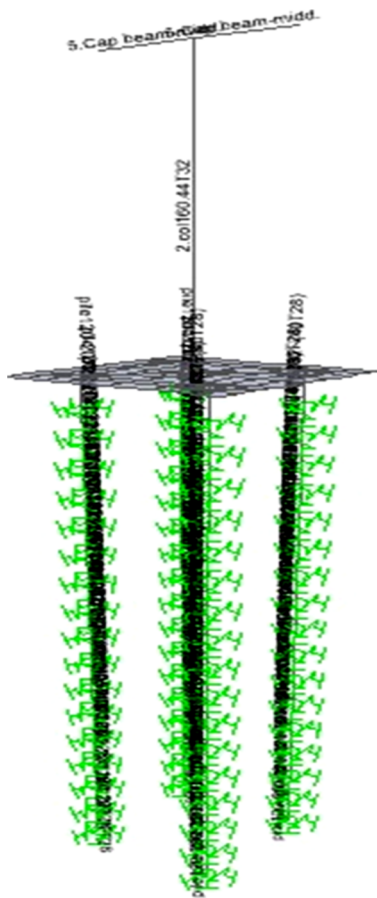
شکل (13): تعیین زمان تأخیر با روش حداقل مربعات



شکل (14): تعیین تعداد مود با روش حداقل مربعات



شکل (15): نمودار صفر و قطب



شکل (18): مدل اجزاء محدود پایه 400

جدول (6): نتایج فرکانس‌های غالب به دست آمده از مدل المان محدود SAP 2000 در دو جهت متعامد برای پایه 400

SAP		جهت	پایه‌ها
\bar{f}	f		
2/99	3/44	N-S	400
3/0368	3/51	E-W	

6- تفسیر و تحلیل نتایج

جدول (7) نسبت پریود پایه انعطاف پذیر به پایه گیردار را در دو جهت متعامد نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار این نسبت در دو روش جستار قله و چهار طیفی برای پایه مذکور برابر یک است. همچنین ملاحظه می‌شود که تمامی مقادیر حاصل از آزمایش ارتعاش محیطی کمتر از مقادیر مدل نرم‌افزاری می‌باشند. شکل (19)، توابع انتقال را برای روش FT و پاسخ (نمودار پر رنگ) و روش پارامتریک (نمودار کم‌رنگ) را برای حالت پایه گیردار در جهت شمال - جنوب برای پایه بتنی

محاسبه شده است. در تعیین منحنی‌های T-Z و P-Y از آیین‌نامه API2-A استفاده شده است. جهت تعیین سختی فنرهای جانبی شمع از مقادیر ضریب ثابت واکنش افقی خاک از گزارش مطالعات ژئوتکنیک ارائه شده برای محل مورد نظر استفاده می‌گردد. همچنین برای تعیین سختی فنرهای طولی شمع، ابتدا میزان مقاومت اصطکاکی شمع در واحد طول در عمق مورد نظر محاسبه می‌گردد، سپس نمودار T-Z از آیین‌نامه مذکور برای واحد طول شمع در عمق مورد نظر تعیین می‌گردد و در نهایت شیب نمودار T-Z به عنوان سختی فنر طولی در عمق مورد نظر شناخته می‌شود. مقادیر سختی فنرهای طولی و عرضی در جدول (5) ارائه شده است. لازم به ذکر است که برای مدل کردن سازه‌ی مورد نظر از نرم‌افزار SAP 2000 Ver. 15 استفاده شده است (شکل 18). نتایج این تحلیل به صورت محاسبه فرکانس غالب در دو جهت متعامد برای پایه‌ی مذکور در جدول (6)، آورده شده است.

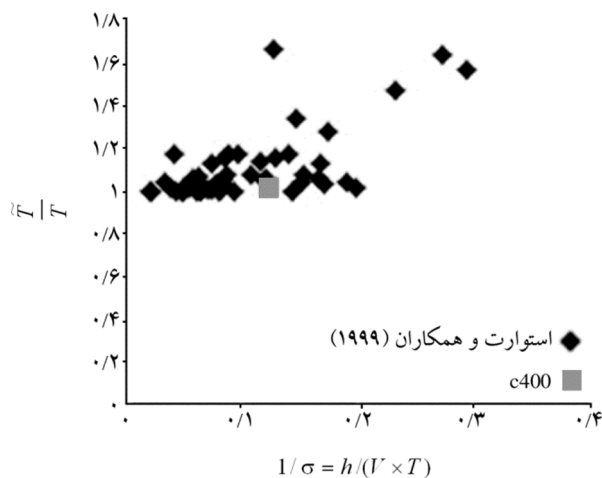
جدول (5): مقادیر سختی طولی و عرضی برای پایه 400

سختی جانبی (تن بر متر)	سختی طولی (تن بر متر)	عمق (متر)
300	1116/557	1
600	1469/472	2
900	1669/643	3
1200	1816/166	4
1500	1933/934	5
1800	2033/43	6
2100	2167/904	7
2400	2328/702	8
2700	2479/093	9
3000	2620/868	10
3300	2755/358	11
3600	2883/582	12
3900	3006/342	13
4200	3124/282	14
4500	3237/929	15
4800	3347/72	16
5100	3454/024	17

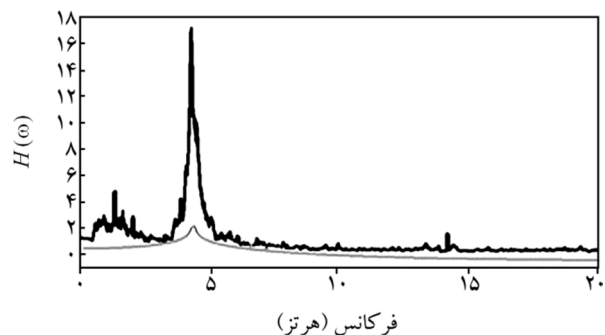
شان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، دو نمودار تقریباً در یک فرکانس مشترک به مقدار ماکزیمم خود رسیده‌اند، اما مقدار دامنه انطباق خوبی با هم ندارند. این مسأله می‌تواند به دلیل نحوه هموار کردن طیف، تعداد نقاط در تبدیل فوریه و خطای مدل‌سازی قابل توجه باشد.

جدول (7): نتایج نسبت پریود پایه انعطاف‌پذیر به پایه گیردار، در دو جهت متعامد برای پایه 400

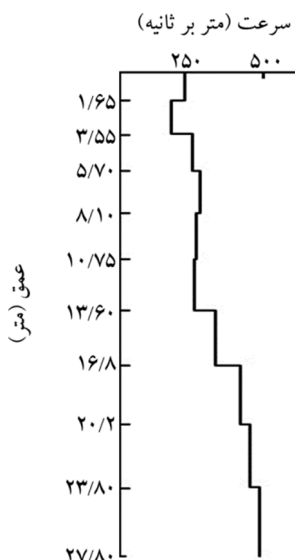
راستا		کمیت محاسبه‌شده	روش شناسایی
E-W	N-S		
1/031	1/014	$\frac{\tilde{T}}{T}$	FT و پاسخ
1/035	1/016		توان دوم تابع انتقال
1	1		جستار قله
1	1		چهار طیفی
1/022	1/0128		پارامتریک
1/155	1/15		مدل‌سازی عددی



شکل (20): نمودار نسبت پریودیک بر حسب نسبت سختی خاک به سازه (S)، برای پایه 400 و سازه‌های مورد مطالعه استوارت و همکاران در سال 1999 [14]



شکل (19): مقایسه تابع انتقال روش غیر پارامتریک (خط پر رنگ) و روش پارامتریک (کم‌رنگ) برای حالت پایه گیردار پایه 400 در جهت شمال - جنوب



شکل (21): پروفیل سرعت موج برشی

با توجه به اهمیت پارامتر نسبت سختی خاک به سازه (σ)، در بررسی اندرکنش خاک - سازه، نسبت پریود حالت پایه انعطاف‌پذیر به حالت پایه گیردار از روش شناسایی پارامتریک بر حسب پارامتر نسبت سختی سازه به خاک برای سازه مذکور، به همراه نتایج [14]، بر روی 57 سازه که خصوصیات فرکانسی و اندرکنشی آنها با روش شناسایی پارامتریک محاسبه گردیده است، در شکل (20) ارائه شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، نسبت پریود، با توجه به محدوده پارامتر سختی خاک به

3. با توجه به این که اثر باد بر روی هر سازه‌ای متناسب با سطح بارگیر سازه است، باد روی نگاشت میدان آزاد و سر شمع ارتعاش خاصی را روی مجموعه خاک و پی وارد نمی‌آورد چرا که سطح بارگیری باد وجود ندارد؛ در حالی که به دلیل وجود سطح بارگیر از روی سر شمع تا روی سر ستون اثر باد یک‌باره بر سر ستون وارد می‌شود. بر این اساس نگاشت ورودی خالی از اثر باد است ولی نگاشت خروجی حاوی خصوصیات باد هم می‌باشد. این می‌تواند یکی از دلایل اختلاف بین نتایج آزمایش ارتعاش محیطی با نتایج برنامه المان محدود باشد.

4. با توجه به اینکه شرایط آزمایش ارتعاش محیطی در محل انجام آزمایش به گونه‌ای است که خاک هیچ‌گاه وارد ناحیه غیرخطی نمی‌شود و رفتار خاک حین آزمایش تغییر نمی‌کند، نوعی یکپارچگی حرکت بین خاک و شالوده وجود دارد. بنابراین یکسانی نتایج حالت پایه انعطاف‌پذیر و پایه گیردار تا حدودی می‌تواند به این دلیل توجیه‌پذیر باشد. از طرفی همان‌طور که ذکر گردید، نسبت سختی خاک به سازه در محدوده‌ای از این پارامتر قرار دارد که سهم اندرکنش خاک - سازه چندان چشم‌گیر نیست. بر این اساس انتظار می‌رود انجام آزمایش ارتعاش اجباری و استفاده از رکوردهای زلزله نتایج بهتری جهت تعیین اثرات اندرکنش خاک - سازه، داشته باشد.

قدردانی

این تحقیق بدون همکاری سازمان قطار شهری کرمانشاه به جهت فراهم آوردن انجام مطالعات میدانی و در اختیار قرار دادن اطلاعات طراحی و اجرایی امکان‌پذیر نبود که نویسندگان لازم می‌دانند از این سازمان قدردانی نمایند.

مراجع

1. Wolf, J.P. (1985) *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
2. Tyapin, A. (2012) 'Soil-structure Interaction'. In: *Earthquake Engineering*, Halil Sezen (Ed.).

ضمن اینکه ارتفاع مؤثر سازه در پارامتر مذکور نیز با ضریب 0/7 در محاسبات وارد می‌گردد [14].

$$V_{s,avg} = \frac{\sqrt{BL}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{D_{z_i}}{(V_{s,f}(z))_i} \right)} \quad (16)$$

در تعیین سهم میرایی فونداسیون در آزمایش مذکور از رابطه‌ی (17) استفاده می‌شود [1]:

$$\xi_0 = \xi - \frac{\xi}{\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^3} \quad (17)$$

بر این اساس، جهت تعیین میرایی فونداسیون در آزمایش ارتعاش محیطی باید از مقادیر میرایی حالت پایه انعطاف‌پذیر و حالت پایه گیردار جدول‌های (3) و (4)، و مقادیر نسبت پریود پایه انعطاف‌پذیر به پایه گیردار در جدول (8) استفاده کرد. ضمن توجه در جدول‌های مذکور مشاهده می‌گردد که مقادیر میرایی پایه انعطاف‌پذیر برابر یا کمتر از مقادیر میرایی پایه گیردار هستند، ضمن توجه به این که مقادیر نسبت پریود پایه انعطاف‌پذیر به پایه گیردار، تقریباً برابر با یک هستند و توان سوم آنها در نتیجه رابطه تأثیر چشمگیری ندارد، لذا مقادیر میرایی فونداسیون، منفی محاسبه می‌شوند. لازم به ذکر است که عدم توجه به سایر محرک‌ها مانند باد می‌تواند دلیلی بر این نتایج در تعیین میرایی فونداسیون باشد [24].

7- نتیجه‌گیری

با توجه به بررسی انجام گرفته در این نوشتار نتایج زیر استخراج شده است:

1. تمامی روش‌های شناسایی سیستم، در تعیین خصوصیات دینامیکی سازه در حالت پایه گیردار نتایج مناسب و انطباق خوبی با هم دارند.
2. همان‌طور که ذکر شد، دو روش جستار قله و چهار طیفی جهت بررسی سهم اندرکنش عملکرد مناسبی ندارند. ولی جهت بررسی خصوصیات دینامیکی سازه با حالت پایه گیردار عملکرد مناسبی دارند.



12. Wong, H.L., Trifunac, M.D., and Luco, J.E. (1988) A comparison of soil-structure interaction calculations with results of a full-scale forced vibration test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **7**(1), 22-31.
13. De Barros, F.C.P. and Luco, J.E. (1995) Identification of foundation impedance functions and soil properties from vibration tests of the Hualien containment model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **14**(4), 229-248.
14. Stewart, J.P. and Fenves, G.L., and Seed, R.B. (1999) Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **125**(1), 26-37.
15. Kramer, S.L. and Stewart, J.P. (2004) 'Chapter 4: Geotechnical aspects of seismic hazards'. In: *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero (Ed.) CRC Press, 85p.
16. Salih, T. (2008) *Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects from Field Performance Data*. Doctoral Dissertation, University of California, Los Angeles.
17. Tileylioglu, S., Stewart, J.P., and Nigbor, R.L. (2011) Dynamic stiffness and damping of shallow foundation from forced vibration of a field test structure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **137**(4), 344-353.
18. Pandit, S.M. (1991) *Modal and Spectrum Analysis*. Wiley, New York.
19. Ljung, L. (1987) *System Identification: Theory for the User*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
20. Fenves, G.L. and DesRoches, R. (1994) *Response of the Northwest Connector in the Landers and Big Bear Earthquakes*. [Rep]. UCB/EERC-94/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif.
21. Safak, E. (1991a) Identification of linear structures using discrete-time filters. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **117**(10), 3064-3085.
3. Tileylioglu, S., Nigbor, R.L., and Stewart, J.P. (2008) Determination of soil-structure interaction effects from a model test structure using parametric system identification procedures. *Proceedings of the Conference of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, **IV**, Sacramento, CA.
4. Bielak, J. (1975) Dynamic behavior of structure with embedded foundations. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **3**(3), 259-274.
5. Veletsos, A.S. and Nair, V.V. (1975) Seismic interaction of structure on hysteretic foundations. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **101**(1), 109-129.
6. Roesset, J.M. (1980) 'A review of soil-structure interaction'. In: *Soil-Structure Interaction: The Status of Current Analysis Methods and Research*, J.J. Johnson (Ed.) [Rep] NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C. and Lawrence Livermore Laboratory, Washington, D.C.
7. Maravas, G., Mylonakis, G., and Karabalis, D.L. (2007) Dynamic characteristics of simple structures on piles and footings. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Paper No. 1672.
8. Pais, A. and Kausel, E. (1988) Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **7**(4), 213-227.
9. Lin, A.N. and Jennings, P.C. (1984) Effect of embedment on foundation-soil impedances. *Journal of Engineering Mechanics*, **110**(7), 1060-1075.
10. Crouse, C.B., Liang, G.C., and Martin, G.R. (1984) Experimental study of soil-structure interaction at an accelerograph station. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **74**(5), 1995-2013.
11. Luco, J.E., Trifunac, M.D., and Wong, H.L. (1988) Isolation of soil-structure interaction effects by full-scale forced vibration tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **16**, 1-21.

22. Thomson, W.T. and Barton, M.V. (1957) The response of mechanical systems to random excitation. *Journal of Applied Mechanics*, 248-251.
23. Felber, A.J. (1993) *Development of Hybrid Bridge Evaluation System*. Ph.D. Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
24. Davoodi, M. (2003) *Dynamic Characteristic Evaluation of Embankment Dams by Forced and Ambient Vibration Test*. Ph.D. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran.
25. آقا کوچک، علی اکبر و معماری، علی محمد (1372) آزمایشات لرزه‌ای بر روی ساختمان‌های واقعی. جلد اول و دوم، تهران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
26. Norton, A. (1988) *Introduction to System Identification*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.
27. Ljung, L. (1999) *System Identification: Theory for the User*. Upper Saddle River, NJ, Prentice Hall.
28. Stewart, J.P., Kim, S., Bielak, J., Dobry, R., and Power, M. (2003) Revisions to soil structure interaction procedures in NEHRP design provisions. *Earthquake Spectra*, **19**(3), 677-696.

Soil-Structure System Identification with Ambient Vibration Tests (A Case-Study on a Surface Pier of Kermanshah Urban Railroad)

Majid Lameie¹, Iman Ashayeri², Mahnoosh Biglari³, and Mohammad Amin Kadivar⁴

1. M.Sc. Student, Civil Eng. Dept., School of Eng., Razi Univ., Kermanshah, Iran
2. Assistant Professor, Civil Eng. Dept., School of Eng., Razi Univ., Kermanshah, Iran,
Corresponding Author, e-mail: i.ashayeri@razi.ac.ir
3. Assistant Professor, Civil Eng. Dept., School of Eng., Razi Univ., Kermanshah, Iran
4. Ph.D. Student, Islamic Azad Univ., Science and Research Branch, Isfahan, Iran

During an earthquake, the dynamic response of a structure located on a soil deposit could be very complex compared with the analysis of the same structure on bedrock due to the interactions between the soil and the structure. This phenomenon is technically termed as Soil-Structure Interaction (SSI) effects in literature. Most of what is currently known about soil-structure interaction (SSI) is based on theoretical and mathematical models. Therefore, it is necessary to investigate the structure treatments when they response to the ground strong motions transferred by SSI. In this regard, in an experimental field, the present study investigated the SSI effects on structure, evaluating the natural frequencies and damping of a pile-group-supported pier of Kermanshah's LRT. The frequencies and damping evaluations were performed through ambient vibration test results and system identification procedures. The purpose of system identification is to evaluate unknown properties of a system, using known inputs and outputs. There are two principal system identification procedures to build mathematical models of dynamical systems from measured data: (a) non-parametric and (b) parametric procedures. Non-parametric procedures evaluate complex-valued transmissibility functions from the input and output recordings without fitting an underlying model. Accordingly, Fourier Transform (FT), response square of transfer function, peak picking and four spectra are considered as non-parametric procedures. On the other hand, parametric procedures develop numerical models of transfer functions. More precisely, in these procedures, a mathematical model with several parameters is defined first. The considered parameters are featured with specific values determined by experimental results. Then, the system's input-output function is obtained using this described model. The studied pier was fully instrumented with two SARA and a CEM seismometers. The seismometers recorded signals of two horizontal and a vertical components that were digitally recorded at 200 Hz sampling rate. In general, measure of SSI effects was then obtained by comparing the flexible-base and fixed-base parameters to calculate the two most important effects of SSI, period lengthening and foundation damping. SAP 2000 was used to create a finite element model of the whole structure and the accuracy of the model was tested using recorded data from ambient vibration at the structure site. In summary, the current study indicates that all the utilized system identification methods are appropriate in determining the dynamic characteristics of the structure in fixed condition. In addition, it was demonstrated that peak picking and four spectral methods did not have appropriate function in investigating the interaction. However, these two procedures have appropriate function in determining the dynamic characteristics of the structure in fixed condition. As Figure (1) shows, the diagram of the period lengthening obtained from parametric method with the ratio of the structure-to-soil stiffness for the pier is approximately consistent with system identification analyses performed for the 57 sites in Stewart et al. [1]. Accordingly, inertial interaction effects were generally observed to be small for $1/\sigma < 0.1$ and for practical purposes could be neglected in such cases.

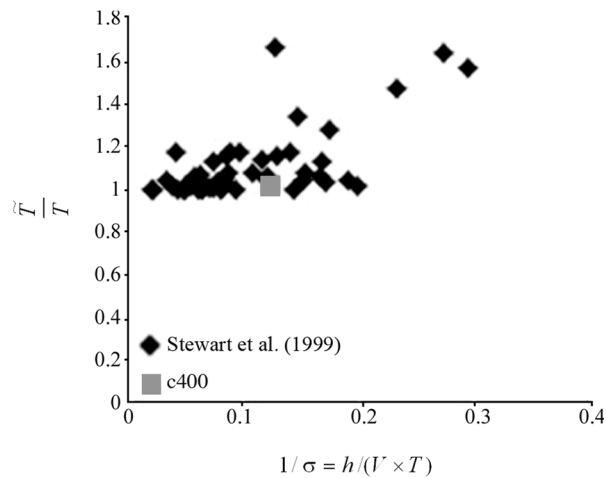


Figure 1. The period lengthening obtained from parametric method with the ratio of the structure-to-soil stiffness for the pier and the structures studied in [1]

Keywords: System Identification; Soil-Structure Interaction; Natural Frequency; Ambient Vibration; Pile Foundation

Reference

1. Stewart, J.P. and Fenves, G.L., and Seed, R.B. (1999) Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects. *Journal of Geotechnical and Geoenv. Engineering*, ASCE, **125**(1), 26-37.