

تأثیر بار محوری قائم بر ارتعاش آزاد سازه‌های قابی متقارن با روش سیستم پیوسته

الهام قندی^{۱*}، بهزاد رافضی^۲

۱- استادیار، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- دانشیار، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران

چکیده

مطالعات موجود در زمینه ارتعاش آزاد خمشی و پیچشی سازه‌های قابی معمولاً بدون در نظر گرفتن اثر بار محوری انجام شده است. در این مقاله به بررسی تأثیر بار محوری بر ارتعاش آزاد خمشی - پیچشی سازه‌های قابی مسطح و سه بعدی با استفاده از روش سیستم پیوسته پرداخته شده است. در روش سیستم پیوسته که یکی از پرکاربردترین روش‌ها در تحلیل تقریبی سازه‌های ساختمانی محسوب می‌شود، سازه ساختمانی با یک عضو تیری مناسب که شامل مشخصات غالب سازه می‌باشد، جایگزین می‌شود. بر این اساس، با حل معادله دیفرانسیل حاکم بر تیر معادلی که در آن توزیع جرم و سختی یکنواخت فرض شده است، می‌توان فرکانس‌های طبیعی سازه‌های ساختمانی مذکور را محاسبه کرد. بار محوری معادل وارد شده بر تیر، بر حسب وزن کل و تعداد طبقات ساختمان محاسبه شده است. برای نشان دادن سادگی و موثر بودن حل پیشنهاد شده، یک نمونه مثال عددی نیز ارائه شده است.

کلمات کلیدی: بار محوری، روش سیستم پیوسته، سازه‌های قابی، ارتعاش آزاد خمشی و پیچشی.

*نویسنده مسئول: الهام قندی

پست الکترونیکی: ghandi@uma.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۱/۰۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۰۶/۰۱

در طی سه دهه اخیر به دلیل گستردگی دسترسی به کامپیوترهای قدرتمند و تنوع نرم افزارهای عناصر محدود، مدل کردن سازه‌های پیچیده‌ی سه بعدی چند دهانه و چند طبقه کار نسبتاً راحتی شده است. مدل‌های حاصله را مدل‌های کامل می‌گویند چون این مدل‌ها کل سازه را با تمام جزئیات مدل می‌کنند. بنابراین هر گونه اثر متقابل مابین اجزای سازه‌ای مانند قاب‌ها، دیوارهای برشی، هسته‌ها و یا اثر وابستگی ناشی از نامتقارن بودن فرم پلان به خودی خود در محاسبات لحاظ می‌شود. چنین مدل‌های پیچیده‌ای بینش قابل توجهی در مورد رفتار سازه فیزیکی ارائه می‌دهند و در استفاده از آنها برای تحلیل و طراحی نهایی سازه‌ها جای بحث نیست. اما در برخی مواقع مانند طراحی مقدماتی که لازمه‌اش سریع بودن ارزیابی‌ها است و همچنین در مورد کنترل جواب‌های بدست آمده از روش‌های عددی پیشرفته‌تر، استفاده از چنین مدل‌های پیچیده‌ای زمان‌بر و بی‌فایده خواهد بود. یک روش جایگزین در چنین مواردی استفاده از مدل‌های ساده‌تر است که به صورت خاص، برای نوع سازه مورد توجه توسعه یافته و فقط مشخصات غالب سازه را مدل می‌کنند. برخی از مزایای چنین مدل ساده شده‌ای عبارتند از: (۱) مراحل آماده‌سازی داده‌ها و تحلیل به سرعت انجام می‌شوند؛ (۲) روش‌های مدل‌سازی، ساده‌تر و شفاف‌تر هستند؛ (۳) دقت جواب‌های بدست آمده با مدل‌های ساده‌سازی شده برای ارزیابی‌های اولیه و کنترل جواب‌های بدست آمده از روش‌های دیگر کافی است؛ (۴) از مزایای دیگر چنین مدل‌هایی می‌توان به امکان انجام مطالعات گسترده پارامتریک جهت بررسی تاثیر یک یا چند پارامتر سازه‌ای در رفتار کلی سازه اشاره کرد که منجر به ایجاد بینش دقیق‌تر از رفتار سازه می‌گردد [۱]. روش‌هایی که از این مدل‌های ساده‌سازی شده استفاده می‌کنند در گروه روش‌های تقریبی جای می‌گیرند. به کمک روش‌های تقریبی، درک بهتری از رفتار سازه حاصل شده و همانطور که اشاره گردید حل‌های عمومی آنها اثرات تغییرات پارامترهای سازه‌ای را سریعتر و واضح‌تر مشخص می‌کنند. این درک رفتار سازه از نظر انتخاب مدل مناسب برای تحلیل کامپیوتری بسیار ارزشمند است [۲]. یکی از پرکاربردترین روش‌های تقریبی، روش سیستم پیوسته می‌باشد. در این روش سازه ساختمان با یک تیر طره پیوسته با توزیع یکنواخت جرم و سختی، جایگزین می‌شود. لازمه تحلیل ارتعاشی و کمناشی چنین ساختمانی این است که تیر جایگزین تحلیل شود. متناسب با رفتار عناصر سازه‌ای، مدل‌های تیری متفاوتی برای آنها انتخاب می‌شود. به صراحت می‌توان گفت که وقتی از روش تقریبی برای تحلیل سازه ساختمانی چند طبقه استفاده می‌شود خطاهایی ناشی از این تقریب-سازی‌ها در نتایج وارد می‌شود. حال اگر از روش‌های تقریبی عددی برای حل تیر جایگزین استفاده شود، بر میزان خطاها افزوده می‌شود، پس بهتر است برای حل مساله تیر جایگزین از حل تحلیلی معادلات دیفرانسیل جزئی حاکم بر حرکت آن استفاده شود.

تحقیق در این زمینه ابتدا بر روی سازه‌های دو بعدی و سازه‌های سه بعدی متقارن متمرکز شده بود، بطوریکه محققین زیادی روش‌های تقریبی متنوعی برای قابها [۳ و ۴]، دیوارهای برشی [۶ و ۷]، قاب دیوارها [۸] و سازه‌های متقارن سه بعدی شامل قاب‌ها، دیوارهای کوبلی، قاب-دیوارها و قابهای مهاربندی شده [۹ و ۱۰] ارائه داده‌اند. Howson و Rafezy [۱۱] دو مدل تیری برای محاسبه فرکانس‌های طبیعی پایین‌تر قاب‌های مسطح ارائه دادند. این دو مدل عبارتند از مدل تیر بر روی بستر الاستیک و مدل تیر برشی. Kuang و Ng [۱۲] ارتعاش وابسته‌ی سازه‌های دیوار برشی نامتقارن را مورد بررسی قرار دادند. ایشان برای بررسی عملکرد دینامیکی سازه‌های مذکور، این سازه‌ها را با یک تیر طره جدارنازک معادل که دارای تغییرشکل‌های خمشی جانبی و پیچشی تابیدگی است جایگزین کردند. در این تحقیق فرض شده که در تمام ارتفاع ساختمان تغییری در مشخصات ساختمان ایجاد نشده و توزیع جرم و سختی در تمام ارتفاع یکنواخت می‌باشد. در ادامه، ایشان [۱۳] معادلات دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد تیر طره جایگزین برای سازه‌های دیوار برشی را به صورت تحلیلی حل کردند. Ng و همکاران [۱۴] همچنین ارتعاش وابسته سه‌گانه سازه‌های قاب-دیوار نامتقارن در ساختمان‌های بلند را تحلیل کردند. که در آن عناصر، دیوار با تیر طره خمشی معادل که در مرکز صلبیت خمشی سازه واقع شده و دارای تغییرشکل‌های خمشی و پیچشی تابیدگی است جایگزین شده است و عناصر قابی، با یک تیر طره برشی که در مرکز صلبیت برشی سازه واقع شده و دارای تغییرشکل‌های برشی و پیچشی سن-ونان است جایگزین شده است. سپس معادلات دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد مجموع تیرهای جایگزین را که شامل

معادلات مربوط به ارتعاشات خمشی - برشی در جهات عمود برهم که با ارتعاشات پیچش تابیدگی و سن - ونان وابسته هستند استخراج کردند و پس از تعیین مساله مقدار ویژه مربوطه، آن را با استفاده از روش گالرکین و مشخصات دینامیکی ارتعاش غیروابسته حل کردند. در این کار هم مشخصات سازه در تمام ارتفاع آن یکنواخت فرض شده است. Kuang و Ng [۱۵] ارتعاش سازه‌های ساختمانی بلند شامل قابها، دیوارها، هسته‌ها و دیوارهای کوپلی را با روشی مشابه کارهای قبلی مورد بررسی قرار دادند. Zalka [۱۶] یک روش دستی را برای تحلیل ارتعاشی ساختمان‌های سه بعدی مهاربندی شده با قابها، دیوارهای برشی کوپلی و هسته‌ها ارائه داده است. Rafezy و همکاران [۱۷] ارتعاش وابسته سازه‌های قابی سه بعدی نامتقارن را مورد بررسی قرار دادند. سازه‌های قابی مورد بررسی از دو دسته قاب عمود بر هم، که امکان تغییر مشخصات آنها در تراز طبقات در ارتفاع سازه وجود دارد، تشکیل شده‌اند. در ابتدای کار با استفاده از صفحات افقی فرضی، سازه در تراز طبقاتی که در آنها مشخصات سازه عوض شده است به چند قطعه تقسیم می‌شود. طبقات داخل هر قطعه دارای مشخصات یکسانی هستند. سپس برای انجام فرمول‌بندی یک قطعه به صورت جدا از بقیه در نظر گرفته می‌شود. در داخل قطعه مورد نظر، یک قاب اولیه در یک جهت، با یک تیر برشی جایگزین می‌شود. به نوبت بقیه قاب‌های جهت مورد نظر هر کدام با یک تیر برشی (که فقط دارای تغییر شکل برشی است) جایگزین می‌شوند و اثر همه این تیرها برای مدل کردن اثر قاب‌های اصلی در آن جهت باهم جمع می‌شوند. برای جهت عمود بر جهت اولی هم کار مشابهی انجام می‌شود تا تیر برشی معادلی برای این جهت هم حاصل شود. سپس معادلات دیفرانسیل حاکم بر حرکت تیرهای جایگزین استخراج می‌شود. معادلات دیفرانسیل استخراج شده، با معادلات حاکم بر تیر برشی - پیچشی که در آن پیچش بر اساس تئوری سن - ونان مدل شده است، یکسان می‌باشد. Rafezy و Howson [۱۸] تحلیل ارتعاشی سازه‌های سه بعدی نامتقارن متشکل از دیوار و قاب را با روشی مشابه روش مورد استفاده در تحقیق قبلی مورد بررسی قرار دادند. ایشان در این تحقیق، قابها را با تیر برشی و دیوارها را با تیر خمشی جایگزین کردند. Rafezy و Howson [۱۹] مشابه تحقیق قبلی را برای سازه‌های سه بعدی نامتقارن متشکل از دیوار برشی و هسته انجام دادند. با توجه به اینکه تغییر شکل غالب دیوار برشی و هسته‌ها از نوع خمشی است فرض شده که خمش آنها از تئوری خمش اولر - برنولی تبعیت می‌کند. دیوارهای برشی با تیر خمشی و هسته‌ها با تیر خمشی - پیچشی واقع شده بر مرکز برش اصلی هسته مدل شده است.

سازه‌های ساختمانی به خاطر جرم خودشان و همچنین بارهای زنده مرحله بهره‌برداری، در اثر شتاب جاذبه زمین تحت اثر نیروی محوری قائم قرار دارند. در هیچ یک از کارهای معرفی شده اثر این بار محوری در تحلیل ارتعاشی سازه‌های ساختمانی مختلف در نظر گرفته نشده است. بنابراین هدف اصلی این مقاله بررسی تاثیر بار محوری بر روی فرکانس‌های طبیعی برخی سازه‌های قابی متشکل از قاب‌های صلب می‌باشد. در سازه‌های ساختمانی مورد مطالعه فرض شده که مرکز هندسی سطح، منطبق بر مرکز جرم است. روش مورد استفاده برای تحلیل تقریبی سازه‌های ساختمانی مذکور، روش سیستم پیوسته خواهد بود. برای سازه‌های قابی مسطح یکنواخت و سازه‌های قابی سه بعدی متقارن یکنواخت، امکان ارائه فرمول صریح برای فرکانس‌های طبیعی با در نظر گرفتن اثر بار محوری وجود دارد که در این مقاله این فرمول‌های صریح ارائه می‌شود.

۲- استخراج فرکانس‌های طبیعی قاب مسطح یکنواخت با در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم

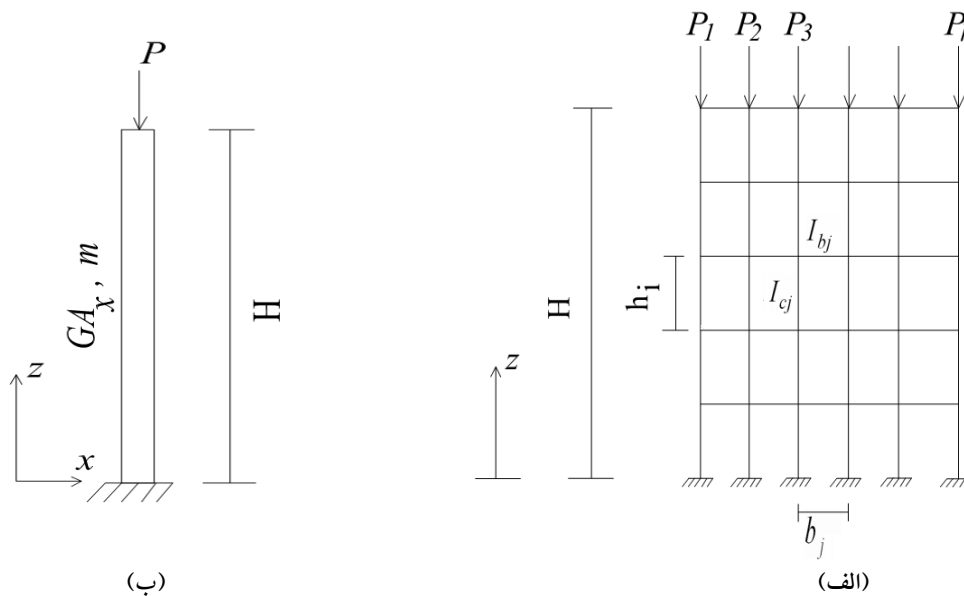
قاب مسطح یکنواختی در شکل (۱-الف) نشان داده شده است. این قاب به خاطر جرم خودش و شتاب جاذبه زمین تحت اثر نیروی محوری قائم قرار دارد. در شکل (۱-الف) نیروهای محوری مورد نظر به صورت بارهای متمرکز P_1 ، P_2 ، ... و P_k بر روی ستون‌های قاب مسطح نشان داده شده است. از آنجا که قاب‌های با ارتفاع متوسط، رفتار برشی از خود نشان می‌دهند، بنابراین تیر طره جایگزین مناسب برای این سازه‌ها به صورت طره برشی می‌باشد که در شکل (۱-ب) نشان داده شده است. طره‌ی جایگزین به طول H و جرم واحد

طول m می‌باشد. با فرض اینکه قاب مسطح مورد نظر در صفحه $x-z$ قرار دارد، طره برشی مورد نظر دارای صلیبیت برشی موثر GA_x در جهت x خواهد بود که این صلیبیت برای طبقه i ام از قاب از رابطه زیر قابل محاسبه است [۲]:

$$GA_{xi} = \frac{12E}{h_s \left(\frac{1}{C} + \frac{1}{G} \right)_i} \quad (1)$$

که در آن h_s ارتفاع طبقه i ام از قاب، $G = \sum_{j=1}^{n_b} \frac{I_{bj}}{b_j}$ برای همه تیرهای با طول دهانه b_j که از تراز کف i عبور می‌کنند و

$C = \sum_{k=1}^{n_c} \frac{I_{ck}}{h_s}$ برای همه ستون‌های طبقه i می‌باشد. E مدول الاستیسیته و I_{bj} و I_{cj} به ترتیب ممان اینرسی‌های تیرها و ستون‌ها، n_b و n_c به ترتیب تعداد ستون‌ها و تیرهای طبقه i ام می‌باشند. چون در قاب مسطح مورد نظر در شکل ۱، فرض شده که قاب یکنواخت است، بنابراین صلیبیت برشی موثر همه طبقات برابر هستند که با GA_x نشان داده می‌شود. همچنین تیر مذکور تحت اثر بار محوری $P = P_1 + P_2 + \dots + P_k$ قرار دارد.



شکل ۱: (الف) قاب مسطح واقع شده در صفحه $x-z$ ، (ب) تیر برشی دو بعدی جایگزین قاب مسطح.

برای محاسبه فرکانس‌های طبیعی ارتعاش آزاد جانبی (در جهت محور x) تیر برشی مذکور، باید معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت استخراج شود. برای این منظور از اصل هامیلتون که به صورت زیر قابل بیان است، استفاده می‌شود:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt = 0 \quad (\delta u(z, t) = 0 \quad \text{at} \quad t = t_1, t_2) \quad (2)$$

که در آن T مجموع انرژی جنبشی سیستم و V انرژی پتانسیل سیستم است. منظور از انرژی پتانسیل مجموع انرژی‌های تغییر شکل و انرژی پتانسیل نیروهای خارجی پایستار است. در نهایت δ بیانگر تغییرات (وردش) انرژی‌های مذکور در یک فاصله زمانی مشخص می‌باشد.

انرژی جنبشی کلی تیر برشی جایگزین، به صورت زیر قابل بیان است:

$$T = \frac{1}{2} \int_0^H m \left(\frac{\partial u(z,t)}{\partial t} \right)^2 dz \quad (3)$$

که در آن H طول تیر جایگزین (ارتفاع کلی قاب مورد بررسی)، m جرم واحد طول طره برشی (که در واقع همان جرم گسترده در ارتفاع سازه قابی می‌باشد که در شکل ۱ نشان داده شده است) و $u(z,t)$ بیانگر میزان تغییر مکان هر نقطه از تیر جایگزین در زمان t است.

انرژی پتانسیل تیر برشی با در نظر گرفتن بار محوری به صورت زیر بیان می‌شود:

$$V = \frac{1}{2} \int_0^H (GA_x - P) \left(\frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \right)^2 dz \quad (4)$$

با جایگذاری روابط (۳) و (۴) در رابطه (۲) و انجام انتگرال‌گیری به روش وردشی، معادله دیفرانسیل حاکم بر ارتعاش آزاد جانبی (در جهت محور x) تیر برشی تحت اثر بار محوری P به صورت زیر می‌باشد:

$$(GA_x - P) \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} - m \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = 0 \quad (5)$$

از آنجا که در ارتعاش آزاد در هر نقطه‌ای از ارتفاع سازه، تغییرات حرکت نسبت به زمان به صورت هارمونیک ساده است و شکل تغییر یافته مربوطه مستقل از زمان t است، لذا $u(z,t)$ را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$u(z,t) = U(z) e^{-i\omega_x t} \quad (6)$$

که در آن $U(z)$ بیانگر دامنه تغییر مکان $u(z,t)$ ، ω_x بیانگر فرکانس زاویه‌ای ارتعاش جانبی در جهت x و $i = \sqrt{-1}$ می‌باشد. با معرفی تغییر متغیر $\xi = \frac{z}{H}$ $0 \leq \xi \leq 1$ به منظور بی‌بعد سازی معادله دیفرانسیل (۵)، و جایگذاری (۶) در (۵)، رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$(1 - \alpha_x^2) U''(\xi) + \beta_x^2 \omega_x^2 U(\xi) = 0 \quad (7)$$

که در آن $\alpha_x^2 = \frac{P}{GA_x}$ و $\beta_x^2 = \frac{mH^2}{GA_x}$ می‌باشد. از حل معادله دیفرانسیل فوق، جواب عمومی آن به صورت زیر حاصل می‌شود:

$$U(\xi) = C_1 \cos(\lambda_x \xi) + C_2 \sin(\lambda_x \xi) \quad (8)$$

که در آن $\lambda_x = \frac{\beta_x \omega_x}{\sqrt{(1-\alpha_x^2)}}$ می‌باشد. شرایط مرزی تیر طره برشی به صورت زیر قابل بیان است:

$$\xi = 0: \quad U(0) = 0 \quad (9\text{-الف})$$

$$\xi = 1: \quad \frac{dU(1)}{d\xi} = 0 \quad (9\text{-ب})$$

جایگذاری شرایط مرزی (9) در (8) روابط زیر را نتیجه می‌دهد:

$$U(0) = 0 \quad \Rightarrow \quad C_1 = 0 \quad \Rightarrow \quad U(\xi) = C_2 \sin(\lambda_x \xi) \quad (10)$$

$$U'(1) = 0 \quad \Rightarrow \quad \cos(\lambda_x \xi) = 0 \quad \Rightarrow \quad \lambda_x = (i - \frac{1}{2})\pi \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (11)$$

جایگذاری رابطه λ_x در (11)، رابطه زیر را نتیجه می‌دهد:

$$\frac{\beta_x \omega_x}{\sqrt{(1-\alpha_x^2)}} = (i - \frac{1}{2})\pi \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (12)$$

در نهایت رابطه مربوط به فرکانس طبیعی مود ارتعاشی i ام به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$\omega_x^{(i)} = (i - \frac{1}{2}) \frac{\pi \sqrt{(1-\alpha_x^2)}}{\beta_x} = \pi (i - \frac{1}{2}) \sqrt{\frac{GA_x - P}{mH^2}} \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (13)$$

شکل مود ارتعاشی i ام نیز از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$U^{(i)}(\xi) = C_2^{(i)} \sin((i - \frac{1}{2})\pi \xi) \quad (14)$$

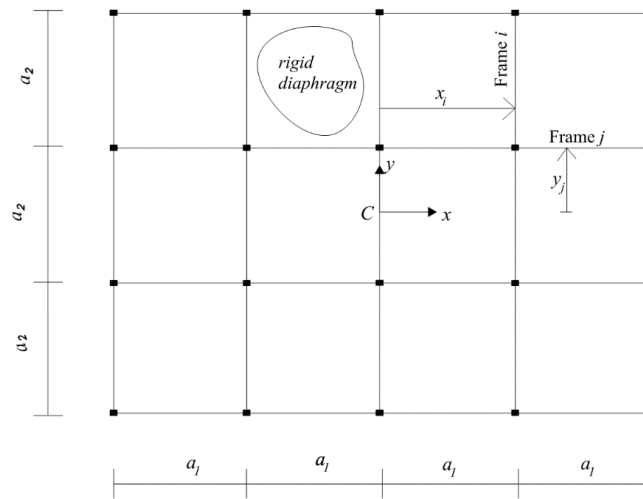
لازم به ذکر است که جوابهای بالا به ازای $\alpha_x < 1$ بدست آمد چرا که معادله دیفرانسیل (7) به ازای $\alpha_x \geq 1$ ، و با در نظر گرفتن شرایط مرزی (9)، دارای جواب غیر صفر نمیشد. حال اگر قاب مسطح یکنواخت در صفحه $y-z$ قرار گیرد، به طور مشابه فرکانس طبیعی ارتعاش جانبی قاب مسطح در جهت y از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$\omega_y^{(i)} = \pi (i - \frac{1}{2}) \sqrt{\frac{GA_y - P}{mH^2}} \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (15)$$

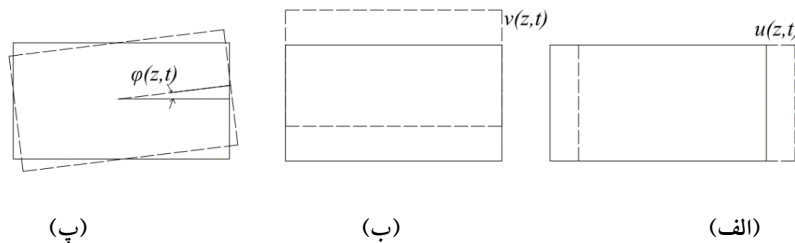
۳- استخراج فرکانس‌های طبیعی قاب سه بعدی متقارن یکنواخت با در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم

در شکل ۲، پلان کف یک سازه قابی سه بعدی متقارن یکنواخت که در واقع می‌توان آن را به صورت مجموعه‌ای از قاب‌های مسطح در دو جهت عمود بر هم در نظر گرفت، نشان داده شده است. مبدا دستگاه مختصات در مرکز هندسی پلان (نقطه C) قرار دارد. محورهای x و y موازی محورهای تقارن پلان سازه و محور z ، در امتداد ارتفاع سازه واقع شده است. فرض شده است که برای تشکیل قاب سه بعدی مذکور، قاب‌های مسطح در تراز کف با یک دیافراگم صلب به همدیگر متصل شده‌اند. بنابراین سازه قابی مورد نظر دارای دو مود ارتعاش انتقالی خالص و یک مود ارتعاش پیچشی خواهد بود (شکل ۳). از آنجا که سیستم سازه‌ای متقارن است، بنابراین مودهای ارتعاشی مستقل از هم خواهند بود و به صورت مستقل از هم قابل محاسبه می‌باشند.

همچنین به منظور در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم فرض می‌شود که بار محوری قائم سازه به صورت مجموعه بارهای محوری قائم متمرکز در بالای هر یک از ستون‌ها می‌باشد که برآیندشان از مرکز جرم سازه که در این حالت منطبق بر مرکز هندسی است می‌گذرد. بارهای محوری قائم ستون‌ها با $P_1, P_2, P_3, \dots, P_k$ بیان می‌شوند. حال در ادامه هر کدام از مودهای ارتعاشی به صورت جداگانه بررسی می‌شوند.



شکل ۲: یک نمونه از پلان سازه قابی سه بعدی متقارن یکنواخت.



شکل ۳: سه مود ارتعاشی مستقل سازه متقارن، (الف) و (ب) مودهای ارتعاشی انتقالی به ترتیب در راستای x و y ، (پ) مود پیچشی حول محور z

۳-۱- ارتعاش انتقالی در راستای محورهای x و y

در سیستم قابی متقارن مورد مطالعه، مودهای ارتعاشی مستقل از هم هستند، بنابراین برای بررسی ارتعاش انتقالی در جهت x ، فقط قاب‌های موازی صفحه $x-z$ مشارکت دارند. ابتدا برای نمونه، قاب j (شکل ۲) که موازی صفحه $x-z$ است به صورت جدا از بقیه قاب‌ها فرض می‌شود. همان‌طور که در بخش قبلی ذکر شد، می‌توان کل این قاب مسطح را با یک تیر طره برشی (شکل ۱-ب) مدل کرد.

تیر طره مذکور یک تیر دوبعدی به طول H (ارتفاع کل سازه قابی مد نظر) بوده و دارای جرم واحد طول m_{xj} و صلبیت برشی موثر GA_{xj} می باشد. در این حالت طره برشی تحت اثر بار محوری P_j قرار دارد که در واقع برابر با مجموع بار محوری ستون های تشکیل دهنده قاب j است. معادله دیفرانسل چنین تیری همانند رابطه (۵) است که در این حالت به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$(GA_{xj} - P_j) \frac{\partial^2 u_j(z, t)}{\partial z^2} - m_{xj} \frac{\partial^2 u_j(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (16)$$

به خاطر فرض دیافراگم صلب، همه قاب های موازی در جهت x ، دارای تغییر مکان یکسان $u(z, t)$ در جهت x می باشند (شکل (۳- الف)). بنابراین تعادل دینامیکی همه قاب های مسطح جهت x را می توان به صورت زیر بیان کرد:

$$\sum_{j=1}^{n_x} (GA_{xj} - P_j) \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} - \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (17)$$

که در آن n_x تعداد قاب های مسطح جهت x می باشد. رابطه فوق را می توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$(GA_x - P) \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} - m_x \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (18)$$

که در آن داریم:

$$GA_x = \sum_{j=1}^{n_x} GA_{xj} \quad (19)$$

$$m_x = \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} \quad (20)$$

$$P = \sum_{j=1}^{n_x} P_j \quad (21)$$

فرم معادله (۱۸) همانند معادله (۵) است. بنابراین مراحل حل دو معادله نیز یکسان خواهد بود. پس می توان فرکانس های طبیعی ارتعاش قاب سه بعدی متقارن یکنواخت در جهت x را از روی معادله (۱۳) محاسبه کرد.

به منظور بررسی ارتعاش انتقالی در جهت y ، برای قاب های مسطح جهت y نیز روالی همانند جهت x انجام می شود. در نهایت، معادله دیفرانسیل ارتعاش انتقالی جهت y به صورت زیر درمی آید:

$$(GA_y - P) \frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} - m_y \frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (22)$$

که در آن داریم:

$$GA_y = \sum_{i=1}^{n_y} GA_{yi} \quad (23)$$

$$m_y = \sum_{i=1}^{n_y} m_{yi} \quad (24)$$

$$P = \sum_{i=1}^{n_y} P_i \quad (25)$$

فرکانس‌های طبیعی ارتعاش انتقالی جهت y از روی رابطه (۱۵) قابل محاسبه است. از آنجا که هم در ارتعاش انتقالی جهت x و هم در ارتعاش انتقالی جهت y ، کل جرم ساختمان مشارکت دارند. بنابراین در معادله‌های (۱۸) و (۲۲) می‌توان m_x و m_y را با m که جرم واحد طول کلی سازه قابی مورد نظر است، جایگزین کرد.

۳-۲- ارتعاش پیچشی حول محور z

معادله دیفرانسیل حرکت برای ارتعاش پیچشی سازه قابی متقارن، با جایگذاری هر کدام از قاب‌های جهت x و y با تیر برشی متناظرشان و نوشتن تعادل پیچشی حول محور z ، به صورت زیر حاصل می‌شود:

$$\sum_{i=1}^{n_y} (GA_{yi} - P_i) x_i \frac{\partial^2 v_i(z,t)}{\partial z^2} - \sum_{i=1}^{n_y} m_{yi} x_i \frac{\partial^2 v_i(z,t)}{\partial t^2} - \left[\sum_{j=1}^{n_x} (GA_{xj} - P_j) y_j \frac{\partial^2 u_j(z,t)}{\partial z^2} - \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} y_j \frac{\partial^2 u_j(z,t)}{\partial t^2} \right] = 0 \quad (26)$$

که در آن x_i و y_j به ترتیب بیانگر فاصله قاب i (در جهت محور y) و فاصله قاب j (در جهت محور x) از مرکز پیچش می‌باشند (محل برآیند صلبیت برشی قابها که در این حالت چون سازه متقارن است بر مرکز جرم C منطبق است (شکل ۲)). با استفاده از فرض دیافراگم صلب در تراز هر کف می‌توان گفت که رابطه خطی به صورت زیر مابین $u(z,t)$ ، $v(z,t)$ و $\varphi(z,t)$ وجود دارد (شکل ۳-پ):

$$u_j(z,t) = -y_j \varphi(z,t) \quad (27)$$

$$v_i(z,t) = x_i \varphi(z,t) \quad (28)$$

که در آن $\varphi(z, t)$ ، تغییرشکل پیچشی (زاویه پیچشی) سازه حول مرکز هندسی C می باشد. جایگذاری رابطه های (۲۷) و (۲۸) در رابطه (۲۶)، رابطه زیر را نتیجه می دهد:

$$\sum_{i=1}^{n_y} (GA_{yi} - P_i) x_i^2 \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial z^2} - \sum_{i=1}^{n_y} m_{yi} x_i^2 \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial t^2} + \left[\sum_{j=1}^{n_x} (GA_{xj} - P_j) y_j^2 \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial z^2} - \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} y_j^2 \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial t^2} \right] = 0 \quad (29)$$

فرم ساده سازی شده رابطه فوق به صورت زیر می باشد:

$$\left[\sum_{i=1}^{n_y} (GA_{yi}) x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} (GA_{xj}) y_j^2 \right] \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial z^2} - \left[\sum_{i=1}^{n_y} P_i x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} P_j y_j^2 \right] \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial z^2} - \left[\sum_{i=1}^{n_y} m_{yi} x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} y_j^2 \right] \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (30)$$

رابطه فوق را می توان به صورت زیر نوشت:

$$(GJ - P.r_m^2) \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial z^2} - m.r_m^2 \frac{\partial^2 \varphi(z, t)}{\partial t^2} = 0 \quad (31)$$

که در آن داریم:

$$GJ = \sum_{i=1}^{n_y} (GA_{yi}) x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} (GA_{xj}) y_j^2 \quad (32)$$

$$P.r_m^2 = \sum_{i=1}^{n_y} P_i x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} P_j y_j^2 \quad (33)$$

$$m.r_m^2 = \sum_{i=1}^{n_y} m_{yi} x_i^2 + \sum_{j=1}^{n_x} m_{xj} y_j^2 \quad (34)$$

GJ بیانگر صلبیت پیچشی همه قاب های تشکیل دهنده سازه قاب سه بعدی حول مرکز پیچش می باشد. r_m بیانگر شعاع ژیراسیون قطبی جرمی حول مرکز هندسی می باشد. زمانی که توزیع جرم در تیرها یا دیافراگم های صلب یکنواخت باشد، r_m و سپس $P.r_m^2$ و $m.r_m^2$ را می توان به راحتی بدون نیاز به روابط (۳۳) یا (۳۴) محاسبه کرد. با حل معادله دیفرانسیل (۳۱) با روالی مشابه بخش قبلی، فرکانس های طبیعی ارتعاش پیچشی سازه قاب سه بعدی متقارن با در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم به صورت زیر قابل بیان است:

$$\omega_{\phi}^{(i)} = \pi \left(i - \frac{1}{2} \right) \sqrt{\frac{GJ - P \cdot r_m^2}{m \cdot r_m^2 H^2}} \quad (i = 1, 2, \dots) \quad (35)$$

که در آن i نشان دهنده شماره مودهای ارتعاشی می‌باشد.

۴- نتایج عددی

در این قسمت با استفاده از فرمول‌بندی‌های ارائه شده، تاثیر بار محوری قائم بر روی نمونه‌ای از سازه‌های قابی متقارن بررسی شده است. قبل از ارائه مثال لازم است به نکته زیر توجه شود:

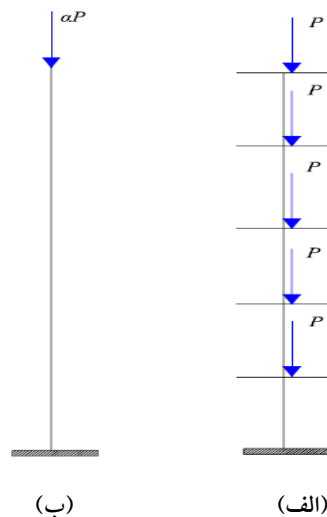
در فرمول‌بندی ارائه شده در این مقاله، بار محوری به صورت بار متمرکز در انتهای هر قطعه در نظر گرفته شده است (شکل ۴-ب)، در صورتی‌که در واقعیت بارهای محوری که در واقع نیروی گرانشی ناشی از جرم می‌باشند، به صورت بارهای متمرکز در تراز طبقات هستند (شکل ۴-الف). بنابراین به منظور برطرف کردن خطای ناشی از متمرکز گرفتن بار محوری در انتهاها، باید بتوان ضریب α معرفی شده در شکل ۴ را به نحو مناسبی تعیین کرد. به منظور تعیین ضریب α ، به ازای چند نمونه سازه قابی متقارن یکنواخت (سازه‌هایی نظیر شکل ۵ با تعداد دهانه‌ها و طبقات مختلف)، در دو حالت زیر فرکانس‌های طبیعی محاسبه گردید:

- در حالتی که هر طبقه از ساختمان به عنوان یک قطعه در نظر گرفته شده و بار محوری قائم به صورت متمرکز در هر طبقه وارد

شده است [۱۷]؛

- در حالتی که کل سازه ساختمانی به عنوان یک قطعه محسوب می‌شود و بار به صورت متمرکز در انتهاهای قطعه وارد می‌شود

(روابط (۱۳)، (۱۵) و (۳۵)).



شکل ۴: (الف) بار محوری متمرکز در تراز طبقات سازه (ب) بار محوری متمرکز در انتهای سازه.

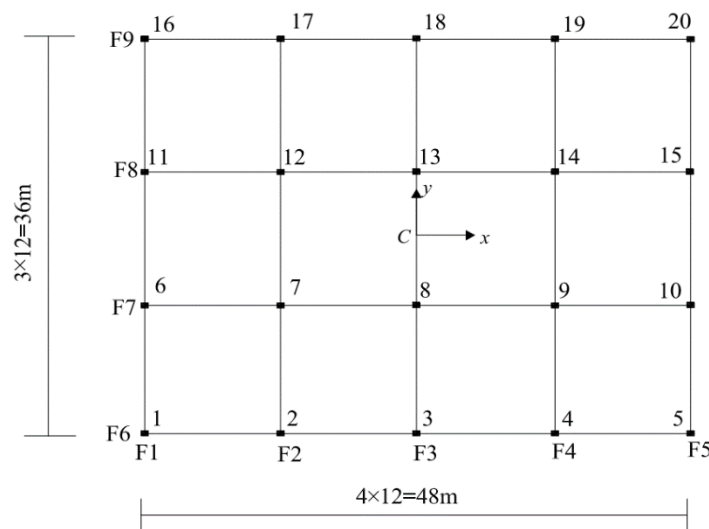
در حالت دوم ضریب α به نحوی انتخاب می‌شد که فرکانس‌های طبیعی حاصل از مدل‌سازی مرحله دوم با فرکانس‌های طبیعی حاصله از حالت اول برابر باشد. بعد از انجام مراحل فوق برای چندین قاب ساختمانی با تعداد طبقات مختلف، دو رابطه به شکل زیر برای دو گروه تعداد طبقات بدست آمد:

$$\frac{\alpha}{n} = 0.7775 + \frac{0.2225}{n} \leq 1 \quad (n = 1, 2, 3) \quad (36\text{-الف})$$

$$\frac{\alpha}{n} = 0.7102 + \frac{0.43125}{n} \leq 1 \quad (n = 4, 5, \dots, 20) \quad (36\text{-ب})$$

که در آن α ضریب معرفی شده در شکل (۴-ب) و n تعداد طبقات ساختمان‌ها می‌باشد. با فرض اینکه در یک سازه ساختمانی، تغییر مشخصات به طور ماکزیمم در هر ۲۰ طبقه اتفاق می‌افتد، رابطه فوق تا $n=20$ استخراج شده است. از رابطه (۳۶) در مثال ارائه شده استفاده خواهد شد.

هدف اصلی مثالی که در ادامه می‌آید، بررسی روند تاثیر بار محوری قائم بر فرکانس‌های طبیعی قاب سه بعدی متقارن با افزایش تعداد طبقات و همچنین با بالا رفتن شماره فرکانس‌های طبیعی می‌باشد. پلان قاب سه بعدی متقارن مورد نظر در شکل ۵ نشان داده شده است. این قاب از دو سری قاب‌های مسطح عمود بر هم تشکیل شده است. ارتفاع هر طبقه از قاب برابر با ۳ متر می‌باشد. مشخصات اعضای قاب در جدول ۱ در دو گروه آورده شده است. در جدول ۲ مشخص شده که برای هر ساختمان با تعداد طبقات مختلف از کدام گروه از مشخصات جدول ۱ استفاده شده است. همچنان که از جدول هم مشاهده می‌شود، در این مثال به ازای تعداد طبقات ۵، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰، مشخصات سازه در ارتفاع تغییر نمی‌کند. در جدول ۳ صلبیت‌های برشی موثر و صلبیت پیشگی مدل‌های جایگزین قاب سه بعدی به ازای هر یک از گروه مشخصات آورده شده است.



شکل ۵: پلان قاب سه بعدی متقارن.

جدول ۱: گروه‌های مشخصات اعضای قاب شکل ۵

نام گروه مشخصات	مشخصات	ستون‌ها (شماره ستون‌ها در شکل ۵ تعریف شده‌اند)				ممان اینرسی تیرها (m^4)
		۲۰، ۱۶، ۵، ۱	۱۹، ۱۸، ۱۷، ۴، ۳، ۲	۱۰، ۱۵، ۱۱، ۶	۱۴، ۱۳، ۱۲، ۹، ۸، ۷	
	$A(m^2)$	۰,۲۵	۰,۳۰	۰,۳۰	۰,۳۵	
۱	$I_y(m^4)$	۰,۰۰۵	۰,۰۱	۰,۰۰۵	۰,۰۱	۰,۰۰۵
	$I_x(m^4)$	۰,۰۰۵	۰,۰۰۵	۰,۰۱	۰,۰۱	
	$A(m^2)$	۰,۵۰	۰,۶۰	۰,۶۰	۰,۷۰	
۲	$I_y(m^4)$	۰,۰۲	۰,۰۴	۰,۰۲	۰,۰۴	۰,۰۰۵
	$I_x(m^4)$	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۴	۰,۰۴	

جدول ۲: تعیین گروه مشخصات مورد استفاده برای سازه‌های قابی با تعداد طبقات مختلف

تعداد طبقات	کفها	گروه مشخصات
۵	۱-۵	۱
۷	۱-۷	۱
۱۰	۱-۱۰	۱
۱۵	۱-۱۵	۲
۲۰	۱-۲۰	۲

جدول ۳: مشخصات مدل‌های جایگزین سازه قابی به ازای گروه مشخصات مختلف

	گروه ۱	گروه ۲
$GA_x(N)$	$۴۷۴,۰۷۴ \times ۱۰^۶$	$۵۱۷,۱۷۲ \times ۱۰^۶$
$GA_y(N)$	$۴۴۴,۴۴۵ \times ۱۰^۶$	$۴۸۴,۸۴۸۵ \times ۱۰^۶$
$GJ(N.m^2)$	$۲۱۳۳۳۳,۴۸ \times ۱۰^۶$	$۲۳۲۷۲۷,۳۲۸ \times ۱۰^۶$

فرض شده که جرم گسترده در هر تراز کف برابر با $۳۶۰ kg/m^2$ می‌باشد. از آنجا که سازه قابی متقارن است، لذا مرکز جرم و مرکز صلیبیت برشی بر هم منطبق می‌باشند.

$$m = (۳۶۰ \times ۴۸ \times ۳۶) / ۳ = ۲۰۷۳۶۰ kg/m \quad , \quad r_m^2 = (۳۶^2 + ۴۸^2) / ۱۲ = ۳۰۰ m^2$$

بار محوری متمرکز در هر طبقه از قاب (Q) با توجه به جرم توزیع شده در هر تراز کف تعیین می‌شود.

$$Q = (۳۶۰ \times ۴۸ \times ۳۶) \times ۹,۸۱ = ۶۱۰۲۶۰۴,۸ N$$

سه فرکانس طبیعی اول هر یک از قاب‌های با تعداد طبقات مختلف با و بدون در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم محاسبه شده و در جدول ۴ آمده است. برای حالت بدون بار محوری فرکانس‌های طبیعی یک بار با روابط ارائه شده در پایان نامه [۲۰] Ng و بار دیگر با روابط ارائه شده در این تحقیق (با فرض $P=0$) محاسبه شده و مشاهده شد که نتایج منطبق بر هم هستند. برای محاسبه فرکانس‌های طبیعی (با در نظر گرفتن اثر بار محوری)، قاب‌های ۵، ۷، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه که در آنها مشخصات در امتداد ارتفاع ثابت است، از

فرمول‌های صریح بخش‌های (۲) و (۳) استفاده شده است. اختلاف دو حالت با و بدون بار محوری قائم در ستون پنجم از جدول ۴ آمده است.

با توجه به نتایج بدست آمده مشاهده می‌شود که به ازای هر تعداد طبقه از سازه‌های قابی متقارن، با افزایش میزان فرکانس طبیعی، اختلاف مابین فرکانس طبیعی با و بدون در نظر گرفتن اثر بار محوری قائم کاسته می‌شود. همچنین به ازای هر یک از سه فرکانس طبیعی اول با افزایش تعداد طبقات از ۵ تا ۲۰، درصد خطای ناشی از نادیده گرفتن اثر بار محوری افزوده می‌شود.

جدول ۴: فرکانس‌های طبیعی سازه قابی متقارن شکل ۵ با تعداد طبقات مختلف، با و بدون اثر بار محوری

فرکانس‌های طبیعی (Hz)				
شماره فرکانس	P=0		P=۳,۹۸۵ Q	Diff %
	تحقیق حاضر	[۲۰]		
قاب ۵ طبقه				
۱	۰,۷۷۱۶	۰,۷۷۱۶	۰,۷۵۰۲	-۲,۸۵۳
۲	۰,۷۹۶۹	۰,۷۹۶۹	۰,۷۷۶۲	-۲,۶۶۷
۳	۰,۹۷۶	۰,۹۷۶	۰,۹۵۹۲	-۱,۷۵۱
فرکانس‌های طبیعی (Hz)				
شماره فرکانس	P=0		P=۵,۴۰۵ Q	Diff %
	تحقیق حاضر	[۲۰]		
قاب ۷ طبقه				
۱	۰,۵۵۱۲	۰,۵۵۱۲	۰,۵۳۰۵	-۳,۹۴۱
۲	۰,۵۶۹۲	۰,۵۶۹۱	۰,۵۴۹۱	-۳,۶۶۱
۳	۰,۶۹۷۲	۰,۶۹۷۱	۰,۶۸۰۸	-۲,۴۰۹
فرکانس‌های طبیعی (Hz)				
شماره فرکانس	P=0		P=۷,۵۳۵ Q	Diff %
	تحقیق حاضر	[۲۰]		
قاب ۱۰ طبقه				
۱	۰,۳۸۵۸	۰,۳۸۵۸	۰,۳۶۵۳	-۵,۶۱۲
۲	۰,۳۹۸۵	۰,۳۹۸۴	۰,۳۷۸۶	-۵,۲۵۶
۳	۰,۴۸۸	۰,۴۸۷۸	۰,۴۷۲	-۳,۳۸۹
فرکانس‌های طبیعی (Hz)				
شماره فرکانس	P=0		P=۱۱,۰۸۵ Q	Diff %
	تحقیق حاضر	[۲۰]		
قاب ۱۵ طبقه				
۱	۰,۲۶۸۷	۰,۲۶۸۷	۰,۲۴۹۲	-۷,۲۵۷
۲	۰,۲۷۷۵	۰,۲۷۷۳	۰,۲۵۸۷	-۶,۷۷۵
۳	۰,۳۳۹۸	۰,۳۳۹۷	۰,۳۲۴۷	-۴,۴۴۴
فرکانس‌های طبیعی (Hz)				
شماره فرکانس	P=0		P=۱۴,۶۳۵ Q	Diff %
	تحقیق حاضر	[۲۰]		
قاب ۲۰ طبقه				
۱	۰,۲۰۱۵	۰,۲۰۱۴	۰,۱۸۲	-۱۰,۷۱۴
۲	۰,۲۰۸۱	۰,۲۰۷۹	۰,۱۸۹۳	-۹,۹۳۱
۳	۰,۲۵۴۹	۰,۲۵۴۶	۰,۲۳۹۷	-۶,۳۴۱

۵- نتیجه گیری

با توجه به اینکه بار محوری از پارامترهای موثر بر رفتار دینامیکی سازه‌های ساختمانی می‌باشند، در این مقاله تاثیر پارامتر مذکور بر فرکانس‌های طبیعی سازه‌های قابی مسطح و سه‌بعدی متقارن با استفاده از روش سیستم پیوسته مورد بررسی قرار گرفت. به دلیل تقارن سازه‌های قابی مورد نظر، مودهای ارتعاشی انتقالی و پیچشی مستقل از هم در نظر گرفته شدند. فرکانس‌های طبیعی قابهای مسطح و سه بعدی از طریق جایگزین کردن قابهای هر امتداد با طره برشی متناظرشان و نوشتن معادلات دیفرانسیل تعادل انتقالی و پیچشی طره‌های مذکور استخراج شدند. روابط حاصله برای فرکانس‌های طبیعی با در نظر گرفتن اثر بار محوری روابط بسیار ساده و کاربردی هستند. در نهایت برای نشان دادن کاربرد روابط فوق، سه فرکانس طبیعی اول یک قاب سه بعدی متقارن با تعداد طبقات مختلف با و بدون در نظر گرفتن اثر بار محوری استخراج شد.

مراجع

- [1] Howson, W. P.; "Global analysis: Back to the future"; *The Structural Engineer* 84, No. 3 (2006) 18-21.
- [2] Smith, B. S. and Coull, A.; "Tall building structures: analysis and design"; *John Wiley & Sons, Inc., New York* (1991).
- [3] Bolton, A.; "Natural frequencies of structures for designers"; *The Structural Engineer* 56A, NO. 9 (1978) 245-253.
- [4] Roberts, E. H. and Wood, R. H.; "A simplified method for evaluation the natural frequencies and corresponding modal shapes of multistory frames"; *The structural Engineer* 59B, No. 1 (1981) 1-9.
- [5] Williams, F.W., Bond, M.D. and Fergusson, L.; "Accuracy of natural frequencies given by substitute sway frames with cladding"; *Proceedings of Institution of Civil Engineers*. (1983) 129-135.
- [6] Rosman, R.; "Stability and dynamics of shear wall frame structures"; *Building Science* 9, (1974) 55-63.
- [7] Rutenberg, A.; "Approximate natural frequencies for coupled shear walls"; *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 4, (1975) 95-100.
- [8] Kollar, L.P.; "Calculation of plane frames braced by shear walls for seismic load"; *Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae*. (1991) 187-209.
- [9] Delpak, R., Howson, W.P. and Richards, V.M.; "Comparison between measured and predicted natural frequencies of a full scale building"; *Proceedings of 5th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, Vilnius, Lithuania*. (1997) 161-166.
- [10] Smith, B.S. and Crowe, E.; "Estimating periods of vibration of tall buildings"; *Journal of Structural Engineering - ASCE* 112, No. 5 (1986) 1005-1019.
- [11] Rafezy, B. and Howson, W.P.; "Natural frequencies of plane sway frames: an overview of two simple models"; *Proceedings of ICCES 2003: International Conference on Computational and Experimental Engineering and Sciences. Corfu, Greece*. 1-6.
- [12] Kuang, J.S. and Ng, S.C.; "Coupled lateral-torsion vibration of asymmetric shear-wall structures"; *Thin-Walled Structures* 38, No. 2 (2000) 93-104.
- [13] Kuang, J.S. and Ng, S.C.; "Dynamic coupling of asymmetric shear wall structures: An analytical solution"; *International Journal of Solids and Structures* 38, No. 48-49 (2001) 8723-8733.
- [14] Ng, S.C. and Kuang, J.S.; "Triply coupled vibration of asymmetric wall-frame structures"; *Journal of Structural Engineering* 126, No. 9 (2000) 982-987.
- [15] Kuang, J.S. and Ng, S.C.; "Coupled vibration of tall building structures"; *Structural Design of Tall and Special Buildings* 13, No. 4 (2004) 291-303.
- [16] Zalka, K.A.; "A simplified method for calculation of the natural frequencies of wall-frame buildings"; *Engineering Structures* 23, No. 12 (2001) 1544-55.
- [17] Rafezy, B., Zare, A. and Howson, W. P.; "Coupled lateral-torsional frequencies of asymmetric, three-dimensional frame structures"; *International Journal of Solids and Structures* 44, (2007) 128-144.
- [18] Rafezy, B. and Howson, W. P.; "Vibration analysis of doubly asymmetric, three-dimensional structures comprising wall and frame assemblies with variable cross-section"; *Journal of Sound and Vibration* 318, No. 1-2 (2008) 247-266.
- [19] Rafezy, B. and Howson, W. P.; "Coupled lateral-torsional frequencies of asymmetric, three-dimensional structures comprising shear-wall and core assemblies with stepwise variable cross-section"; *Engineering Structures* 31, No. 8 (2009) 1903-1915.
- [20] Ng S.C.; "Coupled vibration of asymmetric structures in tall buildings"; *Ph.D Thesis*. (1999).