

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

**سلامت سنجی سازه‌ای پلهای راه آهن، مطالعه موردی پل باقرآباد ورامین**

**به منظور بررسی محدودیت‌های ناوگان ریلی**

الهام عسکری

استاد راهنما :

دکتر علی کیهانی

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۳

ب

دانشگاه شاهرود

دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد خانم الهام عسکری

تحت عنوان: سلامت سنجی سازه‌ای پل‌های راه آهن، مطالعه موردی پل باقرآباد ورامین به منظور بررسی محدودیت‌های ناوگان ریلی

در تاریخ ۹۳/۱۱/۲۸ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و با درجه عالی مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
			دکتر علی کیهانی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	دکتر سعید گلپان		دکتر وحیدرضا کلات جاری
			دکتر سید فضل الله ساغروانی

## نامه تعهد

اینجانب الهام عسکری دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده سلامت سنجی سازه‌ای پلهای راه آهن، مطالعه موردی پل باقرآباد ورامین به منظور بررسی محدودیت‌های ناوگان ریلی

تحت راهنمایی دکتر علی کیهانی به عنوان استاد راهنما متعهد میشوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود میباشد و مقالات مستخرج با نام “دانشگاه شاهرود” و یا “University of Shahrood” به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

## تاریخ:

## امضای دانشجو:

### مالکیت نتایج و حق و نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود میباشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمیشود.

تقدیم به پدرم

که همواره پتر محبتش بر سرم است، بزرگواری که الفبای زندگی را از او آموختم.

تقدیم به مادرم

بلندتکیه گاهم، که دامن پر مهرش یگانه پناهم است، مهربانی که عشق و رزیدن را از او آموختم.

تقدیم به خواهر عزیزم

بهترین دوستم که همواره در کنارم مشوقم در انجام پایان نامه ام بود و من اراده و پشتکار را از او  
آموختم.

## تقدیر و تشکر

به مصداق «من لم یشکر المخلوق لم یشکر الخالق» شایسته است از استاد فرهیخته و فرزانه‌ام جناب آقای دکتر علی کیهانی که در تمام مراحل پایان‌نامه‌ام راهنمای من بودند تقدیر و تشکر نمایم. همچنین از جناب آقای دکتر شروان عطایی<sup>۱</sup> که با راهنمایی‌های خود نقش مهمی در آشنایی عمیق با موضوع داشتند تشکر می‌کنم.

جای دارد از جناب آقای مهندس آبهمانیو کومار<sup>۲</sup> مهندس برجسته در زمینه مدلسازی با نرم‌افزار ABAQUS که با راهنمایی‌های خود من را در مدلسازی موفقم یاری کردند قدردانی می‌کنم. از خانم مهندس پرستو صاحب زمانی، مهندس ناظر پروژه من در اداره راه آهن، و تمامی کارکنان اداره راه آهن و شرکت زیمنس که صمیمانه من را در جهت تکمیل اطلاعات مورد نیازم یاری نمودند کمال تشکر و قدردانی را دارم.

و در پایان، خداوند متعال را شاکرم به خاطر عنایت قطره‌ای از بحر علم در راه نگارش این پایان‌نامه و تمامی دوستان ارزشمندی که در راستای نگارش آن در راه من قرارداد.

---

<sup>۱</sup>ریاست دانشکده راه آهن، دانشگاه علم و صنعت

<sup>۲</sup> Abhimanyu Kumar, The university of Akron, Akron, OH, USA

این پایان نامه مورد حمایت اداره " راه آهن جمهوری اسلامی ایران " قرار دارد.

## چکیده

امروزه با توسعه روزافزون صنعت حمل و نقل ریلی در جهان و همچنین کشور ما، راه‌اندازی قطار سریع‌السیر روزبه‌روز اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. به همین دلیل برنامه‌ریزی و سیاست‌های حمل و نقل در جهت آماده‌سازی بستری مناسب برای مهیا نمودن خطوط ریلی موجود در راستای نیل به این هدف می‌باشد. به این ترتیب باید وضعیت کنونی خطوط ریلی به دقت مورد بررسی و مطالعه قرار بگیرد تا نقاط ضعف آن شناسایی گردد. از جمله سازه‌های مهم و استراتژیک در خطوط ریلی، پل‌ها می‌باشند. پل‌ها چه از منظر تکنولوژی ساخت و چه از منظر هزینه‌های اجرایی، در جایگاه ویژه‌ای از اهمیت قرار می‌گیرند. به همین دلیل سلامت سنجی و مقاوم‌سازی پل‌های راه آهن از مهم‌ترین برنامه‌ها برای مهیا نمودن شبکه خطوط ریلی ایمن در بهره‌برداری از قطارهای سریع‌السیر می‌باشد.

هدف از این مطالعه ارائه دستورالعملی برای تعیین حداکثر سرعت مجاز قطارهای سریع‌السیر برای عبور از پل‌های راه آهن موجود می‌باشد. با توجه به عدم وجود آیین نامه و دستورالعملی مناسب به این منظور برای پل‌های راه آهن، و همچنین نیاز روزافزون کشور به توسعه و راه‌اندازی قطارهای سریع‌السیر، نیاز به داشتن چنین دستورالعملی احساس می‌شود. مطالعه حاضر دستورالعملی صریح و کاربردی به این منظور ارائه کرده که به طور کامل در فصل ۴ توضیح داده شده است.

بر اساس نتایج به دست آمده می‌توان گفت بسیاری از پل‌های راه آهن که زمان ساخت آن‌ها به ۵۰ تا ۷۰ سال پیش برمی‌گردد، تحت عبور قطارهای سریع‌السیر مقاومت کافی را از خود نشان می‌دهند. در این مطالعه عامل محدودکننده سرعت قطار عبوری، در مثال مورد بررسی، حداکثر شتاب وسط دهانه پل شناسایی شد. در این حالت اگرچه شتاب بیش از حد مجاز می‌شود و سازه دیگر کفایت خدمت دهی ندارد، اما پل همچنان بدون آسیب‌دیدگی باقی می‌ماند. در این حالت با استفاده از تمهیداتی مناسب می‌توان از طریق کنترل شتاب قائم وسط دهانه پل، سرعت حدی مجاز قطارها را افزایش داد.



کلمات کلیدی: سلامت سنجی سازه‌ای، مدل اجزا محدود، تحلیل دینامیکی خطی، قطار سریع‌السیر،  
پل خرپایی فولادی

## فهرست مقالات مستخرج

- ۱- عسکری ا.، کیهانی، ع.، کریم‌پور، ب.، (۱۳۹۲)، " بررسی تأثیر سرعت‌های بالای قطار در رفتار سازه‌ای پل خرپایی راه آهن باقرآباد ورامین"، هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، زاهدان، ایران
- ۲- عسکری ا.، کیهانی، ع.، (۱۳۹۳)، "مروری بر آیین نامه اروپا به منظور طراحی و کنترل پل‌های راه آهن تحت عبور قطار سریع‌السير"، اولین همایش ملی راه آهن سریع‌السير در ایران، تهران
- ۳- عسکری ا.، صاحب زمانی، پ.، (۱۳۹۳)، " تحلیل دینامیکی پل راه آهن به منظور بررسی محدودیت سرعت قطار عبوری (مطالعه موردی پل خرپایی راه آهن واقع در ورامین)"، اولین همایش ملی راه آهن سریع‌السير در ایران، ایران، تهران

## فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه	۱
۱-۱- مقدمه	۲
۲-۱- لزوم انجام تحقیق	۳
۳-۱- نوآوری و اهداف تحقیق	۳
۴-۱- فرضیات تحقیق	۴
۵-۱- ساختار فصول تحقیق	۴
فصل دوم: مروری بر کارهای انجام شده قبلی	۷
۱-۲- سلامت سنجی سازه‌ای	۸
۲-۲- کدها و آیین نامه‌های طراحی و بارگذاری پل راه آهن	۱۱
۱-۲-۲- آیین نامه ایران	۱۱
۲-۲-۲- آیین نامه اروپا	۱۲
۳-۲- انواع بارگذاری برای تحلیل دینامیکی پل	۱۳
۴-۲- تاریخچه مطالعات دینامیکی پلهای راه آهن	۱۴
۵-۲- مدلسازی وسیله نقلیه	۱۸
۶-۲- مدل تحلیلی پل	۲۲
۷-۲- پل راه آهن و وسیله نقلیه	۲۴
۸-۲- مطالعات میدانی	۲۵
۹-۲- تحلیل پل خرپایی پل پس از شکست یک عضو	۲۶
فصل سوم: مفاهیم و تئوریهای مورد کاربرد	۲۹
۱-۳- تحلیل دینامیکی	۳۰
۱-۱-۳- مفاهیم مهم در تحلیل دینامیکی	۳۰
۲-۱-۳- روشهای مختلف تحلیل دینامیکی [54]	۳۸
۱-۲-۱-۳- تحلیل دینامیکی خطی	۳۸
۲-۲-۱-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی	۳۹
۳-۱-۳- تحلیل دینامیکی پلهای راه آهن	۴۰
۲-۳- آیین نامه ایران	۴۴
۱-۲-۳- نشریه ۳۹۵: دستورالعمل طراحی پلهای فولادی [8]	۴۴
۲-۲-۳- نشریه ۱۳۹: آیین نامه بارگذاری پلها [7]	۵۱
۳-۳- آیین نامه اروپا [9]	۵۴
۱-۳-۳- بار قطار	۵۴
۳-۳-۳- تحلیل دینامیکی	۶۰
۴-۳-۳- پارامترهای دینامیکی پل	۶۳
۴-۳-۴- معیارهای ایمنی ترافیک	۶۴
۱-۴-۳- شتاب قائم عرشه	۶۴
۲-۴-۳- تغییر شکل قائم عرشه	۶۴
۳-۴-۳- معیار راحتی مسافر	۶۴

۶۵	انتخاب نرم افزار.....	۳-۵
۶۹	مروری بر نرم افزار ABAQUS.....	۳-۶
۶۹	معرفی محصولات ABAQUS.....	۳-۶-۱
۷۰	انواع تحلیل در ABAQUS.....	۳-۶-۲
۷۰	معرفی انواع المان های مورد استفاده در ABAQUS.....	۳-۶-۳
۷۷	فصل چهارم : دستورالعمل پیشنهادی و بررسی یک مثال.....	
۷۸	دستورالعمل پیشنهادی.....	۴-۱
۸۹	تعیین سرعت حد یک پل واقعی با استفاده از دستورالعمل پیشنهادی :.....	۴-۲
۱۰۸	فصل پنجم : نتیجه گیری.....	
۱۰۹	مقدمه.....	۵-۱
۱۰۹	نتیجه گیری.....	۵-۲
۱۱۲	پیشنهادات برای تحقیقات آتی در این زمینه.....	۵-۳
۱۱۴	ابعاد و مشخصات مقاطع پل خرابایی مورد بررسی.....	
۱۲۶	منابع.....	

## فهرست اشکال

۱۹	شکل (۱-۲) مدل بار متحرک
۲۰	شکل (۲-۲) مدل جرم متحرک
۲۱	شکل (۳-۲) جرم فنر بندی شده متحرک
۲۵	شکل (۴-۲) وسیله نقلیه ریلی به صورت سری
۳۲	شکل (۱-۳) حداکثر پاسخ دینامیکی $R_d$ در برابر ضریب میرایی $\omega/\omega_n$ [17]
۳۴	شکل (۲-۳) تیر ساده تحت بارهای متمرکز با فاصله یکنواخت [55]
۳۶	شکل (۳-۳) الگوی بار قطار با دو محور برابر [55]
۴۲	شکل (۴-۳) سختی دینامیکی B نسبت به طول دهانه L پل‌های خرپایی فولادی [12]
۴۳	شکل (۵-۳) اولین فرکانس طبیعی $f_1$ نسبت به طول دهانه L پل‌های خرپایی فولادی
۴۵	شکل (۶-۳) مهار بندی خرپاها [8]
۵۲	شکل (۷-۳) بارگذاری استاندارد [7]
۵۴	شکل (۸-۳) الگوی بار LM71 و مقادیر مربوط به آن برای بارهای قائم [9]
۵۵	شکل (۹-۳) الگوی بار SW/0 و SW/2 [9]
۵۶	شکل (۱۰-۳) خروج از مرکزیت بارهای قائم [9]
۵۸	شکل (۱۱-۳) فلوچارت تعیین نوع تحلیل (دینامیکی یا استاتیکی) [9]
۵۹	شکل (۱۲-۳) محدوده فرکانس طبیعی پل بر اساس طول دهانه [9]
۶۰	شکل (۱۳-۳) الگوی بار HSLM-A [9]
۶۱	شکل (۱۴-۳) الگوی بار HSLM-B [9]
۶۲	شکل (۱۵-۳) الگوی بار HSLM-B [9]
۸۰	شکل (۱-۴) یک بوژی ساخته شده توسط شرکت زیمنس
۸۰	شکل (۲-۴) آرایش واگن قطارهای پردیس [58]
۸۱	شکل (۳-۴) ترکیب چندگانه واگن‌های پردیس [58]
۸۴	شکل (۴-۴) مدل بار متحرک [55]
۸۴	شکل (۵-۴) مدل جرم متحرک [55]
۸۴	شکل (۶-۴) مدل جرم- فنر- دمپر متحرک [55]
۸۵	شکل (۷-۴) مدل سیستم قطار (a) مدل عمومی قطار، (b) مدل جرم-فنر-دمپر [55]
۸۶	شکل (۸-۴) طول دهانه پل، طول قطار و سرعت عبوری [55]
۹۱	شکل (۹-۴) نمایی از پل مورد بررسی
۹۲	شکل (۱۰-۴) نمایی از پل مورد بررسی
۹۲	شکل (۱۱-۴) نمایی از تکیه‌گاه غلتکی پل
۹۳	شکل (۱۲-۴) نمایی از تکیه‌گاه مفصلی پل
۹۴	شکل (۱۳-۴) مقاطع اعضای پل خرپایی و ابعاد آن بر حسب cm
۹۵	شکل (۱۴-۴) نمای جانبی خرپا بر حسب m
۹۵	شکل (۱۵-۴) نمای فوقانی خرپا بر حسب m
۹۵	شکل (۱۶-۴) نمای تحتانی خرپا بر حسب m
۹۵	شکل (۱۷-۴) نمای فوقانی خرپای زیر ریل بر حسب m

- شکل (۴-۱۸) : قطار پردیس با ۶ واگن ..... ۹۶
- شکل (۴-۱۹) نمایی از پل مدل شده در نرم افزار Abaqus ..... ۹۷
- شکل (۴-۲۰) شکل مود اول ارتعاش طبیعی پل ..... ۹۸
- شکل (۴-۲۱) اولین فرکانس طبیعی  $f_1$  نسبت به طول دهانه  $L$  پل‌های خرپایی فولاد ..... ۹۹
- شکل (۴-۲۲) سرعت قطار در برابر حداکثر خیز وسط دهانه ..... ۱۰۰
- شکل (۴-۲۳) موقعیت اعضای بحرانی در قاب اصلی خرپا ..... ۱۰۱
- شکل (۴-۲۴) حداکثر تنش اعضای خرپا در برابر سرعت قطار ..... ۱۰۲
- شکل (۴-۲۵) سرعت قطار در برابر حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل ..... ۱۰۳
- شکل (۴-۲۶) نمای جانبی خرپای سالم ..... ۱۰۴
- شکل (۴-۲۷) نمای جانبی خرپای با عضو بحرانی ۱ ..... ۱۰۵
- شکل (۴-۲۸) نمای جانبی خرپای با عضو بحرانی ۲ ..... ۱۰۶
- شکل (پ ۱-۱) ابعاد خرپا ..... ۱۱۵
- شکل (پ ۲-۱) ابعاد خرپا ..... ۱۱۵
- شکل (پ ۳-۱) ابعاد خرپا ..... ۱۱۵
- شکل (پ ۴-۱) ابعاد خرپا ..... ۱۱۵
- شکل (پ ۵-۱) ابعاد مقاطع ..... ۱۱۶
- شکل (پ ۶-۱) ستون‌های غیر منشوری در پل ..... ۱۱۷
- شکل شماره (پ ۷-۱) مقطع ستون‌ها ..... ۱۱۸
- شکل شماره (پ ۸-۱) پارامترهای سطح مقطع ..... ۱۱۹
- شکل (پ ۹-۱) نقشه آرماتورگذاری فونداسیون پل ورامین ..... ۱۲۴

## فهرست جداول

۳۵	جدول (۱-۳) سرعت‌های تشدید برای تیر ساده با طول دهانه‌های مختلف [56]
۴۲	جدول (۲-۳) سختی دینامیکی B طبق معادله (۱۱-۳) و رگرسیون خطی $B = a + bl$
۴۳	جدول (۳-۳) اولین فرکانس طبیعی پل‌های راه آهن، رگرسیون توانی $f_1 = al^b$
۵۰	جدول (۴-۳) ضریب $C_m$ در رابطه اندرکنشی [8]
۵۳	جدول (۵-۳) ضرایب اصلاح [7]
۵۵	جدول (۶-۳) مقادیر مشخصه برای الگوهای بارگذاری $SW/0$ و $SW/2$ [9]
۶۱	جدول (۷-۳) HSLM-A [9]
۶۲	جدول (۸-۳) کاربرد HSLM-A و HSLM-B [9]
۶۳	جدول (۹-۳) درصد میرایی سازه [9]
۶۵	جدول (۱۰-۳) سطوح راحتی مسافر و حدود شتاب قائم [6]
۷۹	جدول (1-۴) مشخصات مصالح
۸۱	جدول (۲-۴) :اطلاعات کامل ابعاد ترنست پردیس بر حسب mm [58]
۸۲	جدول (۳-۴) محاسبات وزن هر چرخ بر حسب ton [58]
۸۲	جدول (4-۴) اطلاعات سیستم تعلیق بوژی زیمنس [58]
۸۷	جدول (۵-۴) سرعت‌های پیشنهادی برای قطارهای سریع‌السیر در تحلیل
۹۸	جدول (۶-۴) زمان لازم برای عبور و تحلیل
۱۰۰	جدول (۷-۴) مقادیر مجاز پارامترهای کنترل صلاحیت باربری پل
۱۰۰	جدول (۸-۴) سرعت قطار در برابر حداکثر خیز وسط دهانه
۱۰۱	جدول (۹-۴) نیروی داخلی اعضای بحرانی در هر سرعت
۱۰۳	جدول (۱۱-۴) سرعت قطار در برابر حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل
۱۰۵	جدول (۱۲-۴) مقادیر نیروهای داخلی موجود در عضو بحرانی ۱
۱۰۷	جدول (۱۳-۴) مقادیر نیروهای موجود در عضو بحرانی ۲
۱۰۷	جدول (۱۴-۴) تنش حداکثر عضو بحرانی پل با حذف عضو بحرانی مرحله قبل
۱۲۱	جدول (پ ۱-۱) سطح مقطع المان منشوری معادل
۱۲۳	جدول (پ ۲-۱) سختی پیچشی ستون منشوری معادل





# فصل اول: مقدمه

می‌توان گفت اولین راه حمل و نقل سریع بشر راه آهن بوده است که قدمت آن بیشتر از جاده‌ها و اتومبیل می‌باشد. از تاریخ حرکت اولین قطار در نیمه اول قرن نوزدهم میلادی در انگلستان تا به امروز تغییرات بسیار زیادی چه در راهسازی و ابنیه راه و چه در قطارها ایجاد شده است و می‌توان این دوره را در دو دسته زمانی جای داد، دوره قطارهای با سرعت‌های پایین (حدود ۷۰ تا ۸۰ کیلومتر در ساعت) و دوره قطارهای سریع السیر (سرعت در حدود ۲۰۰ تا ۳۰۰ کیلومتر و بیشتر). این در حالی است که اغلب قطارهای جدید از پل‌های قدیمی که برای قطارهای با سرعت پایین طراحی شده‌اند عبور می‌کنند. شکاف بین این دو دوره پتانسیل بالای مطالعاتی را برای محققین علاقمند به سلامت سنجی سازه‌های پل‌های راه آهن، فراهم نمود.

فاجعه ریزش پل I-35W روی رودخانه می‌سی‌سی‌پی واقع در ایالت مینسوتای<sup>۱</sup> آمریکا در سال ۲۰۰۷ که منجر به خسارات جانی و مالی زیادی شد و بعد از آن شکست یک عضو از پل خرابایی کیسوغوا اوهاشی<sup>۲</sup> در ژاپن در اثر یک حادثه نقطه عطف مهمی در شروع سری جدید تحقیقات وسیع-تر دانشمندان در زمینه سلامت سنجی پل‌ها بود.<sup>۳</sup>

کنترل و بررسی سلامت پل‌ها، اعم از پل‌های در حال اجرا و پل‌های موجود در گستره‌ی علم مدیریت پل قرار می‌گیرد که از علوم جدید و البته مهمی می‌باشد که در کشورهای پیشرفته به دلیل وجود تعداد زیاد پل‌های قدیمی و صرفه اقتصادی در تعمیر و بازسازی آن‌ها بجای ساخت سازه‌های جدید، به آن بسیار توجه می‌شود. سلامت سنجی سازه‌های پل زیر مجموعه مدیریت پل محسوب می‌شود. بررسی کفایت خدمت دهی پل در برابر بارگذاری‌های جدید از جمله مواردی است که در مبحث سلامت سنجی سازه‌های پل به آن پرداخته می‌شود. یکی دیگر از زیرمجموعه‌های علم سلامت سنجی پل‌ها بررسی پل‌های خرابایی و پایداری سازه بعد از شکست یک عضو آن می‌باشد. اغلب مطالعات

<sup>1</sup> Minnesota

<sup>2</sup> Kisogowana Ohashi

انجام شده در این زمینه مربوط به پل‌های خرپایی بزرگراهی است، اما در مطالعه حاضر به بررسی این موضوع در پل‌های خرپایی راه آهن پرداخته شده است.

### ۱-۲- لزوم انجام تحقیق

کشور ما با جمعیت بالای خود نیازمند یک شبکه حمل و نقل ریلی ایمن و پر سرعت به منظور جابجایی مسافر است. راه‌اندازی قطار سریع‌السیر پروژه‌ای عظیم و پر اهمیت بوده و به عنوان یکی از ایمن‌ترین و موثرترین سیستم‌های حمل و نقل محسوب می‌گردد. بنابراین پیش از شروع احداث و بهره‌برداری، لازم است تا کلیه بسترهای آن در کشور مهیا شود. درصد زیادی از پل‌های شبکه ریلی ایران سنی بالغ بر ۵۰ سال دارند که بر اساس آیین‌نامه و الگوهای بار گذشته طراحی شده‌اند. امروزه با توجه به راه‌اندازی قطارهای سریع‌السیر و پر رنگ شدن اثرات دینامیکی بار، محاسبه ظرفیت نهایی، سلامت سنجی، بازدید فنی و تعمیر پل‌ها اهمیت ویژه‌ای پیدا نموده است.

شناخت صحیح رفتار دینامیکی پل برای پیش‌بینی واقعی پاسخ سازه در برابر بارهای جدید، از جمله قطارهای سریع‌السیر، ضروری است که باعث رسیدن به یک طراحی اقتصادی برای سازه‌های جدید یا شناسایی منطقی پل‌های در حال سرویس و تعمیر می‌شود.

### ۱-۳- نوآوری و اهداف تحقیق

در این تحقیق، هدف تعیین سرعت حدی مجاز قطارهای سریع‌السیر برای عبور از پل‌های خرپایی راه آهن می‌باشد. بدین منظور روش پیشنهادی روی یک پل واقعی مورد بررسی قرار گرفته است. در این روش سعی شده کلیه بندهای آئین‌نامه ایران در نظر گرفته شود و در صورت نیاز از آئین‌نامه اروپا استفاده شده است.

بعلاوه در این مطالعه به بررسی رفتار دینامیکی پل بعد از شکست عضو بحرانی پرداخته شده است. هدف بررسی کفایت باربری پل بعد از شکست در عضو یا اعضای بحرانی است.

با توجه به پیچیدگی سازه‌ای پل‌های خرپایی، فرآیند شکست عضو بحرانی و حمل بار در هر پل،

خود دارای الگویی جدید و متفاوت با سایر الگوهای سازه‌ای خرپا می‌باشد.

تا کنون تحقیقات انجام شده روی پل‌های خرپایی در این زمینه مربوط به پل‌های بزرگراهی و با اعمال بار استاتیکی بوده است. از جنبه‌های نوآوری مطالعه حاضر بررسی اثر بعد از شکست عضو روی سازه در پل‌های خرپایی راه آهن و تحت بار دینامیکی قطار سریع‌السیر می‌باشد. در مطالعه حاضر تحلیل سازه به صورت دینامیکی و تحت بارگذاری قطار واقعی انجام شده است.

#### ۴-۱- فرضیات تحقیق

- ۱) تنها اثرات قائم بارگذاری ناشی از وسیله نقلیه در نظر گرفته می‌شود.
- ۲) فرض می‌شود شکست در عضو یا اعضای بحرانی قبل از عبور قطار رخ داده است.

#### ۵-۱- ساختار فصول تحقیق

با توجه به نیاز هر کار تحقیقاتی به دسترسی مناسب به منابع تحقیقاتی و مطالعاتی موجود، جستجوی گسترده‌ای در جهت تهیه و جمع‌آوری منابع اطلاعاتی حاضر انجام گردید تا تحقیق به نحوی مطلوب انجام گیرد.

این پایان‌نامه در پنج فصل و به شرح ذیل تدوین شده است:

در فصل اول مقدمه و کلیاتی درباره روند تحقیق، بیان شده است.

در فصل دوم مفاهیم و تعاریف پایه مرتبط با موضوع تحقیق و مروری بر کارهای انجام شده قبلی ارائه شده و به طور خلاصه توضیح داده شده‌اند.

در فصل سوم معرفی روش‌ها و کارهای گذشته با جزئیات بیشتر، بررسی آیین‌نامه‌های رایج در این زمینه، انتخاب نرم افزار مناسب و توضیحاتی در مورد نرم افزار ABAQUS ارائه می‌شود.

در فصل چهارم روش پیشنهادی شامل پارامترهای کنترلی و تکنیک‌های مدلسازی ارائه و به بررسی آن‌ها قالب مطالعه موردی پل خرپایی راه آهن ورامین پرداخته می‌شود. صحت سنجی نتایج نرم افزار نیز با مقایسه نتایج آن با یک آزمایش میدانی انجام می‌شود؛ و در آخر نتایج خروجی‌های نرم

افزار ارائه و تحلیل می‌گردد.

فصل پنجم در این فصل با توجه به خروجی‌های نرم افزاری که در فصل چهارم ارائه شده نتیجه-

گیری می‌شود. در پایان پیشنهادهایی برای تحقیقات و مطالعات آتی در این زمینه ارائه می‌گردد.



## **فصل دوم: مروری بر کارهای انجام شده**

### **قبلی**

در این فصل نخست پیشینه علمی موضوع مورد مطالعه با استفاده از منابع گردآوری شده بررسی شده است. مطالعات زیادی در زمینه سلامت سنجی و مسائل دینامیکی بارهای متحرک، برای پل‌های مختلف و وسایل نقلیه گوناگون در شرایط مختلف وجود دارد که در ادامه به طور خلاصه به مهم‌ترین آن‌ها اشاره می‌شود.

## ۲-۱- سلامت سنجی سازه‌ای

علم مدیریت پل از علوم جدید و البته مهمی می‌باشد که در کشورهای پیشرفته به دلیل وجود تعداد زیاد پل‌های قدیمی و صرفه اقتصادی در تعمیر و بازسازی آن‌ها بجای ساخت سازه‌های جدید، بسیار مورد توجه قرار گرفته است. سیستم مدیریت پل یا BMS<sup>۱</sup> ابزاری برای مدیریت پل در طول طراحی، ساخت و بهره‌برداری و نگهداری از پل است. سلامت سنجی سازه‌ای پل زیرمجموعه مدیریت پل محسوب می‌شود. هدف از سلامت سنجی سازه‌ای شناسایی خرابی، ارزیابی وضعیت موجود و تخمین عمر باقی‌مانده سازه‌ها به منظور تصمیم‌گیری و ارائه راهکارهای مناسب در تعمیر و نگهداری آن برای حفظ ایمنی سازه است. بررسی کفایت خدمت دهی پل در برابر بارگذاری‌های جدید از جمله مواردی است که در مبحث سلامت سنجی سازه‌ای پل به آن پرداخته می‌شود. هلموت ونزل<sup>۲</sup> کتابی با عنوان «سلامت سنجی پل‌ها» ارائه کرد. او در این کتاب در ابتدا به معرفی علم مدیریت پل و سلامت سنجی سازه‌ای که یکی از زیرشاخه‌های آن است، می‌پردازد. سپس روش‌ها و تکنیک‌های رتبه دهی و ارزیابی پل را مرور می‌کند. همچنین به بررسی روش‌های کشف خرابی در پل می‌پردازد. سپس روش تخمین طول عمر باقی‌مانده سازه پل از طریق ارزیابی آن را معرفی می‌کند. در ادامه روش‌های مختلف سلامت سنجی سازه‌ای (SHM)<sup>۳</sup> را بیان می‌کند. او در این کتاب چندین مطالعه موردی در باب سلامت سنجی از سراسر دنیا که مربوط به پل‌های معروف می‌باشد، با جزییات بیان می‌کند. [1]

شروان عطایی (۱۳۸۰) در یک مقاله مبانی روش‌های شناسایی سازه‌های پل مورد بررسی قرار

<sup>1</sup> Bridge Management System

<sup>2</sup> Helmut Wenzel

<sup>3</sup> Structural Health Monitoring



می‌دهد و نحوه معتبرسازی یک پل راه آهن واقعی (پل قوسی - بتنی اکبرآباد) را به عنوان مثال بررسی می‌کند. او از مدل معتبر سازی شده پل برای تعیین ظرفیت باربری حال حاضر، تشخیص معایب احتمالی و ارزیابی ایمنی آن در شرایط بهره‌برداری استفاده می‌کند که در این مقاله فقط ظرفیت باربری مجاز پل محاسبه شده است. در نهایت نتایج تحقیق او نشان داد که سیستم سازه‌ای پل بتنی اکبرآباد دارای ظرفیت باربری بالایی بوده و سیستم باربری آن به عنوان یک سیستم قابل اعتماد شناخته می‌شود. [2]

شروان عطایی (۱۳۸۶) در پایان نامه خود به سلامت سنجی یک پل خرپایی واقعی راه آهن واقع در نکا می‌پردازد. او از طریق آزمایش میدانی و ثبت پاسخ سازه، مدلسازی اجزاء محدود خود را معتبرسازی می‌کند؛ و با استفاده از مدل معتبر شده به ارزیابی سازه تحت بارهای آیین نامه‌ای می‌پردازد. آزمایش بارگذاری در سرعت‌های 5km/h و 20km/h و 45km/h انجام گردید. طبق نتایج ارائه شده از این آزمایش‌ها، حداکثر خیز وسط دهانه پل در سرعت‌های مختلف تفاوت اندکی با یکدیگر داشته‌اند اما روند تغییرات آن به این صورت بوده که با افزایش سرعت، کاهش خیز حداکثر داشته است.

او همچنین به بررسی نحوه شناسایی رفتار سازه با استفاده از سیگنال‌های خروجی به دست آمده از سنسورهایی که بر روی پل راه آهن نصب شده بود، پرداخت. یکی از آزمایش‌های مهم که اطلاعات ذی‌قیمتی از سازه در اختیار مهندسين قرار می‌دهد، آزمایش دینامیکی می‌باشد. در این آزمایش یک نیروی دینامیکی به سازه وارد می‌شود و با استفاده از سنسورها، پاسخ ارتعاشی سازه اندازه‌گیری می‌شود. مسئله مهم بعد از آزمایش، تفسیر سیگنال‌های اندازه‌گیری است که مستلزم دانش فنی خاص خود است. او در این مقاله به بررسی عملکرد سنسورها، تفسیر زبان ارتعاشات به دست آمده از سنسورها و نحوه بکارگیری این اطلاعات می‌پردازد. [3]

دایگو سایدام<sup>۱</sup> (۲۰۱۱) در مقاله خود به این نتیجه می‌رسد که قابلیت سازه برای سالم ماندن در

---

<sup>1</sup>Daygo Saydam

برابر یک حادثه بزرگ، بدون شکست آن، با گذشت زمان کاهش می‌یابد و وابسته به پروسه زوال و نابودی سازه می‌شود که آن نیز به عمر سازه وابسته می‌باشد. این مقاله یک چارچوب کلی برای پیش-بینی زمان عمر آسیب‌پذیری، نامعینی و مقاومت مطلوب سازه ارائه کرده است. در واقع او عوامل مؤثر بر کاهش سطح خدمت دهی سازه با گذشت زمان را به صورت پارامتریک و بر اساس شاخص‌های فرسایش و افزایش بار زنده، معرفی کرد. [4]

زوجین سانگ<sup>۱</sup> (۲۰۱۱) در مقاله خود روشی سریع برای کشف خرابی در پل‌های راه آهن با استفاده از روش تحلیل دینامیکی، ارائه کرده است. او دو پارامتر را در مقاله خود معرفی می‌کند شاخص تعیین محل خرابی  $DI^2$ ، که همان انرژی جابجایی در محل خرابی است و بر اساس جابجایی به روش سری زمانی به دست آمده است، و شاخص وسعت خرابی  $DE^3$ . به طور کلی روش‌های کشف خرابی دو دسته جای می‌گیرند: (۱) روش‌هایی بر اساس داده‌های آزمایش دینامیکی و (۲) روش‌هایی بر اساس داده‌های آزمایش استاتیکی که روش‌های دینامیکی به دلیل دقت بیشتر مورد استقبال بیش-تری قرار گرفته‌اند. در روش دینامیکی از پارامترهای دینامیکی زیر برای کشف محل خرابی و وسعت آن استفاده می‌شود: فرکانس‌های طبیعی سازه، شکل مودها، میرایی مودال، منحنی تغییر شکل مودها و انرژی کرنشی مودال [5].

یوشیاکی اوکای<sup>۴</sup> (۲۰۱۰) با استفاده از مدلسازی پل راه آهن در یک نرم افزار اجزا محدود، به محاسبه ظرفیت باربرداری آن بعد از شکست یک عضو، می‌پردازد. او ۱۶ حالت برای حذف عضو در نظر می‌گیرد و در هر تحلیل فقط یک عضو را حذف می‌کند و در پایان با مقایسه نتایج دو روش تحلیل خطی و غیرخطی، به دقت کافی روش تحلیل خطی در محاسبه ظرفیت باربرداری پل آسیب دیده اشاره می‌کند. او از جنبه‌های تکنیکی مختلف شکست در یک عضو را بررسی می‌کند. این جنبه-ها عبارت‌اند از: تخمین خرابی سازه با استفاده از شاخص خرابی، رتبه دهی بارگذاری، تغییرات انرژی

---

<sup>1</sup> Zhujin song

<sup>2</sup> Damage Index

<sup>3</sup> Damage Extension

<sup>4</sup> Yoshaki Okui

کرنشی، آنالیز مودال و ایمنی سازه بر اساس اصول ساده تئوری قابلیت اعتماد. یوشیاکی نشان داد که توزیع دوباره تنش‌ها بعد از شکست در عضو، در اعضای اصلی، بجز در اعضای نزدیک به عضو حذف شده، تغییر قابل توجهی نمی‌کند. [۶]

## ۲-۲- کدها و آیین نامه‌های طراحی و بارگذاری پل راه آهن

### ۲-۲-۱- آیین نامه ایران

نشریه ۱۳۹ با عنوان «آیین نامه بارگذاری پل‌ها» در دو بخش کلی بارگذاری پل‌ها جاده‌ای و بارگذاری پل‌های راه آهن تنظیم شده است. در بخش دوم، بارگذاری پل‌های راه آهن به معرفی بارهای دائمی، انواع بارهای بهره برداری، ضریب دینامیکی (ضربه)، اثر باد و غوطه وری، آثار دما و تغییرات آن و اثر زمین لرزه می‌پردازد. همچنین در بخش ۷،۷ این آیین نامه معیار و نحوه ارزیابی تغییر شکل‌های پل راه آهن بیان شده است. [۷] در این آیین نامه هیچ اشاره‌ای به بارگذاری مربوط به قطارهای سریع‌السیر نشده است.

نشریه ۳۹۵ با عنوان «دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی» باهدف تناسب و ارتباط موزون میان ضوابط بارگذاری و طراحی داخلی تدوین شد. در این مجموعه از آخرین اطلاعات آشتو در زمینه طراحی پل‌های فولادی به روش تنش مجاز و نیز مبحث شماره ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران، استفاده گردیده است. آیین نامه آشتو در چاپ‌های اخیر، طراحی سازه‌های فولادی در حالات حدی (ضرایب بار و مقاومت) را مورد توجه قرار داده است که موضوع دستورالعمل موازی با این نشریه می‌باشد. این نشریه در ۱۸ فصل و با موضوعات زیر ارائه شده است:

- ۱- مصالح، ۲- محدودیت‌های لاغری، ۳- اعضای کششی، ۴- اعضای خمشی (تیرها و تیر ورق‌ها)،
- ۵- تیرهای مختلط، ۶- تیرهای جعبه‌ای، ۷- اعضای فشاری، ۸- ترکیب تنش‌ها، ۹- وسایل اتصال،
- ۱۰- اتصالات و وصله‌ها، ۱۱- تنش‌های مجاز خستگی، ۱۲- خرپاها، ۱۳- تیرورق‌های قوسی با ورق جان یکپارچه، ۱۴- تیرهای خمیده، ۱۵- مسائل ویژه در طرح و محاسبه، ۱۶- ساخت، نصب و کنترل

نوع کار، ۱۷- بالشتک‌های الاستومتری، ۱۸- رنگ آمیزی و گالوانیزه کردن قسمت‌های فلزی. [8]

## ۲-۲-۲- آیین نامه اروپا

بخش دوم آیین نامه اروپا [9] با عنوان عملکرد سازه‌ها<sup>۱</sup>، به بارگذاری پل‌ها پرداخته شده است. در این بخش از آیین نامه اروپا، اصول بارگذاری و طراحی انواع پل شامل پل راه، پل گذرگاه عابر پیاده و در فصل ۶ به پل‌های راه آهن می‌پردازد. در بخش ۶،۴ این فصل، آثار دینامیکی در تحلیل دینامیکی پل‌ها، از جمله پدیده تشدید، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این آیین نامه فلوچارتی ارائه شده که تعیین کننده نیاز یا عدم نیاز سازه به تحلیل دینامیکی می‌باشد که این فلوچارت در فصول آتی آورده شده است. طبق آیین نامه اروپا عوامل اصلی که بر رفتار دینامیکی پل تأثیر می‌گذارند عبارت‌اند از:

- ۱) سرعت ترافیک عبوری
- ۲) طول دهانه پل و طول اعضا
- ۳) جرم سازه
- ۴) فرکانس طبیعی سازه و شکل مودهای اصلی پل
- ۵) تعداد محورهای بارگذرای، بار هر محور و فاصله محورها از یکدیگر
- ۶) میرایی سازه
- ۷) نامنظمی‌های عمودی مسیر حرکت قطار روی پل
- ۸) جرم با فنر/ بدون فنر و سیستم تعلیق وسیله نقلیه
- ۹) الگوی تکیه‌گاه‌های موجود در طول دال عرشه
- ۱۰) معایب وسیله نقلیه
- ۱۱) خصوصیات دینامیکی مسیر (از جمله: ضخامت لایه بالاست، تراورس‌ها و ...)

در این آیین نامه قید می‌شود که به منظور طراحی پل، تحلیل دینامیکی پل‌ها باید با استفاده از مشخصات بارگذاری قطار واقعی و همچنین یکی از دو مدل A و B از HSLM انجام شود. تحلیل دینامیکی برای سرعت‌های بزرگ‌تر از ۲۰۰ km/h استفاده می‌شود.

---

<sup>1</sup> Traffic loads on bridges

### ۳-۲- انواع بارگذاری برای تحلیل دینامیکی پل

در تخمین پل‌های قدیمی و یا طراحی پل‌های جدید دو رویکرد برای محاسبه‌ی ظرفیت واقعی آن‌ها وجود دارد؛ روش اول استفاده از قطار طراحی طبق آنچه در آئین نامه معرفی شده است می‌باشد و استفاده از ضریب  $DAF^1$  برای منظور نمودن اثر دینامیکی بارگذاری که با فرمولی ساده قابل محاسبه می‌باشد. رویکرد دوم انجام یک آنالیز دقیق سازه از طریق مدل‌سازی حرکت واقعی قطار و به دست آوردن جواب حقیقی دینامیکی سازه می‌باشد. روش اول بسیار محافظه کارانه بوده و برای بار قطار سریع‌السیر مناسب نمی‌باشد. امروزه روش دوم چون به واقعیت نزدیک‌تر است و همچنین از نظر اقتصادی به صرفه‌تر می‌باشد، محققین و مدیران اجرایی از آن استقبال می‌کنند<sup>۲</sup>. در سال‌های اخیر تلاش‌های زیادی توسط دانشمندان برای مدل‌سازی دقیق و نزدیک به واقعیت بار قطار و برهم‌کنش قطار و پل شده است و نتایج بسیار خوبی نیز حاصل گردیده است. [۱۰]

باک نال (۲۰۰۳) که در قالب تز دکتری تنظیم شده است در رابطه با نیازمندی‌های جدید آیین نامه اروپا برای طراحی پل‌های راه آهن سریع‌السیر تحقیقی ارائه کرده است. آخرین پیشرفت‌ها در زمینه مطالعات رفتار دینامیکی پل‌های خطوط سریع‌السیر راه آهن در ویرایش چهارم آیین نامه اروپا آورده شده است. این تز الزامات کنترل‌های طراحی، حدود قابل قبول، الزامات طراحی سازه‌ای برای مشخصات سازه که در طراحی به دست می‌آیند و تغییرات ویژه و مهم آیین نامه را بیان کرده است. بر اساس این مطالعات دال عرشه پل‌های راه آهن را از نظر میرایی سازه می‌توان به چهار دسته تقسیم کرد. تحقیقات این‌طور نشان می‌دهند که بین طول دهانه و میرایی سازه ارتباطی وجود دارد، به این صورت که ضرایب میرایی بزرگ‌تر مربوط به پل با افزایش طول دهانه کوچک‌تر می‌شود. کنترل شتاب دال عرشه پل به منظور پیشگیری ریسک ناپایداری بالاست و کاهش نیروی بین قطار- پل ضروری می‌باشد. در نهایت حداکثر شتاب قائم مجاز پل  $0.35g$  در آیین نامه اروپا تعیین شده است. [۱۱]

---

<sup>1</sup> dynamic amplification factor

نمود منبعی مناسب برای ارزیابی دینامیکی پل‌ها در آیین نامه‌های مختلف، چه داخلی و چه خارجی، باعث شد تا از معیار کنترل حداکثر جابه‌جایی وسط دهانه پل و مقایسه آن با حداکثر جابه‌جایی مجاز وسط دهانه در اثر بار زنده که در آیین نامه موجود است، به عنوان ملاک ارزیابی تحلیل دینامیکی سازه استفاده کنیم. تجربه ثابت کرده که سایر ملاک‌های بکار رفته در طراحی پل خطوط سریع‌السیر در آیین نامه‌ها، در ارزیابی سازه‌های موجود نیز اغنا می‌شوند که در این مطالعه به بررسی آنها نیز پرداخته می‌شود.

## ۲-۴- تاریخچه مطالعات دینامیکی پل‌های راه آهن

در هنگام ساخت اولین خط راه آهن در انگلستان، دو ایده متفاوت در باب تحلیل دینامیکی پل راه آهن تحت عبور قطار وجود داشت. گروه اول بر این باور بودند که هنگام عبور لکوموتیو، در طول پل ضربه‌ای را تولید خواهد کرد، در حالیکه گروه دوم گمان می‌کردند که سازه فرصت کافی برای تغییر شکل نخواهد داشت. [12]

به همین دلیل در همان دوره اول آزمایش‌هایی توسط ویلیس و مطالعات تئوریکی توسط آستوکس صورت گرفت. این مطالعات نشان دادند که اثر واقعی حرکت یک لکوموتیو بر روی پل در بین این دو ایده فوق‌تر قرار دارد. از آن زمان دینامیک پل‌های راه آهن توجه محققین زیادی را در کشورهای توسعه یافته به خود جلب کرد [13] [14].

به علت الگوی خاص بار چرخ‌ها در قطار، یک قطار در حال حرکت دو فرکانس ارتعاشی خاص خود را ایجاد می‌کند، یک فرکانس در اثر سرعت حرکت قطار و دیگری به علت الگوی خاص چرخ‌های قطار ایجاد می‌شود. اگر هر یک از این دو فرکانس با فرکانس ارتعاشی اصلی پل منطبق و یا به هم نزدیک شوند، پدیده تشدید رخ می‌دهد.

تحقیق در مورد پاسخ دینامیکی پل به حرکت وسیله نقلیه به اواسط قرن ۱۹ میلادی بر می‌گردد.

ویلیس<sup>۱</sup> و استوکس<sup>۲</sup> در سال ۱۸۴۹ به مطالعه علت شکست پل چاستر<sup>۳</sup> انگلیس در سال ۱۸۴۷ که اولین شکست پل راه آهن در تاریخ است، پرداختند. در این مطالعات اولیه اثر اینرسی تیر در نظر گرفته نشد و وسیله نقلیه به عنوان جرم متمرکز متحرک با سرعت یکنواخت مدلسازی شد. [۱۴]

[۱۳] اگرچه برای این مسئله با این شرایط پاسخ دقیق سازه قابل محاسبه است، اما از صحت و دقت پاسخ آن به دلیل در نظر نگرفتن اثر اینرسی تیر کاسته می‌شود.

طی دو دهه اخیر حجم تحقیقات مربوط به ارتعاش پل‌ها تحت عبور قطارهای سریع‌السیر با سرعت زیادی افزایش یافته، یکی از دلایل علاقه محققین برای مطالعه در این زمینه، موفقیت بهره‌برداری قطارهای سریع‌السیر در ژاپن و برخی کشورهای اروپایی است.

در سال‌های قبل از ۱۹۴۰، زمانی که هنوز محاسبات دستی در شرکت‌های طراحی نقش اصلی را داشت، یعنی قبل از توسعه کاربرد کامپیوترهای دیجیتال در مهندسی، مطالعات دینامیکی پل بیشتر وابسته به رشد روش‌های تحلیل و تقریبی برای یک سری مسائل ساده و پایه‌ای بود. محققینی که در این دوره نقش عمده‌ای داشتند عبارت‌اند از: تیموشینکو<sup>۴</sup> (۱۹۲۲)، جف کات<sup>۵</sup> (۱۹۲۹)، لوان<sup>۶</sup> (۱۹۳۵). کار انجام شده توسط انگلیس<sup>۷</sup> (۱۹۳۴) اولین مطالعه دینامیکی کلی پل‌های راه آهن بود که بستری مناسب برای رشد مطالعات بعدی در این زمینه فراهم نمود. [12]

با توسعه کاربرد کامپیوتر در علوم مهندسی، محققین توانستند مدل‌هایی واقعی‌تر از پل‌ها و وسایل نقلیه ایجاد کنند و به نتایج دقیق‌تری برسند. قسمتی از مطالعات انجام شده توسط تیموشینکو و یانگ<sup>۸</sup> (۱۹۵۵) و بیگس<sup>۹</sup> (۱۹۶۴) در زمینه دینامیک سازه‌ها، مربوط به مسائل بار متحرک می‌باشد

---

<sup>1</sup> Willis

<sup>2</sup> Stokes

<sup>3</sup> Chaster

<sup>4</sup> Timoshenko

<sup>5</sup> Jeffcott

<sup>6</sup> Lowan

<sup>7</sup> Inglis

<sup>8</sup> Timoshenko & Young

<sup>9</sup> Biggs

[15]. مطالعات دیگری که می‌توان به آن اشاره نمود توسط فری با<sup>۱</sup> (۱۹۷۲) با عنوان «تحلیل ارتعاشی سازه‌ها تحت بار متحرک» نوشته شده که منبع بسیاری از مطالعات در باب تحلیل دینامیکی در اثر عبور بار متحرک می‌باشد. این کتاب به بررسی انواع مسائل مربوط به بار متحرک بر روی یک تیر ساده می‌پردازد. مسائل یک بعدی و دو بعدی را با شرایط مختلف طرح کرده و با روش مشتقات جزئی آن‌ها را حل می‌کند. او انواع سیستم متحرک با شرایط مختلف شامل سیستم‌های بار متحرک، جرم متحرک و جرم-فنر-دمپر متحرک با انواع شرایط تکیه‌گاهی تیر، انواع حالت تیر با جرم و تیر بدون جرم، درجات آزادی مختلف سیستم بار متحرک، مقاطع مختلف تیر شامل تیرهای منشوری، غیر منشوری و تیرهای منحنی، بررسی تنش‌ها در تیر در شرایط مختلف قید شده را مطرح و به بررسی نحوه تحلیل آن‌ها در کتاب خود پرداخته است [۱۶]. همچنین می‌توان به مطالعات داک پاتی و گری<sup>۲</sup> (۱۹۸۴) اشاره نمود. کتاب دیگر در این زمینه با عنوان «ارتعاش پل‌های راه آهن» توسط فری با (۱۹۹۶) موجود است. او در این کتاب خلاصه‌ای از آثار دینامیکی در پل‌های راه آهن را ارائه کرده است. توجه اصلی آن به بار ترافیک و پاسخ پل راه آهن به آن بود. پارامترهای دینامیکی اصلی پل‌های راه آهن و تأثیر مهم‌ترین پارامترها مانند سرعت قطار و نامنظمی‌های مسیر توضیح داده شده‌اند. علاوه بر آثار بار در امتداد قائم، به آثار افقی در طول و در عرض پل توجه شده است. اثر باد و زلزله در آن بررسی نشده است. هدف اصلی او زمینه سازی مطالعاتی مناسب از رفتار دینامیکی پل راه آهن، ارائه داده‌های تجربی فراوان و توضیح روش‌های امتحان شده موفق برای حل مسائل دینامیکی مربوطه است [12].

لنا بجورکلاند<sup>۳</sup> (۲۰۰۴) در قالب تز دکتری به تحلیل دینامیکی یک پل راه آهن تحت عبور قطار سریع‌السیر می‌پردازد. در این مطالعه مدل اجزاء محدود پل توسط نرم افزار LUSAS مدل‌سازی شده است. این تز تأثیر متغیرهای پل را بر نتایج تحلیل دینامیکی آن بررسی می‌کند. این متغیرها

---

<sup>1</sup> Fryba

<sup>2</sup> Dukkupati & Gary

<sup>3</sup> Lena Björklund



عبارت‌اند از وزن، سختی و میرایی سازه پل، وزن وسیله نقلیه، الگوهای بارگذاری سریع‌السير مختلف، بار محوری اکسل‌های قطار، سایز مش بندی و نوع المان‌های انتخابی و طول گام‌های زمانی تحلیل. تحلیل دینامیکی به روش آنالیز مودال و به صورت خطی انجام شد. او به عنوان نتیجه مهم‌ترین عوامل مؤثر بر پاسخ دینامیکی سازه را جرم، میرایی و سختی سازه و سرعت وسیله نقلیه عبوری سریع‌السير معرفی می‌کند. [۱۷]

ایکی یاماگوچی<sup>۱</sup> (۲۰۱۰) به ارزیابی درجه نامعینی پل‌های خرپایی می‌پردازد. بسته به درجه نامعینی سازه، خرابی قسمتی از سازه می‌تواند منجر به خرابی کل سازه شود. یاماگوچی با استفاده از روش تحلیل دینامیکی به ارزیابی درجه نامعینی سازه می‌پردازد و نشان می‌دهد که نتایج با زمانی که تحلیل سازه به صورت استاتیکی انجام می‌شود، کاملاً متفاوت است. در این مقاله روشی معرفی شده که با دقت تحلیل دینامیکی و سرعت روش استاتیکی، می‌توان به ارزیابی و تحلیل نامعینی پل‌های خرپایی پرداخت [18].

کازوهیرو میاچی<sup>۲</sup> در سال ۲۰۱۲ به بررسی شکست پیش‌رونده برای سه پل خرپایی راه آهن می‌پردازد و تحلیل خود را با فرض تغییر شکل‌های بزرگ و رفتار الاستو پلاستیک فولاد انجام می‌دهد. در این مقاله به بررسی تأثیر توزیع بار زنده و ضریب طول دهانه پل بر ظرفیت باربری اعضا و محاسبه مقاومت کمانشی آن‌ها می‌پردازد. نحوه اعمال بار در این تحلیل به این صورت است که میزان بار گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که سازه دچار شکست شود. در نهایت مکانیسم شکست، بار شکست و تغییر شکل نهایی سازه در یک مثال مورد بررسی قرار می‌دهد [19].

امروزه با استفاده از روش‌های عددی بسیار قدرتمند، به خصوص روش اجزا محدود، بدون نگرانی از پیچیدگی پل‌ها و وسایل نقلیه، می‌توان به تحلیل رفتار دینامیکی پل و وسیله نقلیه عبوری پرداخت. شایان ذکر است که توجه بیش‌تر این مطالعات بر روی پل است نه وسیله نقلیه.

---

<sup>1</sup> Eiki Yamaguchi

<sup>2</sup> Kazohiro Miachi

## ۲-۵- مدلسازی وسیله نقلیه

با صرف نظر از اثر اینرسی وسیله نقلیه و فرض کردن وسیله نقلیه به عنوان بار متحرک، شکل (۲)-۱، یا بار پالسی، تیموشینکو (۱۹۲۲) تعداد بسیار زیادی حل تقریبی برای مسائل مختلف تیر ساده تحت بار متحرک ارائه کرد [۲۰]. مدل‌های مشابهی توسط آیره<sup>۱</sup> (۱۹۵۰) و آیره و جیکوب سن<sup>۲</sup> (۱۹۵۰) در زمینه مطالعات پاسخ دینامیکی تیر دو دهانه [۲۱]، [۲۲]، و بعد از آن ولوزی<sup>۳</sup> (۱۹۶۷) مطالعاتی در زمینه ارتعاش پل‌های معلق انجام داد [۲۳]. مدل بار متحرک توسط چن (۱۹۷۸) برای تحلیل دینامیکی تیر پیوسته، ارتقا داده شد. تحقیقات بسیار زیادی در زمینه ارتعاش پل در اثر عبور بار متحرک انجام شده است. در اینجا تنها به موارد معروف‌تر و با درصد ارجاع بیش‌تر اشاره می‌شود: شر و تان<sup>۴</sup> (۱۹۶۸a)، فری با (۱۹۷۲)، فرتیس<sup>۵</sup> (۱۹۷۳)، اسریدهاران و مالیک<sup>۶</sup> (۱۹۷۹)، وو و دای<sup>۷</sup> (۱۹۸۷)، وی ور<sup>۸</sup> (۱۹۹۰)، گلدوس<sup>۹</sup> (۱۹۹۳)، جبادیان و آنی<sup>۱۰</sup> (۱۹۹۵)، وانگ<sup>۱۱</sup> (۱۹۹۷)، ژنگ<sup>۱۲</sup> (۱۹۹۸)، ویسوس را او (۲۰۰۰) رفتار تیر الاستیک اوپلری را تحت عبور بار متحرک و به روش اصل بر هم نهی مودها با در نظر گرفتن اثر اینرسی بار متحرک، مطالعه کردند. نتایج عددی نشان دهنده تأثیر پارامتر اینرسی بار بر پاسخ سازه‌ای است که تحت عبور بار متحرک منفرد و یا مجموعه‌ای از بارهای متحرک قرار می‌گیرد. ویسوس را او اشاره می‌کند که اثر اینرسی عرضی در سازه‌هایی که تحت عبور وسایل نقلیه پر سرعت هستند، قابل اغماض نمی‌باشد. با در نظر گرفتن اثر اینرسی بار متحرک، سرعت بحرانی وسیله نقلیه به عدد کوچک‌تری میل می‌کند [۲۴].

---

<sup>1</sup> Ayre

<sup>2</sup> Ayre & Jacobsen

<sup>3</sup> Vellozzi

<sup>4</sup> Shore & Tan

<sup>5</sup> Fertis

<sup>6</sup> Sridharan & Mallic

<sup>7</sup> Wu & Dai

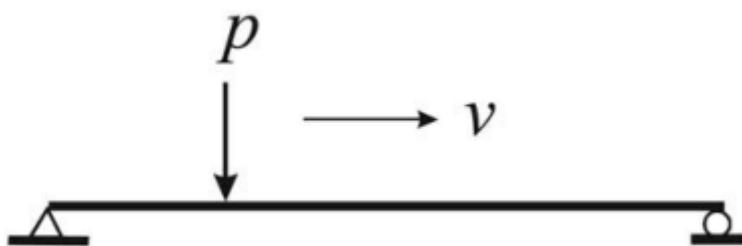
<sup>8</sup> Weaver

<sup>9</sup> Galdos

<sup>10</sup> Gbadeyani & Oni

<sup>11</sup> Wang

<sup>12</sup> Zheng



شکل (۱-۲) مدل بار متحرک

مدل بار متحرک ساده‌ترین مدلی است که می‌توان در مطالعات دینامیکی پل استفاده کرد که به کرات توسط محققین مختلف برای مطالعه ارتعاش پل در اثر عبور وسیله نقلیه مورد استفاده قرار گرفته و ارتقاء داده شده است. با استفاده از این مدل ساده، پارامترهای دینامیکی اصلی پل که در مسئله حرکت وسیله نقلیه استفاده می‌شود با دقت کافی قابل محاسبه است، هرچند اثر برهمکنش پل و وسیله نقلیه در نظر گرفته نشده است. به همین دلیل مدل بار متحرک تنها برای حالاتی که جرم وسیله نقلیه در برابر جرم پل قابل اغماض است و زمانی که پاسخ خود وسیله نقلیه مطلوب ما نیست، مناسب می‌باشد.

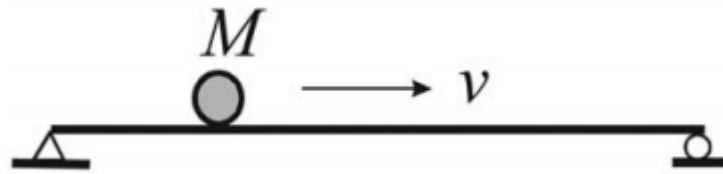
در حالاتی که اثر اینرسی وسیله نقلیه قابل صرف نظر نباشد، بجای مدل بار متحرک، باید از مدل جرم متحرک استفاده کرد، شکل (۲-۲). اثر اینرسی وسیله نقلیه و پل برای اولین بار توسط جف کات<sup>۱</sup> و به روش تقریب‌های پی در پی<sup>۲</sup> انجام شد [25]. نتایج به دست آمده در این زمینه بعدها مورد استفاده محققین زیادی قرار گرفت. استانیسیک و هاردین<sup>۳</sup> (۱۹۶۹) پاسخ تیر ساده تحت عبور تعداد دلخواهی جرم متحرک با فاصله یکسان را با استفاده از روش بسط سری فوریه انجام دادند [26]. مدل جرم متحرک دیگری توسط مفید و آکین<sup>۴</sup> (۱۹۸۹) پیشنهاد شد [27]. در این روش مطالعه پاسخ دینامیکی تیر با شرایط تکیه‌گاهی گوناگون با استفاده از یک روش تحلیل عددی، انجام شد.

<sup>1</sup> Jeffcott

<sup>2</sup> Successive approximations

<sup>3</sup> Stanisic & Hardin

<sup>4</sup> Mofid & Akin



شکل (۲-۲) مدل جرم متحرک

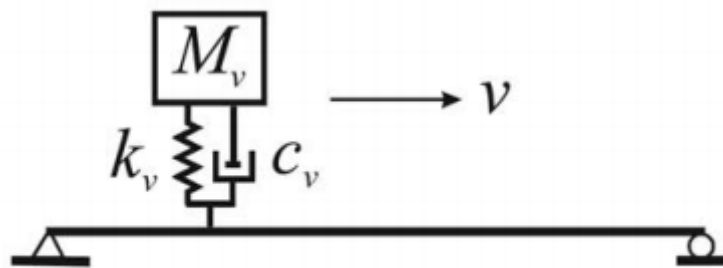
یک اشکال در مدل جرم متحرک این است در آن اثر پرش جرم متحرک نسبت به پل در نظر گرفته نمی‌شود. چنین اثری در حضور نامنظمی‌هایی در سطح ریل یا زبری سطح آسفالت و یا برای وسایل نقلیه سریع السیر مهم می‌باشد. برای سطوح با شرایط بسیار بد لازم است که اثر جدا شدن و اتصال دوباره چرخ‌ها با سطح عبور نیز در نظر گرفته شود.

وسیله نقلیه را می‌توان با در نظر گرفتن سختی و میرایی سیستم تعلیق آن مدل کرد شکل (۲-۳).

ساده‌ترین راه مدل کردن چرخ‌های قطار، جرم متحرکی است که توسط سیستم فنر و میراگر حمل می‌شود و اصطلاحاً جرم فنربندی شده<sup>۱</sup> نامیده می‌شود. بیگس (۱۹۶۴) یک حل شبه تحلیلی برای مسئله تیر ساده تحت عبور جرم فنربندی شده ارائه کرد. با روش بسط سری‌ها توسط پسترو (۲۰۰۱) پاسخ یک تیر پیوسته الاستیک تحت عبور چندین جرم فنر بندی شده مورد مطالعه قرار گرفت [28]. او در سال ۲۰۰۳ با مطالعه دقیق در مجانب‌های پاسخ مسئله جرم فنربندی شده، به این نکته پی برد که در حالات محدودی مسئله جرم فنربندی شده، و مسئله جرم متحرک برای یک تیر ساده، معادل یکدیگر خواهند بود [29]. در کتاب فری با (۱۹۷۲) برای مدل‌های مختلف وسیله نقلیه، اعم از بار متحرک، جرم متحرک و جرم فنربندی شده متحرک یک راه حل جامع پیشنهاد شده است که تمرکز اصلی آن بررسی پاسخ دینامیکی سازه تحت عبور وسیله نقلیه است. راه‌حل‌ها در این کتاب برای برخی مسائل هم به صورت تحلیلی و هم به صورت عددی ارائه شده است [16]. با رشد توانمندی کامپیوترها و تکنیک‌های محاسباتی، داشتن یک مدل واقعی‌تر از خصوصیات دینامیکی اجزاء سازنده

<sup>1</sup> Sprung Mass

وسیله نقلیه، میسر شده است. به منظور اعمال آثار دینامیکی مختلف وسیله نقلیه، چو<sup>۱</sup> (۱۹۸۶)، وانگ<sup>۲</sup> (۱۹۹۱)، ضیا<sup>۳</sup> (۲۰۰۰) و ژانگ<sup>۴</sup> (۲۰۰۱) با استفاده از مدلی از وسیله نقلیه با ۱۲ درجه آزادی را برای خودروهای در پل‌های ماشین رو پیشنهاد کردند [30]، [31]، [32]. به منظور مطالعه بر روی اثر برهمکنش قطار- ریل و پل، یک قطار شامل چندین خودروی تک توسط وو<sup>۵</sup> (۲۰۰۱) پیشنهاد شد. در این روش فرض می‌شود هر واگن شامل یک بدنه خودرو می‌شود که هر کدام توسط دو مجموعه چرخ حمل می‌شود. جمعاً ۵ درجه آزادی به بدنه هر خودرو و همچنین به هر بورژی نسبت داده می‌شود. این درجات آزادی برای در نظر گرفتن حرکت در جهات قائم، جانبی، در راستای حرکت، انحراف نوسانی<sup>۶</sup> و مایل<sup>۷</sup> می‌باشند. با تقریب خوبی می‌توان تنها سه درجه آزادی به هر مجموعه چرخ نسبت داد، که معرف درجات آزادی در جهات قائم، جانبی و در راستای حرکت می‌باشد. [33]



شکل (۲-۳) جرم فنر بندی شده متحرک

کارومی (۲۰۰۵) در مقال خود روشی اقتصادی برای ارزیابی بار واقعی ترافیک عبوری پل ارائه کرد. هدف اصلی این مقاله افزایش شناخت بار واقعی ترافیک عبوری و اثر آن بر پل‌های راه آهن بود. او دو روش اعمال بار ترافیک برای ارزیابی پل‌های قدیمی و طراحی پل‌های جدید پیشنهاد نمود: (۱) استفاده از قطار طراحی، طبق آنچه در آیین نامه‌ها معرفی شده و در کنار آن استفاده از ضریب افزایش دینامیکی DAF برای لحاظ نمودن اثر دینامیکی بار ترافیک. (۲) استفاده از مدل بارگذاری

<sup>1</sup> Chu

<sup>2</sup> Whang

<sup>3</sup> Xia

<sup>4</sup> Zhang

<sup>5</sup> Wu

<sup>6</sup> yawing

<sup>7</sup> pitching

واقعی ترافیک عبوری و محاسبه پاسخ دینامیکی دقیق سازه. بر اساس نتایج این مقاله طراحی به روش دوم نیست به روش اول به واقعیت نزدیک تر بوده و صرفه اقتصادی بیشتری دارد. همچنین در تحلیل دینامیکی دو فاکتور میرایی پل و شرایط سطح ریل (میزان ناصافی ریل) بیشترین تأثیر را بر پاسخ دینامیکی سازه می گذارد. او به این موضوع نیز اشاره نمود که در قطارهای طویل با تعداد زیاد محورهای بوژی وقوع پدیده تشدید انتظار می رود. [۳۳]

آبهیمانیو کومار<sup>۱</sup> در مقاله خود به بررسی تکنیک‌های مختلف مدلسازی بار متحرک در یک مدل تیر منشوری پایه توسط نرم افزار اجزاء محدود آباکوس می پردازد. برای این کار سه روش مختلف مدلسازی را پیشنهاد و به بررسی آن‌ها پرداخته که با توجه به دقت مورد نظر یک روش انتخاب می شود. روش اول روش بار متحرک است؛ اگر بتوان از اثر اینرسی و برهم کنش محل تماس جسم متحرک و سطح زیرین آن صرف نظر نماییم، می توان از این نوع بارگذاری برای مدل سازی حرکت جسم استفاده کرد. روش دوم با عنوان جرم متحرک می باشد؛ اگر اثر اینرسی در تحلیل مهم باشد ولی بتوان از اثر برهم کنش محل تماس جسم متحرک و سطح زیرین آن صرف نظر کنیم، می توان از این روش استفاده نمود. روش سوم که کامل ترین روش در مدل سازی جسم متحرک است روش جرم، فنر و دمپر متحرک می باشد؛ در این روش می توان اثر اینرسی، میرایی و برهم کنش تماس بین سطوح را لحاظ نمود. [۳۴]

## ۲-۶- مدل تحلیلی پل

یک تیر با دو تکیه‌گاه ساده در دو انتهای خود رایجترین سازه‌ای است که تا کنون در مطالعات ارتعاشات پل مورد استفاده قرار گرفته و توسعه داده شده است. بجز در کارهای محققین که به روش های تحلیلی تأکید بیشتری دارند، محدودیتی برای نوع سازه ندارند و در مدلسازی با استفاده از نرم افزارهای اجزا محدود، سازه می تواند به راحتی در شکل های مختلف با سطوح پیچیدگی بالا مدلسازی

<sup>1</sup>Abhimanyu Kumar

Atef F. Saleeb and Abhimanyu Kumar, The University of Akron, Akron, OH, USA

شود. تنها حسن مدل ساده تر پل، آماده سازی ساده و محاسبات کمتر می باشد.

در مطالعات گذشته مدل های مختلفی برای پل ها در تحقیق در مورد ارتعاشات پل ناشی از وسیله نقلیه پیشنهاد شده است؛ که از جمله آن ها می توان به این موارد اشاره کرد: پل های خرابایی توسط چو (۱۹۷۹) و ویریگاچای (۱۹۸۲) [35]، [36]، پل های چند دهانه ، با طول دهانه یکسان یا نامساوی توسط وو و دای (۱۹۸۷) و مارچسیلو (۱۹۹۹) [37]، [38]، پل های متشکل از یک یا چند شاه تیر اصلی توسط چو (۱۹۸۶)، وانگ و نواک (۱۹۹۱)، هوانگ (۱۹۹۳) و کای (۱۹۹۴) [39]، [40]، پل های متشکل از تیرهای پیوسته توسط وو و دای (۱۹۸۷) و یانگ (۱۹۹۵) [37]، [41]، پل های دارای پیاده رو توسط جنین (۱۹۷۵) [42]، پل های فلزی شاه تیری اصلی و ساخته شده از ورق توسط کیم و کاواتانی (۲۰۰۱) و پل های منحنی خمیده توسط داتا و چاترجی (۱۹۹۵)، لین و جو (۲۰۰۳) پیشنهاد شده و مورد بررسی قرار گرفتند. [43]، [44]

پاسخ دینامیکی پل های کابلی تحت عبور وسیله نقلیه توسط تعداد زیادی از محققین مطالعه و بررسی شد. ویدلینگر و می سن هولدر (۱۹۷۴) با مدلسازی پل کابلی به صورت تیر خوابیده روی بستر الاستیک روشی برای مدلسازی اثر دینامیکی پل های کابلی تحت عبور خطوط سریع السیر پیشنهاد کردند. [45]

مسئله دیگری که در مدلسازی پاسخ دینامیکی پل ها شایان توجه می باشد، در نظر گرفتن ناصافی و نامنظمی های سطح ریل یا چرخ ها است، که طبق نتایج تأثیر زیادی در پاسخ دینامیکی پل دارند. از علل اصلی ایجاد نامنظمی های سطح ریل می توان به عدم توجه کافی کارگران در حین ساخت یا ضعف امکانات ساخت و ساز و همچنین کیفیت پایین تعمیر و نگهداری خطوط اشاره کرد. این ناصافی ها می توانند دارای یک فرکانس طبیعی ذاتی باشند. این نامنظمی ها که در واقعیت سه بعدی هستند، اغلب با تقریب به صورت دو بعدی مدل می شوند. از جایی که راه آهن دارای دو ریل به موازات هم می باشد، الگوی نامنظمی هر ریل می تواند با دیگری متفاوت باشد. [12]

گابتا<sup>۱</sup> (۱۹۸۰) برای مدل کردن این نامنظمی‌ها، آن‌ها را به صورت تابع سینوسی فرض نمود. بمنظور در نظر گرفتن واقعیت تصادفی بودن این نامنظمی، پروفیل راه را می‌توان به صورت یک تابع تصادفی گاوسی ثابت و با استفاده از برخی توابع چگالی طیف توان مدلسازی کرد. از نقطه نظر دینامیک سازه‌ها، طول موج‌ها یا فرکانس‌های اعمال شده ناشی از نامنظمی سطح پل، نقشی مشابه با فرکانس‌های پل ایفا می‌کند، بطوریکه اگر این دو فرکانس مقداری یکسان یا نزدیک بهم پیدا کنند، پدیده تشدید در حین عبور وسیله نقلیه هم در پل و هم در وسیله نقلیه رخ می‌دهد. [46]

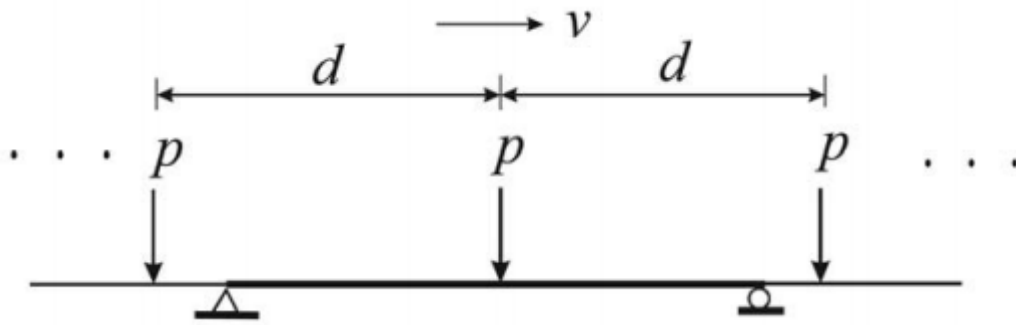
## ۲-۷- پل راه آهن و وسیله نقلیه

اکثر کارهایی که در بالا به آن‌ها اشاره شد مدلسازی وسیله نقلیه را به صورت یک بار و یا تعداد محدودی بار متحرک در نظر گرفته اند؛ اما تعداد معدودی از محققین پاسخ دینامیکی پل را تحت عبور مجموعه بارهای متحرک متوالی با فاصله یکسان از یکدیگر مورد بررسی قرار داده اند شکل (۲-۴). بولوتین (۱۹۶۴) یک تیر که تحت عبور تعداد نامحدودی بار متحرک با فاصله یکسان  $d$  از یکدیگر و سرعت ثابت  $v$  همستند، مورد مطالعه قرار داد. در این مطالعه پریود بار متحرک  $\frac{d}{v}$  به عنوان یک پارامتر کلیدی معرفی شد [47]. همین مسئله توسط فری با (۱۹۷۲) بررسی شد و به این نتیجه رسید که وقتی گام‌های زمانی بین دو بار متحرک متوالی برابر با پریود ارتعاش طبیعی پل شود یا برابر با ترکیب خطی ارتعاشات طبیعی پل شود، پاسخ ارتعاش نیروی پایدار به حداکثر خود می‌رسد [16]. پاسخ دینامیکی یک پل شاه تیری یا پل خرپایی حین عبور یک سری از وسایل نقلیه ریلی توسط چو (۱۹۷۹) مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت. [35]

---

<sup>1</sup> Gabeta





شکل (۲-۴) وسیله نقلیه ریلی به صورت سری

با پیشرفت لکومتیوها و تکنولوژی‌های کنترل، امروزه استفاده از قطارهایی با سرعت طراحی  $300 \frac{km}{h}$  و بیش‌تر امری عادی می‌باشد. در مطالعه و طراحی در مورد پل‌های خطوط سریع‌السیر ریلی، علاوه بر اهمیت محدودیت دامنه ارتعاشات پل، راحتی مسافران قطار از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. این موضوع توسط شتاب قائم و جانبی قطار سنجیده می‌شود.

## ۲-۸- مطالعات میدانی

ضیا<sup>۱</sup> (۲۰۰۳) (الف) مقاله‌ای در مورد تحلیل تجربی پل راه آهن سریع‌السیر ارائه نمود. پل مورد بررسی شامل چندین دهانه با شاه تیرهای سراسری و تکیه‌گاه ساده و قطار دارای چندین واگن بود. نتایج مفیدی در رابطه با قطارهای بند بند<sup>۲</sup> از تحلیل داده‌های ثبت شده به دست آمد. تغییر شکل قائم به دست آمده منطقی بود و بین تغییر شکل‌های قائم به دست آمده برای یک قطار و دو قطار، تفاوت اندکی وجود داشت. بیشترین شتاب قائم پل کمتر از  $1m/s^2$  و بیشترین شتاب جانبی از این مقدار هم کمتر بود. در رابطه با شتاب‌ها نتایج قابل توجهی بین پاسخ ناشی از یک قطار و دو قطار وجود نداشت. [۴۸]

ضیا (۲۰۰۳) (ب) اثر دینامیکی متقابل بین قطار- پل تحت اثر قطارهای بندبند را مطالعه نموده است. قطارهای بند بند دارای خصوصیات دینامیکی متمایزی می‌باشند و رفتار آنها برای حفظ تعادل

1 XIA  
2 Articulated train

وسیله نقلیه بسیار مهم است. پاسخ‌های دینامیکی محاسبه شده پل و قطار با داده‌های اندازه‌گیری شده مقایسه شدند. مهم‌ترین مشخصات لرزه‌ای پل و این نوع قطار به نحوی مطلوب در مدل کامپیوتری مدل شدند. انطباق خوبی بین نتایج محاسباتی و داده‌های اندازه‌گیری شده وجود داشت که نشان دهنده صحت مدل دینامیکی و مدل شبیه‌سازی شده کامپیوتری است. قطارهای بند بند خصوصیات حرکتی خوبی در سرعت‌های بالا دارند. [۴۹]

سید مهدی بخت‌ور (۲۰۰۴) از طریق آزمایش میدانی بارگذاری پل، به ارزیابی باربری پل خرپایی راه آهن نکا تحت بارهای بهره‌برداری پرداخت. او با نصب سنسورهای شتاب‌سنج، جابجایی سنج و کرنش سنج بر روی پل مذکور، در حین عبور بار مشخص، پاسخ دینامیکی پل را ثبت کرده و با استفاده از این داده‌ها مدل اجزا محدود آن را به‌نگام‌سازی نمود. او ارزیابی کفایت خدمت‌دهی اعضای پل را با استفاده از آئین نامه AASHTO و تحت دو نوع بارگذاری، بار آئین نامه‌ای و بار واقعی قطار، انجام داد؛ و به این نتیجه رسید که برخی اعضای پل مورد بررسی نیاز به مقاوم‌سازی دارند. [۵۰]

## ۲-۹- تحلیل پل خرپایی پل پس از شکست یک عضو

یاماگوشی (۲۰۱۱) به بررسی پاسخ سازه بعد از شکست در یک عضو می‌پردازد. او در مقاله خود یک مدل سه بعدی اجزا محدود از یک پل خرپایی راه آهن واقع در ژاپن با استفاده از نرم افزار Y-Fiber 3D می‌سازد. در این مقاله انتخاب عضو برای حذف کردن صرفاً بر اساس انتخاب نویسنده بوده است. او اشاره می‌کند که حذف یک عضو در خرپا بطور ناگهانی خود باعث ایجاد نوعی بارگذاری دینامیکی در سازه می‌شود. به همین دلیل برای اعمال این اثر یاماگوشی یک روش پیشنهادی برای مدلسازی نحوه حذف عضو در مدل اجزا محدود خود ارائه می‌کند. همچنین برای کنترل سلامت و کفایت خدمت‌دهی سایر اعضا خرپا بعد از شکست در یک عضو، از فرمول‌ها ارزیابی آئین نامه پل‌های راه آهن ژاپن استفاده می‌کند. [18]

ماساتساگونی ناگای<sup>۱</sup> و تاکشی میاشیتا<sup>۲</sup> در مقاله ای به بررسی مهم‌ترین مسائل در تعمیر و نگهداری پل‌های راه آهن ژاپن می‌پردازند. آن‌ها اشاره می‌کنند که از عوامل شکست ناگهانی در یک عضو پل‌های خرپایی فولادی، می‌توان به فرسایش آن در اثر هوا و آب نام برد. به همین دلیل با شناخت اعضای حساس به شکست پل‌های خرپایی می‌توان با بازرسی و در صورت نیاز تعمیر و تقویت به موقع آن‌ها مانع از بروز این قبیل شکست‌ها در پل بشویم. [51]

هنگ لم<sup>۳</sup> در مقاله خود از طریق آزمایش روی یک نمونه آزمایشگاهی به بررسی اثر اعضای ثانویه پل‌های خرپایی بر قابلیت باربری پل بعد از شکست در یک عضو می‌پردازد. او اثر دو نوع عضو ثانویه شامل تیر عرضی با مقطع I و سخت‌کننده‌های افقی که در کف خرپا دو قاب اصلی را بهم وصل می‌کنند با الگوی X را بررسی کرد. او نشان داد که سخت‌کننده‌های افقی X شکل باعث افزایش ظرفیت باربری پل بعد از شکست عضو می‌شود در حالیکه تیر عرضی با مقطع I تاثیر قابل توجهی بر آن ندارد. تیر عرضی زمانی که با سخت‌کننده عرضی X شکل ترکیب شود، سبب بهبود عملکرد آن می‌شود. [52]

کازونوری یاماگوچی<sup>۴</sup> در مقاله خود به بررسی حالات مختلف شکست در یک عضو خرپایی و باز توزیع نیروهای داخلی آن می‌پردازد. او در واقع مرجعی برای حالات مختلف شکست در اعضای خرپا و اثر آن بر سایر اعضا ارائه کرده است. از جمله شکست در اعضای قطری، شکست تیرهای اصلی فوقانی و تحتانی و اعضای قطری واقع در لبه خرپا. او نشان داد که شکست در بعضی اعضا منجر به خرابی کل سازه می‌شود. [53]

---

<sup>1</sup> Masatsugu Nagai

<sup>2</sup> Takeshi Miashita

<sup>3</sup> Heang Lam

<sup>4</sup> Kazunori Yamaguchi



**فصل سوم: مفاهیم و تئوری‌های مورد**

**کاربرد**

### ۳-۱- تحلیل دینامیکی

#### ۳-۱-۱- مفاهیم مهم در تحلیل دینامیکی

اغلب فرضیات مسائل دینامیکی عمدتاً به دلیل تغییر پارامترها نسبت به زمان، از فرضیات مسائل استاتیکی پیچیده تر هستند. اندازه، جهت و/یا وضعیت یک بار دینامیکی با زمان تغییر می کنند. به طور مشابه نیز، پاسخ های سازه ای به بار دینامیکی با زمان تغییر می کند. به همین دلیل برای یک مسئله دینامیکی عکس مسائل استاتیکی بیش از یک راه حل واحد وجود دارد. با توجه به جذابیت تاریخی پاسخ در مسائل دینامیکی، مجموعه ای از راه حل های مختلف برای آن ها ارائه شده و گسترش یافتند.

دینامیک، علاوه بر نیروهای مقاوم الاستیک، اینرسی و میرایی را وارد مسائل می کند. نیروهای اینرسی به دلیل مقاومت در برابر شتاب سازه، ایجاد می شوند. اگر یک بار دینامیکی به سازه اعمال شود، نتایج پاسخ علاوه بر بارگذاری، به نیروهای اینرسی وابسته خواهد بود. به این ترتیب پاسخ سازه به اینرسی باید، علاوه بر نیروهای خارجی وارد شده، با نیروهای اینرسی ایجاد شده در اثر شتاب های سازه نیز، در تعادل باشد.

پاسخ دینامیکی اغلب با ضرایب افزایش دینامیکی نشان داده می شوند. این ضرایب به منظور چند برابر کردن پاسخ استاتیکی پل راه آهن تحت بار متحرک است تا با بزرگ کردن آثار، اثر اضافه بار دینامیکی را لحاظ کند. اغلب بارهای دینامیکی باعث افزایش در پاسخ های دینامیکی سازه می شوند. هدف از معرفی این ضرایب، فهم آسان نتایج دینامیکی در مقایسه با نتایج استاتیکی است. مثل همیشه ضرایب افزایش دینامیکی به عنوان ضریبی بی بعد معرفی می شود که برابر با نسبت پاسخ دینامیکی خالص تقسیم بر حداکثر پاسخ استاتیکی خالص می باشد.

در گذشته در طراحی سازه، آثار دینامیکی پل های راه آهن تنها با استفاده از ضرایب افزایش دینامیکی فرضی که در کدها آمده بود، لحاظ می شده است. استفاده از ضرایب دینامیکی، روشی بسیار

ساده و نامناسب بود، اما عموماً ایمنی و قابلیت اعتماد پل‌های راه آهن را تأمین می‌کرد. به علت ساده‌سازی، ضریب افزایش دینامیکی که در کدهای طراحی پل معرفی شده‌اند، نمی‌توانند تأثیر تمام پارامترها را بر پاسخ دینامیکی سازه لحاظ کند. در طراحی پل‌های راه آهن سریع‌السیر، پاسخ دینامیکی سازه باید با احتساب اثر پدیده تشدید و سایر آثار ارتعاشی در سازه مورد نظر، با استفاده از نرم افزارها تحلیل شود. [17]

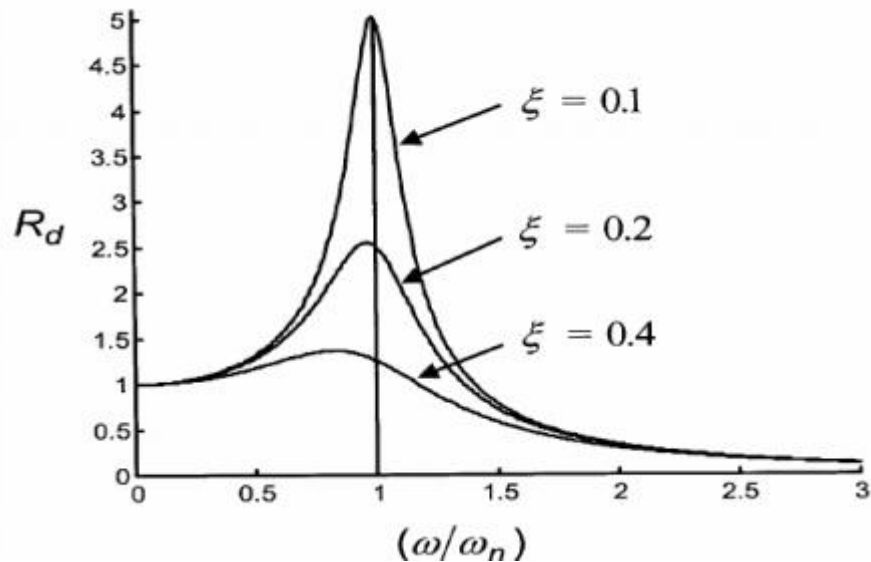
در مسائل دینامیکی پارامترهای زیادی وارد محاسبات می‌شوند که تحلیل استاتیکی هیچ‌کدام از آن‌ها را نمی‌تواند بررسی کند. از جمله این موارد می‌توان به بررسی وقوع پدیده تشدید، میرایی سازه و فرکانس طبیعی پل اشاره کرد که در ادامه به توضیح این موارد می‌پردازیم.

### تشدید در پل راه آهن

تحلیل دینامیکی پل در هنگام وقوع پدیده تشدید امری ضروری است. تشدید پدیده‌ای خطرناک است که به علت سرعت‌های بالا یا تحت عبور قطار با الگوی خاص و منظم چرخ‌ها رخ می‌دهد. در تشدید به علت شتاب زیاد و نامنظمی‌های بزرگ مسیر، ارتعاشات عرشه پل زیاد شده و می‌تواند باعث جدا شدن تماس چرخ با ریل، ناپایداری بالاست، ظهور ترک و شکست در بتن و تجاوز از حدود مجاز تنش سازه پل شود. در طراحی پل‌های راه آهن تحت عبور قطارهای سریع‌السیر، همیشه آثار دینامیکی از جمله پدیده تشدید، باید در نظر گرفته شوند. اگر سرعت ترافیک عبوری کمتر از 200 km/h باشد، احتمال وقوع تشدید وجود ندارد و نیازی به در نظر گرفتن آن نمی‌باشد.

حداکثر تأثیر بار دینامیکی در نقاط ماکسیمم تشدید رخ می‌دهد. ریسک وقوع تشدید زمانی که فرکانس بار تحریک یا چند برابر آن، بر یکی از فرکانس‌های طبیعی سازه پل منطبق می‌شود، رخ می‌دهد. همان طور که سرعت قطار در حین عبور از پل افزایش می‌یابد، فرکانس تحریک قطار به فرکانس طبیعی یک مود ارتعاشی پل می‌رسد. زمانی که تشدید رخ می‌دهد، پاسخ دینامیکی سازه پل به سرعت افزایش می‌یابد. وقوع پدیده تشدید به عواملی از جمله تعداد بارها با فاصله منظم از یکدیگر، میرایی سازه، طبیعت بارگذاری و مشخصات دینامیکی سازه بستگی دارد. خصوصاً اندازه قله‌های

تشدید به شدت به میرایی سازه وابسته است. همان طور که در شکل (۱-۳) مشاهده می‌شود، میرایی کوچک سازه، باعث ایجاد قله‌های بزرگ تشدید می‌شود. در این شرایط ایمنی ترافیک عبوری پل راه آهن به خطر می‌افتد.



شکل (۱-۳) حداکثر پاسخ دینامیکی  $R_d$  در برابر ضریب میرایی  $\omega/\omega_n$  [17]

در حالت کلاسیک پدیده تشدید برای یک سیستم مکانیکی تحت تأثیر یک بار هارمونیک تعریف می‌شود. در این حالت چنانچه فرکانس بار خارجی وارده با فرکانس یکی از موده‌های ارتعاشی سازه برابر شود، پدیده تشدید اتفاق می‌افتد. هنگام ایجاد این پدیده، چنانچه سیستم بدون میرایی باشد، دامنه پاسخ سیستم تا بینهایت افزایش پیدا می‌کند.

دو شرط لازم برای ایجاد پدیده تشدید عبارت‌اند از: (۱) وجود سیستم بدون میرایی (۲) وجود بار خارجی پایدار. در واقعیت هیچ‌کدام از این دو شرط در پل‌ها وجود ندارد. سازه پل‌ها همیشه مقدار میرایی دارد و عبور بار قطار نیز همیشگی نمی‌باشد و پس از گذشت مدت زمان محدودی به پایان می‌رسد؛ اما مسئله این است که علی‌رغم وجود این شرایط رفتار سازه به حالت تشدید نزدیک می‌شود و بارگذاری می‌تواند در دامنه پاسخ سازه مقادیر بزرگی ایجاد نماید.

در تاریخچه دینامیک پل‌ها چند نوع تشدید را در پل‌های راه آهن نشان داده است:

(۱) اثر ضربه وزنه تعادلی لکوموتیوهای بخار که می‌تواند در پل حالت تشدید ایجاد کند و (۲) اثرات



منظم ضربه چرخ‌ها در درزهای ریل که منشأ ایجاد تشدید می‌باشد. این اثر بنام پدیده «گروه ضربه‌ها» شناخته می‌شود.

دو اثر فوق در پل‌های مدرن امروزی کمتر اتفاق می‌افتند. در عوض در پل‌های امروزی نوع دیگری از اثرات تشدید امکان وقوع دارند. عبور قطارهای با سرعت بالا نیز می‌تواند باعث تشدید در پل گردد. عبور بار قطار به دو صورت می‌تواند باعث ایجاد تشدید شود: (۱) اثر سرعت بالای یک بار تنها و (۲) اثر تکرار بارهای متمرکز متوالی. هر یک از این دو اثر دارای سرعت بحرانی خاصی جهت ایجاد تشدید هستند که در ادامه به بررسی آن‌ها می‌پردازیم:

زمانی که فرکانس بار عبوری با فرکانس ارتعاشی مود اول سازه برابر شود. فرکانس اصلی ارتعاش یک تیر تحت خمش را می‌توان از فرمول تقریبی زیر محاسبه نمود [54]:

$$f_1 = 0.18 \sqrt{\frac{g}{z_m}} \quad [54] \quad (1-3)$$

که در آن  $g=9.81 \text{ m/s}^2$  شتاب گرانش زمین می‌باشد و  $Z_m$  تغییر مکان ماکسیمم تیر تحت اثر وزن خودش می‌باشد. این رابطه برای انواع شرایط مرزی تیرها صادق است. البته رابطه فوق یک رابطه محافظ کارانه است.

مقدار خیز مجاز پل‌های راه آهن طبق آیین نامه اروپا  $1/600$  طول دهانه پل است. برای مثال برای یک تیر با طول دهانه ۴۰ متر این مقدار ۶,۷ سانتی‌متر است. با جایگذاری این مقدار در رابطه (1-3) مقدار فرکانس اول خمشی سازه برابر با ۲,۲ هرتز به دست می‌آید. برای به دست آوردن فرکانس عبور بار به این نکته توجه می‌کنیم که عبور بار از روی یک دهانه دو سر مفصل یک موج نیم سینوس را در آن ایجاد می‌کند؛ بنابراین یک دوره تناوب کامل هنگامی است که بار طولی به اندازه دو برابر دهانه را طی کند. به این ترتیب دوره تناوب و فرکانس را می‌توان به شکل زیر محاسبه نمود:

$$T = \frac{2l}{V} \rightarrow f = \frac{V}{2l} \quad (2-3)$$

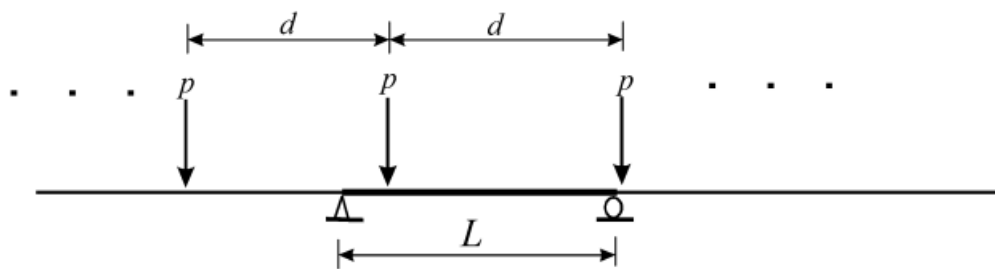
حال اگر مقدار فرکانس بار را با فرکانس اول سازه مساوی قرار دهیم، مقدار سرعت لازم برای ایجاد

تشدید به دست می آید:

$$f = \frac{V}{2 \times 40} = 2.2 \rightarrow V = 2 \times 40 \times 2.2 = 176 \frac{m}{s} = 633.6 \frac{km}{h}$$

همان طور که دیده می شود مقدار سرعت بحرانی برای ایجاد تشدید در این حالت در حدود ۶۰۰-۷۰۰ کیلومتر بر ساعت می باشد. علی رغم پیشرفت چشمگیر تکنولوژی هنوز این سرعت برای قطارهای سریع السیر فراهم نشده است و بنابراین اثرات تشدید ناشی از این اثر هنوز مهم نمی باشد. نوع دوم ایجاد تشدید بر اثر عبور قطار با سرعت بالا، اثرات تکرار بار چرخ های متوالی می باشد، شکل (۲-۳). در این حالت اثر فرکانس بار از رابطه زیر به دست می آید:

$$f = \frac{V}{d} \quad (3-3)$$



شکل (۲-۳) تیر ساده تحت بارهای متمرکز با فاصله یکنواخت [55]

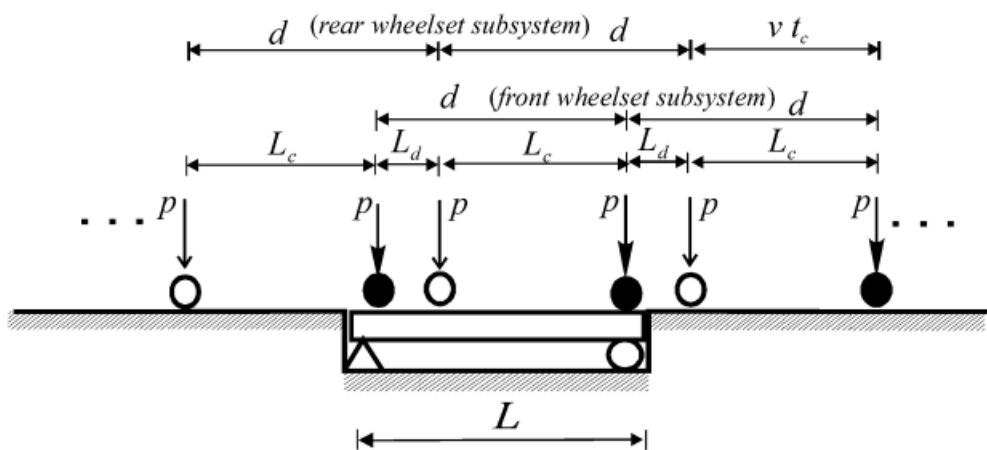
که در آن d فواصل بارهای متوالی به تعداد زیاد می باشد. در این حالت سرعت های بحرانی به دست آمده تا حد زیادی کوچک تر از حالت قبل بوده و در خطوط قطارهای سریع السیر امروزی به این سرعت ها رسیده ایم.

جدول (۱-۳) سرعت‌های تشدید برای تیر ساده با طول دهانه‌های مختلف [56]

L (m)	f <sub>i</sub>	d <sub>i</sub> (m)	سرعت (km/h)
5	16	3.0	172.8
		15.7	904.3
		18.7	1077.1
۱۰	8	3.0	86.4
		15.7	452.2
		18.7	538.6
۱۵	5	3	32.4
		45.7	169.6
		18.7	202
۲۰	4	3	27.8
		15.7	141.3
		18.7	168.3
۳۰	3	3.0	۳۲,۴
		15.7	۱۶۹,۶
		18.7	۲۰۲
۴۰	2.5	3.0	۲۷,۸
		15.7	۱۴۱,۳
		18.7	۱۶۸,۳

برای به دست آوردن سرعتی که در الگوی بار قطارها باعث ایجاد پدیده تشدید می‌شوند، تنها مدل

زیر در مرجع [55] مورد مطالعه قرار گرفته است:



شکل (۳-۳) الگوی بار قطار با دو محور برابر [55]

سرعت‌هایی که در این الگوی بار قطار باعث بروز پدیده تشدید می‌شود مانند حالت شکل (۳-۲) محاسبه می‌شود.

اما در مورد سایر الگوهای قطار هنوز رابطه مشخص و واضحی به دست نیامده است. در حال حاضر محققین از طریق تحلیل سازه پل تحت الگوی واقعی قطار در سرعت‌های مختلف توسط نرم افزارهای اجزاء محدود پاسخ سازه را کنترل و نتیجه آن را برای پیدا کردن سرعت تشدید، بررسی می‌کنند.

### میرایی پل راه آهن

در تحلیل دینامیکی، میرایی سازه‌ای یک پارامتر دینامیکی بسیار مهم است. خصوصیات دینامیکی در تحلیل دینامیکی مهم هستند اما به خوبی شناخته نشده‌اند. پاسخ سازه یک پل در اثر بارهای متحرک، و اندازه ارتعاشات یک سازه، بسیار به میرایی سازه وابسته است. در شرایط احتمال وقوع تشدید، میرایی نقش ویژه‌ای ایفا می‌کند.

میرایی یک ویژگی از مصالح ساختمانی و سازه‌ها است که اغلب باعث کاهش پاسخ دینامیکی می‌شود. میرایی به مصالح پل راه آهن و وضعیت سازه وابسته است. منظور از وضعیت سازه پل، وجود یا عدم وجود لایه بالاست و ترک در اعضای پل است. بزرگی میرایی به دامنه ارتعاشات پل وابسته است. پس از عبور وسیله نقلیه، یا سایر تحریکات پل، میرایی باعث می‌شود پل به شرایط تعادل خود بازگردد. متأسفانه پیش‌بینی دقیق میرایی یک سازه در مرحله طراحی غیرممکن است. برای پل‌هایی

که در حال حاضر وجود دارند، مقادیر میرایی را می‌توان با محاسبات کاهش لگاریتمی ارتعاش آزاد اندازه‌گیری شده، به دست آورد. در واقع لحاظ نمودن کلیه عوامل میرایی ارتعاشات پل راه آهن در محاسبات، به علت تعداد زیاد آن‌ها، غیرممکن است.

میرایی پدیده‌ای بسیار پیچیده است. قسمتی از انرژی منقل شده به سازه، به دلیل تغییر شکل‌های پلاستیک مواد یا تغییر فرم انرژی در هنگام ارتعاش پل از بین می‌روند. این انرژی ایجادشده به دلیل عبور قطار، به طور برگشت‌ناپذیری در محیط پراکنده می‌شود. در سازه پل منابع داخلی و خارجی میرایی وجود دارند. منابع داخلی میرایی شامل اصطکاک ویسکوز داخلی مصالح پل، ویژگی‌های غیر هموزنی و ترک‌ها می‌شود. منابع خارجی میرایی شامل اصطکاک در تکیه‌گاه‌ها، وجود لایه بالاست، اتصالات سازه‌ای، خصوصیات ویسکوالاستیک خاک و سنگ‌های زیر یا روی پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های پل می‌شود. [56]

### فرکانس‌های طبیعی

فرکانس طبیعی از خصوصیات دینامیکی بسیار مهم در پل‌های راه آهن است. فرکانس‌های طبیعی دامنه حساسیت پل به بارهای دینامیکی را توصیف می‌کند و با تعداد لرزش‌ها در واحد زمان اندازه‌گیری می‌شود. این پارامتر را با  $f_i$  نشان می‌دهند که زیروند  $i=1,2,3,\dots$  بیانگر ترتیب آن است. فرکانس طبیعی با فرکانس طبیعی دایروی  $\omega_i$  و پریود طبیعی  $T_i$  ارتباط دارد، که در معادله (۴-۳) و (۵-۳) نشان داده شده‌اند. پریود نشان‌دهنده مدت زمان یک سیکل است.

$$\omega_i = 2\pi f_i \quad (۴-۳)$$

$$T_i = 1/f_i \quad (۵-۳)$$

برای یک سیستم مکانیکی با توزیع جرم پیوسته بینهایت فرکانس طبیعی وجود دارد؛ اما زمانی که پاسخ دینامیکی پل مد نظر باشد، تنها کوچک‌ترین فرکانس طبیعی سازه کاربرد عملی دارد. زمانی که نیروهای تحریک در دامنه وسیعی از فرکانس‌ها به سیستم وارد می‌شود، سازه پل تنها فرکانس‌های نزدیک به فرکانس طبیعی خود را انتخاب کرده و به آن واکنش می‌دهد. به همین دلیل فرکانس‌های

طبیعی یک سازه اهمیت زیادی در تحلیل دینامیکی دارند.

برای یک تیر با تکیه‌گاه ساده، فرکانس طبیعی در  $\dot{I}$  امین مود ارتعاش، در معادله (۶-۳) نوشته

شده است. در نتیجه فرکانس طبیعی برای تیر دو دهانه طبق معادله (۷-۳) نوشته می‌شود.

$$\omega_i^2 = \frac{i^4 \pi^4}{L^4} \cdot \frac{EI}{\mu} \quad [56] \quad (6-3)$$

$$\omega_i^2 = \frac{\lambda_i^4}{L^4} \cdot \frac{EI}{\mu} \quad [56] \quad (7-3)$$

که نمادهای به کاررفته عبارت‌اند از:  $\dot{i}$ : شماره مود،  $L$ : طول دهانه تیر (m)،  $E$ : مدول الاستیسیته

$I$ : ممان اینرسی سطح مقطع تیر ( $m^4$ )،  $\mu$ : جرم در واحد طول تیر (kg/m)،  $\lambda_i$ : پارامتر

بی بعد فرکانس می‌باشند. [56]

### ۳-۱-۲- روش‌های مختلف تحلیل دینامیکی [54]

#### ۳-۱-۲-۱- تحلیل دینامیکی خطی

منظور از تحلیل خطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار الاستیک خطی برای اجزاء آن

می‌باشد. در روش تحلیل دینامیکی خطی نیروها و تغییر شکل‌ها ناشی از اعمال بار دینامیکی با

استفاده از روابط تعادل دینامیکی حاکم بر مدل الاستیک سازه محاسبه می‌شوند.

تحلیل دینامیکی خطی خود به دو دسته (۱) روش تاریخچه زمانی و (۲) روش طیفی تقسیم می‌-

شود.

#### روش تحلیل تاریخچه زمانی

در روش تحلیل تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام‌های زمانی کوتاه

محاسبه می‌شود. این روش برای تعیین تغییر مکان‌ها و نیروهای ناشی از بارهای دینامیکی در سازه‌ها

پر زحمت و وقت‌گیر است و اغلب باید به وسیله برنامه‌های کامپیوتری محاسبه شوند.

در این روش، پاسخ‌های سازه در برابر بار اعمالی به صورت لحظه به لحظه محاسبه می‌شود. روش

تحلیل تاریخچه زمانی این قابلیت را دارد که در مورد کلیه سازه‌ها مورد استفاده قرار بگیرد.

### روش تحلیل طیفی (شبه دینامیکی)

اگر بجای تاریخچه تغییر مکان در روش تاریخچه زمانی، فقط مقادیر ماکسیمم ناشی از مودهای مختلف در نظر گرفته شود تحلیل دینامیکی سازه‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای ساده می‌شود. چون ماکسیمم مودهای مختلف در یک زمان اتفاق نمی‌افتد و همچنین لزوماً علامت یکسان ندارند، نمی‌توان مقادیر بیشینه‌ها را با یکدیگر جمع نمود. بهترین کاری که در یک تحلیل شبه دینامیکی یا طیفی می‌توان انجام داد این است که جواب‌های ماکسیمم به دست آمده از مودهای مختلف را بر اساس تئوری احتمالات ترکیب نمود. فرمول‌های تقریبی مختلفی برای ترکیب کردن ماکسیمم‌ها به کار می‌رود که متداول‌ترین آن‌ها فرمول مجموع مجذور مربعات می‌باشد. در این روش با فرض رفتار الاستیک خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مودهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند، انجام می‌گیرد.

### معایب روش دینامیکی تحلیل طیفی

- مبنای آنالیز مودال با توجه به مستقل بودن پرپیوندهای ارتعاشی صورت می‌گیرد و تحلیل طیفی تا زمانی عملکرد خوبی دارد که پرپیوندها به صورت مستقل در نظر گرفته شوند. در سازه‌هایی که پتانسیل پیچش وجود داشته باشد، باعث می‌شود که فرض مستقل بودن پرپیوندها نقض شود.
- در روش طیفی، اثر زمان لحاظ نمی‌شود.

### ۳-۲-۱-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی

منظور از تحلیل غیرخطی، تحلیل سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اجزاء آن به دلیل رفتار غیرخطی مصالح، ترک خوردگی و اثرات غیرخطی هندسی سازه می‌باشد.

### ۳-۱-۳- تحلیل دینامیکی پل‌های راه آهن

در تحلیل دینامیکی پل‌های راه آهن پارامترهای دینامیکی مهم باید همگی در محاسبات در نظر گرفته شوند. از جمله این پارامترها می‌توان به سختی، میرایی و جرم سازه اشاره کرد. در مرجع [12] برای محاسبه تقریبی این موارد روابط تجربی بر اساس درون‌یابی نمودارهای برداشت‌شده از آزمایش میدانی تعدادی پل ارائه شده که در ادامه به آن‌ها می‌پردازیم.

#### سختی دینامیکی پل

پل‌های راه آهن اغلب به وسیله تیر ایده‌آل‌سازی می‌شوند، که فرمول فرکانس طبیعی آن به شکل زیر نوشته می‌شود:

$$f_j = \frac{\lambda_j^2}{2\pi l^2} B \quad [12] \quad (۸-۳)$$

که در آن  $l$  طول دهانه پل،  $\lambda_j$  حل معادلات فرکانس که به شرایط مرزی دهانه پل وابسته است (جدول ۱-۴ تا ۵-۴ مرجع [12]). ثابت  $B$  برای تیرها که مشخص کننده سختی دینامیکی آن‌ها می‌باشد؛ و با فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$B = \left( \frac{EI}{\mu} \right)^{1/2} \quad [12] \quad (۹-۳)$$

$B$  پارامتریست تابع مصالح سازه پل ( $E$ )، ممان اینرسی مقطع ( $I$ ) و جرم پل ( $\mu$ ) واحد آن  $m^2 S^{-1}$  می‌باشد، در صورتی که  $l$  بر حسب متر و  $f_j$  بر حسب هرتز جایگذاری شوند.

با توجه به سختی دینامیکی  $B$ ، پل‌ها به گروه‌های زیر تقسیم می‌شوند:

(۱) پل‌های خرابایی فولادی بالاست دار یا بدون بالاست.

(۲) پل‌های تیر ورق فولادی بالاست دار

(۳) پل‌های تیر ورق فولادی بدون بالاست

(۴) پل‌های بتنی بالاست دار

(۵) پل‌های بتنی بدون بالاست



سازه پل‌های خرپایی سخت بوده و عموماً برای دهانه‌های بزرگ مورد استفاده قرار می‌گیرند. وجود بالاست نمی‌تواند نقش مهمی را در این دسته از پل‌ها بازی کند. پل‌های تیر ورق فولادی که معمولاً برای پل‌های با دهانه‌های متوسط و کوچک بکار می‌رود، دارای ممان اینرسی کمتری بوده و در نتیجه وجود یا عدم وجود بالاست نقش مهمی دارد. پل‌های فولادی به طور قابل ملاحظه‌ای سنگین‌تر می‌باشند، ولی مدول الاستیسیته کمتری دارند.

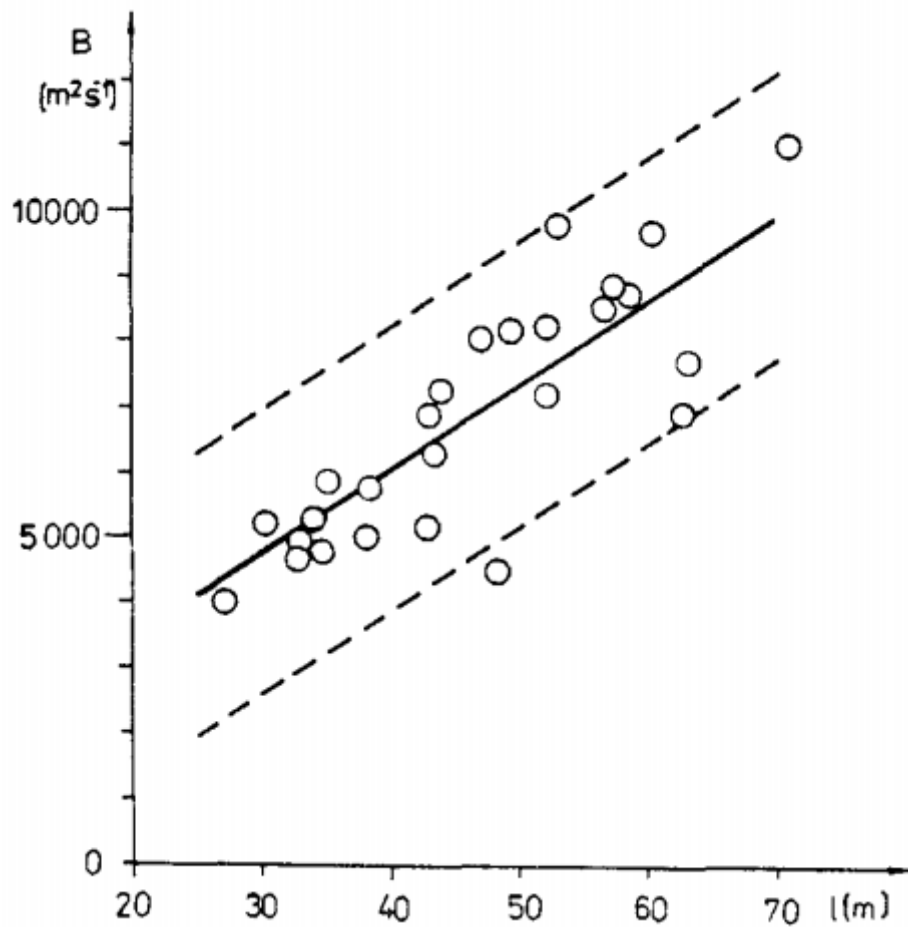
سختی دینامیکی پل‌ها را می‌توان از اندازه‌گیری فرکانس‌های طبیعی و دهانه پل با فرض  $\lambda_j = \pi$  به دست آورد، یعنی:

$$B = \frac{2}{\pi} f_1 l^2 \quad [12] \quad (10-3)$$

در نمودار شکل (۳-۴) سختی دینامیکی  $B$  در مقابل طول دهانه  $l$  برای ۲۷ پل خرپایی فولادی ترسیم شده است. از چهار نوع رگرسیون اصلی (خطی، نمایی، لگاریتمی و توانی) نشان داده شده که رگرسیون خطی بهترین آن‌ها بوده است:

$$B = a + bl \quad [12] \quad (11-3)$$

ضرایب رگرسیون در جدول (۳-۲) داده شده است.



شکل (۳-۴) سختی دینامیکی B نسبت به طول دهانه L پل‌های خرپایی فولادی [12]

جدول (۳-۲) سختی دینامیکی B طبق معادله (۳-۱۱) و رگرسیون خطی  $B = a + bl$  [12]

ناحیه متغیر		ضریب تصحیح	تغییرات قابلیت اعتماد	ضرایب رگرسیون		تعداد اندازه-گیری‌ها n	بالاست دار+ بدون بالاست-	پل‌های راه آهن
$L_{max}$	$L_{min}$	R	S	A	B			
M		1	$M^2S^{-1}$	$MS^{-1}$	$M^2S^{-1}$			
۲۰۰	۲۵	۰,۹۷۳	۲۱۵۹,۸۴۸	۸۷۰,۶۴۷	۱۲۹,۹۵۳	۲۷	-/+	خرپایی فولادی

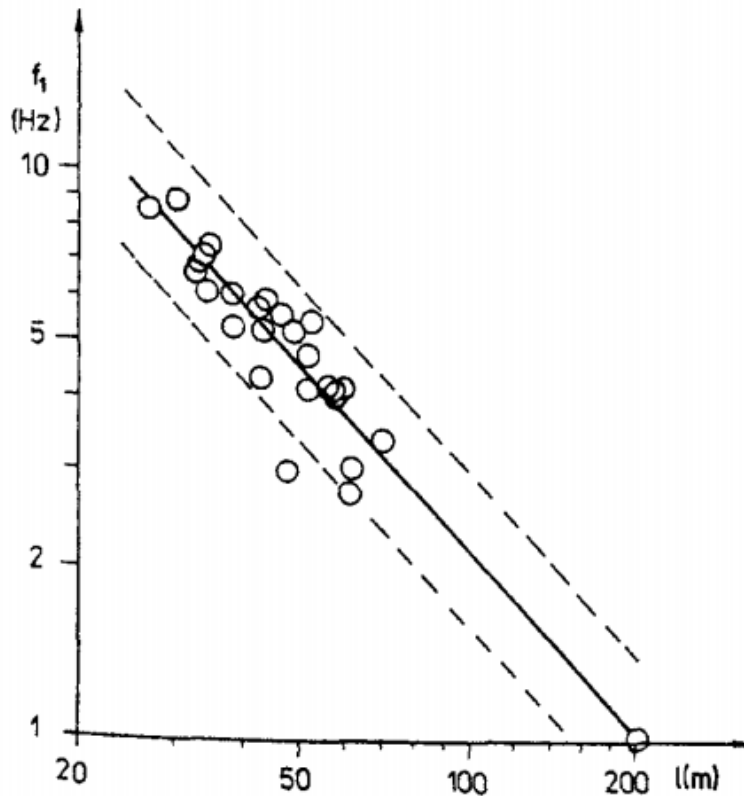
### ارزیابی آماری فرکانس‌های طبیعی سازه

فرکانس‌های طبیعی اندازه‌گیری شده برای ۲۷ پل فولادی خرپایی راه آهن در مقابل طول دهانه

در شکل (۵-۳) نشان داده شده است. در این مورد از ۴ نوع رگرسیون (خطی، نمایی، لگاریتمی و توانی)، رگرسیون توانی به عنوان بهترین نوع انتخاب شده است، یعنی:

$$f_1 = al^b \quad [12] \quad (۱۲-۳)$$

ضرایب رگرسیون  $a$  و  $b$  در جدول (۳-۳) داده شده است. ضرایب تصحیح  $r$  ( $r \gg 0.83$ ) نشان می‌دهد که مدل رگرسیون (۹-۳) مناسب است.



شکل (۵-۳) اولین فرکانس طبیعی  $f_1$  نسبت به طول دهانه  $L$  پل‌های خرابایی فولادی [12]

جدول (۳-۳) اولین فرکانس طبیعی پل‌های راه آهن، رگرسیون توانی  $f_1 = al^b$  [12]

ناحیه متغیر		ضریب تصحیح	تغییرات قابلیت اعتماد	ضرایب رگرسیون		n تعداد اندازه‌گیری‌ها	بالاست دار+ بدون بالاست-	پل‌های راه آهن
$L_{max}$	$L_{min}$	R	S	A	B			
M		1	۱	$MS^{-1}$	۱			
۲۰۰	۲۵	۰,۹۴۴	۱,۳۶۳	۳۰۶,۷۵۴	-۱,۰۷۳	۲۷	-/+	خرابایی فولادی

نمودار شکل (۳-۵) قابلیت اعتماد بالای تعیین اولین فرکانس ارتعاشی پل‌های خرپایی را آشکار می‌سازد.

### فرمول تجربی فرکانس طبیعی

بر اساس داده‌های آماری اندازه‌گیری شده فرکانس‌های طبیعی می‌توان فرمول تجربی زیر را برای تخمین اولین فرکانس طبیعی انواع پل پیشنهاد کرد:

$$f_1 = 1.33l^{-0.9} \quad [12] \quad (۳-۱۳)$$

که در آن  $f_1$  بر حسب هرتز و  $l$  بر حسب متر می‌باشد.

### فرمول تجربی میرایی

بر اساس ارزیابی آماری کاهش لگاریتمی میرایی در پل‌های راه آهن، می‌توان روابط تجربی زیر را برای پل‌های فولادی پیشنهاد کرد:

برای پل‌های فولادی  $L > 20m$ ،

$$\zeta = 0.08 \quad [12] \quad (۳-۱۴)$$

برای پل‌های فولادی  $L < 20m$ ،

$$\zeta = 0.08(20/l)^{1.5} \quad [12] \quad (۳-۱۵)$$

## ۳-۲- آئین نامه ایران

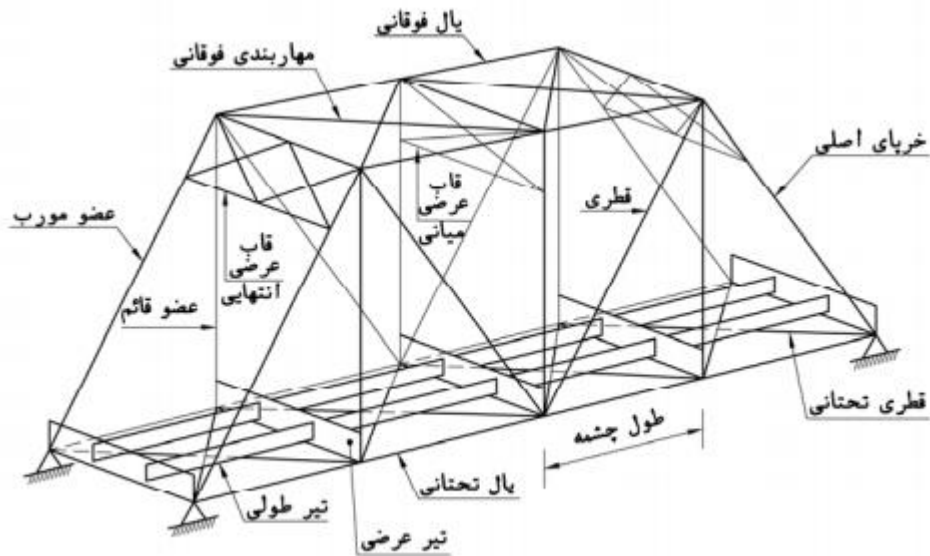
### ۳-۲-۱- نشریه ۳۹۵: دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی [8]

این آئین نامه حداقل ضوابط و مقررات لازم را برای طرح، محاسبه و اجرای پل‌های فولادی تعیین می‌کند و مشتمل بر روش طرح و محاسبه با تنش‌های مجاز (روش ارتجاعی) می‌باشد. شایان ذکر است که این نشریه بر اساس آئین نامه آشتو<sup>۱</sup> نوشته شده است.

طبق این آئین نامه، نیروهای داخلی و تنش اعضا و وسایل اتصال در سازه تحت اثر بارهای وارده

<sup>۱</sup> AASHTO

باید توسط یکی از روش‌های شناخته‌شده تحلیل الاستیک سازه تعیین شود. در ادامه تمام روابط محاسبه نیروهای داخلی و ضوابط کنترلی در طراحی آورده شده‌اند. بر اساس این نشریه، اعضای خرپا به صورت زیر نام‌گذاری می‌شوند:



شکل (۳-۶) مهاربندی خرپاها [8]

### تنش‌های کششی مجاز

در اعضای کششی تنش کششی مجاز نباید از  $0.55F_y$  بر روی سطح مقطع کل یا از  $0.46F_u$  بر روی سطح مقطع مؤثر خالص تجاوز کند که  $F_y$  تنش تسلیم و  $F_u$  تنش نهایی مصالح می‌باشد.

### تنش‌های خمشی مجاز

تنش فشاری مجاز ناشی از خمش در تارهای انتهایی اعضای خمشی که نسبت به صفحه جان خود دارای تقارن بوده و در همین صفحه بارگذاری شده‌اند برابر است با:

$$F_b = 0.55 F_y \left[ 1 - \frac{6(L/b)^2}{C_c^2} \right] \leq 0.55 F_y \quad [8] \quad (۱۶-۳)$$

که در رابطه فوق:

$$F_b = \text{تنش مجاز بال فشاری (kg/cm}^2\text{)}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد مصرفی (kg/cm}^2\text{)}$$

$$L = \text{طول قسمتی از بال فشاری که در جهت عرضی اتکا ندارد (cm)}$$

$$b = \text{عرض بال فشاری (cm)}$$

$$C_c = \text{لاغری مرز بین کمانش ارتجاعی و غیر ارتجاعی}$$

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{F_y}} \quad [8] \quad (17-3)$$

$$E = \text{ضریب ارتجاعی فولاد (kg/cm}^2\text{)}$$

آئین نامه آشتو اجازه نمی‌دهد طول L آن قدر زیاد شود که امکان کمانش ارتجاعی بال فشاری

ممکن شود. طول L باید در رابطه زیر صدق کند :

$$\frac{L}{b} \leq \pi \sqrt{\frac{E}{6F_y}} \quad [8] \quad (18-3)$$

برای فولاد نرمه  $F_y=2400 \text{ Kg/cm}^2$ ، روابط (۱۶-۳) تا (۱۸-۳) به صورت ساده‌شده زیر در می-

آیند:

$$F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} F_b = 1320 - 0.476 \left( \frac{L}{b} \right)^2 \\ C_c = 130 \\ \frac{L}{b} < 37 \end{array} \right. \quad [8] \quad (19-3)$$

بجای استفاده از رابطه (۱۹-۳) تنش خمشی مجاز را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$F_b = \frac{3.5 \times 10^6 C_b \left( \frac{I_{yc}}{L} \right)}{S_{xc}} \sqrt{0.772 \frac{J}{I_{yc}} + 9.87 \left( \frac{d}{L} \right)^2} \leq 0.55 F_y \quad [8] \quad (20-3)$$

$$S_{xc} = \text{اساس مقطع تیر حول محور قوی نسبت به بال فشاری (cm}^3\text{)}$$

$$F_y = \text{تنش تسلیم فولاد تیر (kg/cm}^2\text{)}$$

$L$  = فاصله تکیه‌گاه‌هایی که از تغییر مکان جانبی یا پیچیدن بال فشاری جلوگیری می‌کند (cm)

$$A_f = \text{سطح مقطع بال فشاری (cm}^2\text{)}$$

$C_b$  = ضریب یکنواختی نمودار لنگر خمشی که از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad [8] \quad (21-3)$$

در رابطه فوق  $M_1$  لنگر کوچک‌تر و  $M_2$  لنگر بزرگ‌تر در دو انتهای طول آزاد (بدون تکیه‌گاه جانبی) است که نسبت به محور قوی مقطع در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که  $M_1$  و  $M_2$  باعث انحنای مضاعف شوند، نسبت  $M_1/M_2$  مثبت، و در حال تیکه باعث انحنای ساده شوند، این نسبت منفی به حساب می‌آید.

اگر لنگر خمشی در بین این دو انتهای آزاد، مقداری بزرگ‌تر از لنگرهای دو انتها به خود بگیرد،  $C_b$  برابر ۱ محسوب می‌شود.

$$I_{yc} = \text{ممان اینرسی بال فشاری نسبت به محور قائم مار بر صفحه جان (cm}^4\text{)}$$

$$d = \text{ارتفاع کلی مقطع}$$

$$J = \text{ثابت سنت و نانت مقطع تیر طبق رابطه زیر (cm}^4\text{)}$$

$$J = \frac{1}{3} [\sum bt^3] \quad [8] \quad (22-3)$$

$$L = \text{فاصله دو نقطه مهارشده (cm)}$$

تنش‌های مجاز خمشی نسبت به محور ضعیف (برای اعضا با مقطع I، تسمه‌ها و ورق‌ها) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_b = 0.55 F_y \quad [8] \quad (23-3)$$

### تنش‌های فشاری مجاز

در این بخش تنش‌های فشاری مجاز اعضای فشاری، شامل ستون‌ها و اعضای فشاری خرپاها که تحت اثر فشار محوری قرار دارند معرفی می‌شوند.

## ضریب لاغری

در اعضای که ملاک طراحی آنها نیروی فشاری است، ضریب لاغری  $KL/r$  نباید از ۱۲۰ برای اعضای اصلی و ۱۴۰ برای اعضای فرعی تجاوز نماید و اگر نیروی کششی ملاک است، ضریب لاغری  $L/r$  نباید از ۲۰۰ برای اعضای اصلی و ۲۴۰ برای بادندها تجاوز کند. اعضای کششی با پیش تنیدگی کافی مستثنی از این قاعده می‌باشند. لاغری اعضای کششی که تحت تنش‌های معکوس قرار می‌گیرند، نباید از ۱۴۰ تجاوز نماید.  $L$  طول مهار نشده عضو از مرکز ثقل دو نقطه مهار بندی عرضی یا مرکز ثقل دو اتصال عضو در نظر گرفته می‌شود.

## تنش مجاز

در اعضای فشاری که اجزاء مقطع شرایط کمانش موضعی را برآورده می‌نمایند، تنش مجاز فشاری از روابط زیر تعیین می‌گردد:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6440}{\sqrt{F_y}} \quad [8] \quad (24-3)$$

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد مصرفی مساوی  $2.1 \times 10^6$  ( $\text{kg/cm}^2$ )

$E$  = ضریب الاستیسیته فولاد ( $\text{kg/cm}^2$ )

$C_c$  = لاغری مرزی بین کمانش الاستیک و غیر الاستیک

در صورتی که  $\lambda \leq C_c$  باشد :

$$F_a = \frac{F_y}{2.12} \left[ 1 - \frac{\lambda^2 F_y}{4\pi^2 E} \right] = \frac{F_y}{2.12} \left[ 1 - \frac{\lambda^2 F_y}{8 \times 10^7} \right] \quad [8] \quad (25-3)$$

در صورتی که  $\lambda > C_c$  باشد :

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{2.12 \lambda^2} = \frac{95 \times 10^5}{\lambda^2} \quad (26-3)$$

در روابط (۳-۳۰) و (۳-۳۱) عدد ۲,۱۲ ضریب اطمینان می‌باشد و همچنین داریم :

$\lambda$  = لاغری حداکثر عضو فشاری که مساوی  $KL/r$  می‌باشد.



$F_a$  = تنش فشاری مجاز ( $\text{kg/cm}^2$ )

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد مصرفی ( $\text{kg/cm}^2$ )

### ترکیب تنش‌ها

الف) ترکیب نیروی فشاری و لنگر خمشی اعضایی که تحت اثر نیروی فشاری محوری توأم با لنگر خمشی قرار می‌گیرند، باید روابط زیر را اغنا:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1 \quad [8] \quad (27-3)$$

در روابط فوق، اندیس‌های X و Y در ترکیب با اندیس‌های e, b, m، محورهای خمشی مربوط به

تنش‌ها و یا خواصی دیگر را نشان می‌دهند. داریم:

$F_a$  = تنش فشاری مجاز اگر فقط نیروی محوری عمل کند.

$F_b$  = تنش فشاری مجاز خمشی اگر فقط لنگر خمشی به تنهایی عمل کند.

$F'_e$  = تنش کمانشی که بر ضریب اطمینان تقسیم شده است.

$$F'_e = \frac{\pi^2 E}{2.12 \left( \frac{K_b L_b}{r_b} \right)^2} = \frac{95 \times 10^5}{\lambda_b^2} \quad [8] \quad (28-3)$$

$L_b$  = طول آزاد در صفحه خمش

$r_b$  = شعاع ژیراسیون نظیر

$K_b$  = ضریب طول مؤثر در صفحه خمش

$\lambda_b$  = لاغری حول محور خمش ( $\lambda_b = K_b L_b / r_b$ )

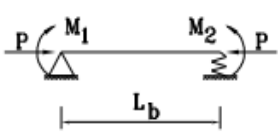
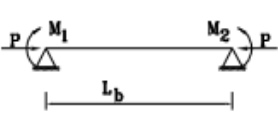

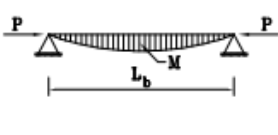
$f_a$  = تنش فشاری موجود

$f_{bx}$  = تنش فشاری ناشی از خمش حول محور X

$f_{by}$  = تنش فشاری ناشی از خمش حول محور Y

$C_m =$  مطابق جدول (۳-۴)

جدول (۳-۴) ضریب  $C_m$  در رابطه اندرکنشی [8]

$C_m$	شکل	شرایط بارگذاری
0.85		از انتقال جانبی دو انتهای عضو فشاری جلوگیری نشده است. لنگر خمشی در دو انتهای عضو حداکثر است.
$0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ $M_1 =$ لنگر کوچکتر $M_2 =$ لنگر بزرگتر برای اتحنای مضاعف $M_1 / M_2 > 0$ می‌باشد. برای اتحنای ساده، $M_1 / M_2 < 0$ می‌باشد.		از انتقال جانبی دو انتهای عضو فشاری جلوگیری شده است. بارگذاری عرضی موجود نیست. لنگر خمشی در دو انتهای عضو حداکثر است.
0.85		از انتقال جانبی دو انتها جلوگیری شده است. بارگذاری عرضی همراه با لنگرهای انتهایی وجود دارد.
1.0		از انتقال جانبی دو انتها جلوگیری شده است. بارگذاری عرضی وجود دارد.

همواره می‌توان در جهت اطمینان،  $C_m$  را مساوی واحد منظور کرد.

ب) ترکیب کشش محوری و لنگر خمشی

اعضایی که تحت اثر کشش محوری توأم با خمش قرار می‌گیرند، باید طوری محاسبه شوند که در

تمام نقاط طول عضو رابطه زیر برآورده گردد:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad [8] \quad (۳-۲۹)$$

$f_b$  = تنش کششی محاسباتی حاصل از لنگر خمشی

$f_t$  = تنش کششی محاسباتی حاصل از کشش محوری

$F_b$  = تنش خمشی مجاز

$F_t$  = تنش کششی مجاز

## مسائل ویژه در طرح و محاسبه

### افتادگی (خیز)

در دهانه‌های ساده و یکسره، افتادگی ناشی از بار زنده و ضربه به  $\frac{1}{800}$  دهانه محدود می‌گردد. در

پل‌های شهری این محدودیت برابر  $\frac{1}{1000}$  دهانه است.

### ۳-۲-۲- نشریه ۱۳۹: آئین نامه بارگذاری پل‌ها [7]

با توجه به اینکه وسایل نقلیه عبوری از پل‌ها متنوع و مطالعه این سازه‌ها در برابر تمامی بارهای واقعی پیچیده و حجیم می‌باشد، در کشورهای مختلف از طریق مطالعات تحلیلی و به‌کارگیری قواعد آمار و احتمالات، مجموعه‌ای از بارهای استاندارد که اثر آن‌ها معادل بحرانی‌ترین حالت‌های ترافیکی واقعی باشد تعیین و پل‌های مختلف برای این بارها طراحی می‌شوند. طبق این نشریه موارد زیر باید رعایت شود:

- ترکیبات بارگذاری، ضرایب بار و تنش‌های محاسباتی مطابق آئین نامه‌های آشتو یا آئین نامه اروپا تعیین می‌شوند.

- بارهای دائمی، شامل وزن اجزاء باربر و غیر باربر تشکیل‌دهنده پل، خاک روی عرشه وزن خط و بالاست را شامل می‌شود.

### وزن اجزاء باربر و غیر باربر

این بار شامل بار اجزاء باربر و غیر باربر تشکیل‌دهنده پل است. مقصود از اجزاء باربر قطعاتی است

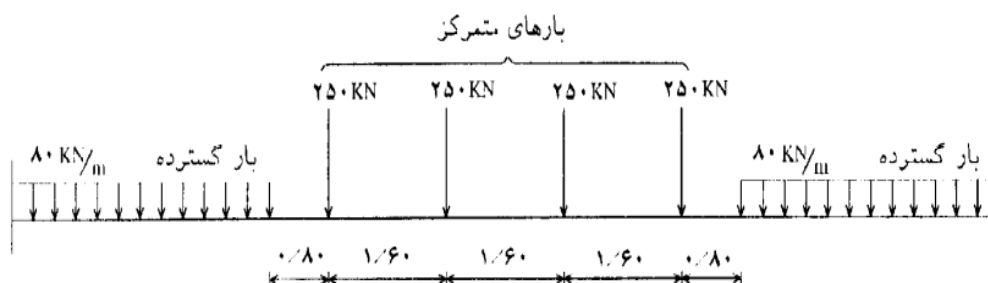
که نقش سازه‌ای داشته باشند، و هدف از اجزاء غیر باربر قسمت‌هایی از قبیل پیاده‌روها، بالاست و خط، عایق کاری، نرده‌ها، لوله‌ها، مجاری عبور کابل‌ها و سایر تأسیسات شهری که به پل متصل می‌شوند می‌باشند. در طرح و محاسبه پل‌های راه آهن ایران وزن اجزاء تشکیل دهنده بالاست به شرح زیر است:

- وزن مخصوص بالاست معادل ۱۹ کیلو نیوتن بر متر مکعب.
- ریل، تراورس و پا بندها معادل ۷ کیلو نیوتن بر متر طول به ازای هر خط عبور.

### بارهای زنده

#### - بارگذاری استاندارد

برای ابنیه فنی راه آهن بجای بار واقعی قطار، بار فرضی مطابق شکل (۳-۸) قرار داده می‌شود که در این آئین نامه از آن به عنوان بارگذاری استاندارد (بارگذاری نوع ۱) یاد می‌شود. برای طرح و محاسبه قسمت‌های مختلف پل، بارگذاری شکل (۳-۷) در نامساعدترین وضعیت منظور می‌شود.



شکل (۳-۷) بارگذاری استاندارد [7]

#### - بارگذاری اصلاح شده

برای حمل و نقل‌های خاص می‌توان از بارگذاری اصلاح شده (ویژه) استفاده کرد. در بارگذاری‌های ویژه بارهای متمرکز و یکنواخت تعیین شده در بارگذاری استاندارد با اعمال ضرایبی به شرح جدول (۳-۵) اصلاح می‌شوند:

جدول (۳-۵) ضرایب اصلاح [7]

نوع بارگذاری	ضریب اصلاح
سیک (نوع ۲)	۰,۸
سنگین (نوع ۳)	۱,۲

برای حمل و نقل‌های عادی از بارگذاری استاندارد (نوع ۱) و برای بارگذاری‌های ویژه از بارگذاری اصلاح شده (انواع ۲ و ۳) استفاده می‌شود.

### ضرایب دینامیکی (ضربه)

اگر در تحلیل یک پل روش استاتیکی بکار رفته شود، باید از ضرایب دینامیکی برای افزایش نتایج تحلیل استاتیکی استفاده کنیم. ضرایب دینامیکی برای پل‌ها از روابط زیر محاسبه می‌شوند :

$$\delta_1 = \frac{0.96}{\sqrt{L'} - 0.2} + 0.88 \quad [7] \quad (30-3)$$

$$\delta_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L'} - 0.2} + 0.82 \quad [7] \quad (31-3)$$

$$\delta_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L'} - 0.2} + 0.73 \quad [7] \quad (32-3)$$

در روابط فوق  $L'$  طول مشخصه برای محاسبه ضرایب دینامیکی است.

ضرایب یاد شده برای خطوط با بالاست و بی بالاست برابر در نظر گرفته می‌شوند. ضرایب دینامیکی برای سازه‌های بتن‌آرمه، بتن پیش تنیده، فلزی و مرکب یکسان فرض می‌شوند.

مقادیر  $L'$  برای انواع اعضا و قطعات از جداول (۲-۳) و (۳-۳) مرجع [7] استخراج می‌شوند.

ضریب دینامیکی فقط روی لنگر خمشی و تلاش برشی ناشی از بارگذاری نیروهای قائم استاندارد اعمال می‌شود. سایر نیروها مانند نیروی گریز از مرکز، ترمز، شتاب و نیروهای جانبی در ضریب دینامیکی ضرب نمی‌شوند.

### ۳-۳- آئین نامه اروپا [9]

بارهای معرفی شده در این آیین نامه بارهای واقعی نیستند که در اثر عبور قطار به پل وارد می-شوند. بلکه این بارها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که در نظر گرفتن اثر دینامیکی آنها، نشان‌دهنده اثر بارهای واقعی باشند.

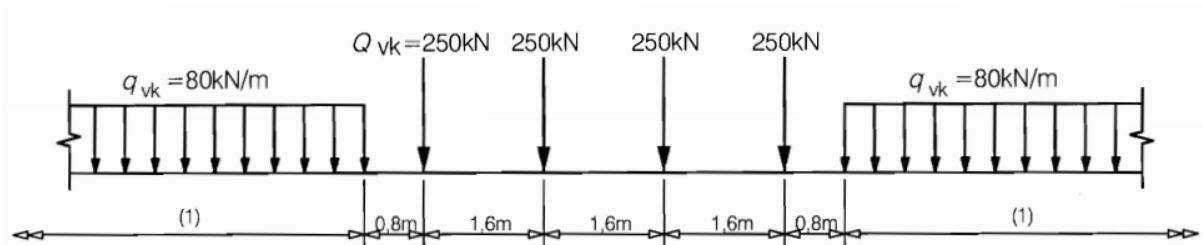
#### ۳-۳-۱- بار قطار

به طور کلی بارهای قائم راه آهن در ۵ دسته قرار می‌گیرند:

- (۱) مدل بار LM71 برای نشان دادن ترافیک نرمال راه آهن.
- (۲) مدل بار SW/0 برای نشان دادن ترافیک نرمال راه آهن روی پل‌های پیوسته.
- (۳) مدل بار SW/2 برای نشان دادن بارهای سنگین.
- (۴) مدل بار HSLM<sup>1</sup> برای نشان دادن بارگذاری قطارهای مسافری با سرعت بیش از 200 km/h
- (۵) مدل بار «قطار بارگذاری نشده» برای نشان دادن اثر قطار بدون بار.

#### مدل بار LM71 -

این مدل بار برای نشان دادن اثر قائم بارگذاری ترافیک ریلی نرمال می‌باشد. ترکیب الگوی این بارگذاری در شکل (۳-۸) نشان داده شده است.



راه‌نما: (۱) بدون محدودیت

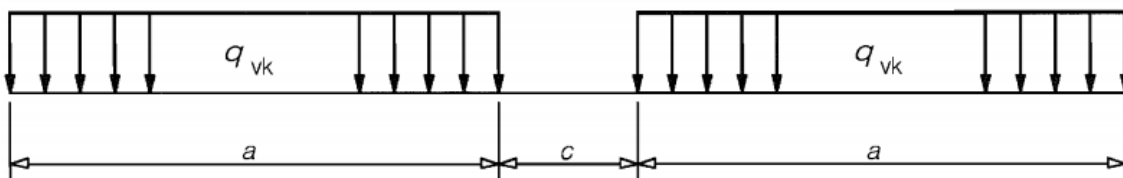
شکل (۳-۸) الگوی بار LM71 و مقادیر مربوط به آن برای بارهای قائم [9]

<sup>1</sup> High Speed Load Model

برای خطوطی که بار ترافیکی سنگین تر یا سبک تر از بار نرمال حمل می کنند، مقادیر قیدشده برای بار در شکل (۸-۳) در پارامتر  $\alpha$  ضرب می شوند. مقادیر این پارامتر عبارتند از ۰,۸۳, ۰,۷۵, ۰,۹۱, ۱,۰۰, ۱,۱۰, ۱,۲۱, ۱,۳۳, ۱,۴۶. نحوه کاربرد این ضریب در مرجع [9] توضیح داده شده است.

#### – مدل بار $SW/0$ و $SW/2$

مدل بار  $SW/0$  نشان دهنده اثر قائم بار ترافیک نرمال بر روی تیرهای پیوسته است. مدل بار  $SW/2$  نشان دهنده اثر قائم بار ترافیک سنگین بر روی تیرهای پیوسته است. ترکیب الگوی بار  $SW/0$  و  $SW/2$  در شکل (۹-۳) و جدول (۶-۳) نشان داده شده است :



شکل (۹-۳) الگوی بار  $SW/0$  و  $SW/2$  [9]

جدول (۶-۳) مقادیر مشخصه برای الگوهای بارگذاری  $SW/0$  و  $SW/2$  [9]

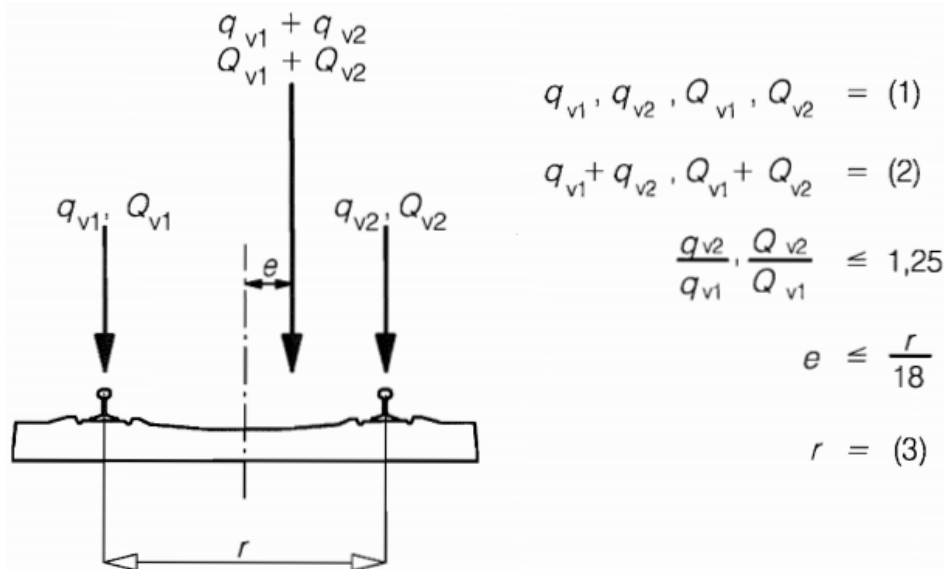
الگوی بار	$q_{vk}$ [kN / m]	$a$ [m]	$c$ [m]
$SW/0$	133	15.0	5.3
$SW/2$	150	25.0	7.0

#### – الگوی بار قطار بارگذاری نشده

این مدل بار که برای تحقیقات خاص مورد استفاده قرار می گیرد به صورت توزیع یکنواخت بار قائم با مقدار 10 kN/m بر روی ریلها اعمال می شود.

#### – اثر خروج از مرکزیت بارهای قائم

اثر جابه جایی جانبی بارهای قائم توسط ضریب بار چرخ و در تمامی محورهای قطار اعمال می شود. این ضریب مقداری در گستره 1-1.25 به خود می گیرد. اثر خروج از مرکزیت  $e$  در شکل (۱۰-۳) نشان داده شده است.



کلید:

(۱) توزیع بار یکنواخت و بارهای نقطه‌ای روی هر ریل

(۲) LM71 (و در صورت لزوم SW/0)

(۳) فاصله عرضی بین بارهای چرخ

شکل (۳-۱۰) خروج از مرکزیت بارهای قائم [9]

### - عوامل مؤثر بر رفتار دینامیکی سازه

عوامل اصلی که بر رفتار دینامیکی پل تأثیر می‌گذارند عبارت‌اند از :

۱. سرعت ترافیک عبوری
۲. طول دهانه پل و طول اعضا
۳. جرم سازه
۴. فرکانس طبیعی سازه و شکل مودهای اصلی پل
۵. تعداد محورهای بارگذاری، بار هر محور و فاصله محورها از یکدیگر
۶. میرایی سازه
۷. نامنظمی‌های عمودی مسیر حرکت قطار روی پل
۸. جرم با فنر/بدون فنر و سیستم تعلیق وسیله نقلیه
۹. الگوی تکیه‌گاه‌های موجود در طول دال عرشه
۱۰. معایب وسیله نقلیه
۱۱. خصوصیات دینامیکی مسیر (از جمله : ضخامت لایه بالاست، تراورس‌ها و ...)

### - اصول کلی طراحی



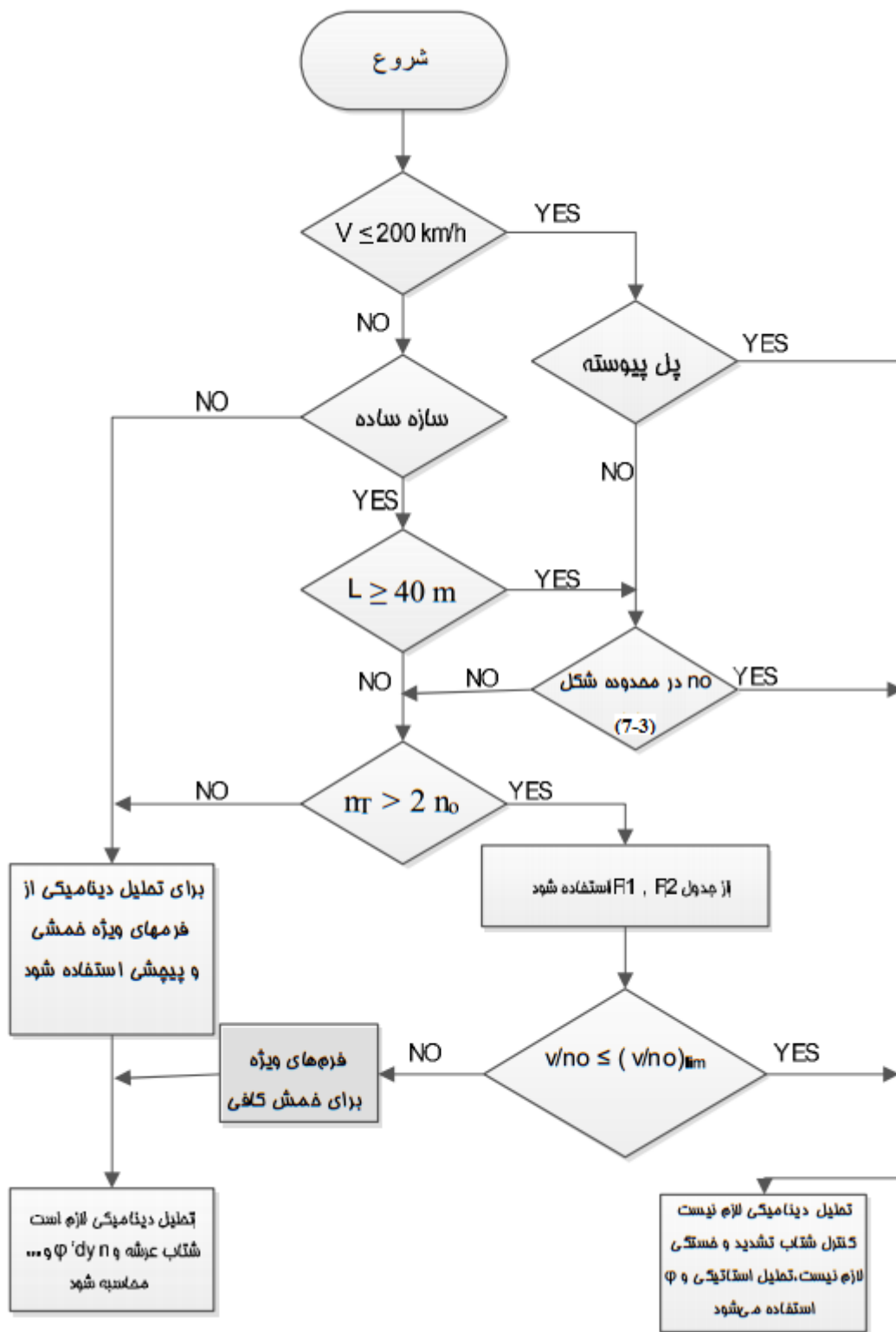
در ابتدا تحلیل استاتیکی تحت اثر الگوی بار  $LM71$  یا در صورت لزوم  $SW/0$  یا  $SW/2$  انجام می‌شود. سپس برای در نظر گرفتن اثر بار عبور قطار که ماهیت آن دینامیکی است، نتایج در ضریب دینامیکی  $\phi$  ضرب می‌شود.

### - تعیین نوع تحلیل لازم برای پل

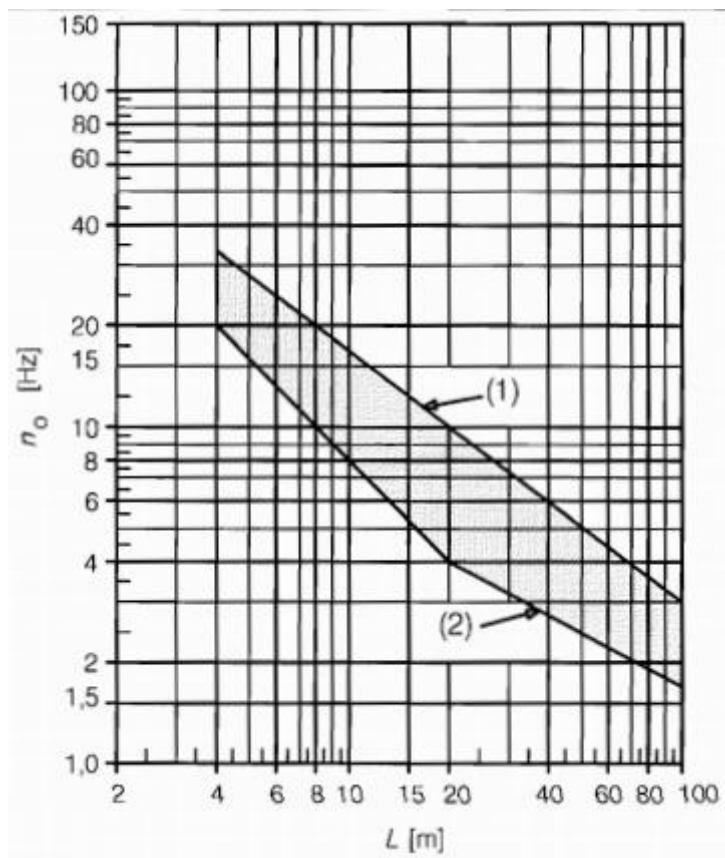
با داشتن مشخصات دینامیکی سازه‌ای پل و بارگذاری، با استفاده از فلوچارت شکل (۳-۱۱) کنترل می‌کنیم که آیا پل تحت بارگذاری مورد نظر به تحلیل دینامیکی نیاز دارد یا تحلیل استاتیکی کفایت می‌کند.

که در شکل (۳-۱۲)،  $V$  حداکثر سرعت ترافیک،  $L$  طول دهانه،  $n_0$  اولین فرکانس طبیعی خمشی پل،  $n_T$  اولین فرکانس طبیعی پیچشی پل،  $v$  حداکثر سرعت اسمی ترافیک و  $\left(\frac{V}{n_0}\right)_{\lim}$  طبق ضمیمه F مرجع [6] می‌باشد.

از شکل (۳-۱۲) برای محاسبه محدوده اولین فرکانس طبیعی خمشی سازه بر اساس طول دهانه پل استفاده می‌شود.



شکل (۳-۱۱) فلوجارت تعیین نوع تحلیل (دینامیکی یا استاتیکی) [9]



شکل (۳-۱۲) محدوده فرکانس طبیعی پل بر اساس طول دهانه [9]

در شکل (۳-۱۲) حد بالای  $n_0$  توسط افزایش دینامیکی ناشی از نامنظمی مسیر و با رابطه

و حد پایین  $n_0$  توسط معیار ضربه دینامیکی تعیین می‌شود که از روابط زیر به

دست می‌آید:

$$n_0 = \frac{80}{L} \quad 4m \leq L \leq 20m \quad [9] \quad (3-33)$$

$$n_0 = 23.58L^{-0.592} \quad 20m \leq L \leq 100m \quad [9] \quad (3-34)$$

که  $L$  طول دهانه برای پل‌های با تکیه‌گاه ساده می‌باشد.

زمانی که سازه پل به تحلیل دینامیکی نیاز پیدا می‌کند، بار ترافیکی دیگری بنام HSLM باید بر

سازه اعمال شود. این بار برای سرعت تا حداکثر 300 km/h می‌باشد.

برای تحلیل پل‌های معمولی از الگوهای بارگذاری  $LM71$ ،  $SW/0$ ، و در صورت لزوم  $SW/2$

طبق شکل‌های ۶،۱ و ۶،۲ موجود در مرجع [9] استفاده می‌شود که یک تحلیل استاتیکی تحت

بارگذاری مشخص شده می باشد و برای در نظر گرفتن اثرات دینامیکی از ضریبی به نام ضریب دینامیکی  $\phi$  استفاده می شود. این ضریب که نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی را تقویت می کند با توجه به سطح کیفی تعمیرات مسیر پل محاسبه می شود :

برای تعمیرات مسیر با کیفیت بالا

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82 \quad 1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67 \quad [9] \quad (3-35)$$

برای تعمیرات مسیر با کیفیت استاندارد

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad 1.00 \leq \phi_3 \leq 2.00 \quad [9] \quad (3-36)$$

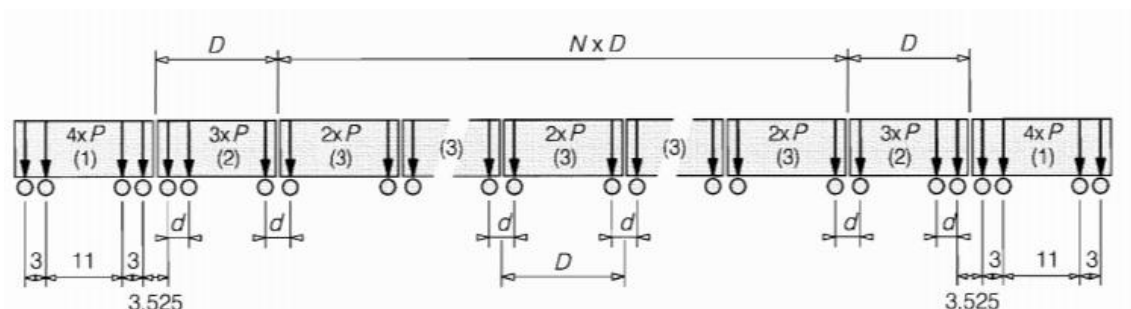
که  $L_\phi$  با توجه به جدول ۶،۲ موجود در مرجع [9] قابل محاسبه می باشد.

در تحلیل به این روش، از جایی که اثر ضربه، خستگی و تشدید سازه در ضریب دینامیکی  $\phi$  دیده نشده به منظور بررسی این موارد باید از روش های تحلیل دینامیکی تحت الگوهای بارگذاری دینامیکی HSLM یا قطار واقعی استفاده نمود.

### ۳-۳-۳- تحلیل دینامیکی

تحلیل دینامیکی باید با استفاده از مشخصات بارگذاری قطار واقعی با یکی از دو مدل A و B از HSLM انجام می شود. تحلیل دینامیکی برای سرعت های بزرگ تر از ۲۰۰ km/h استفاده می شود.

الگوی بارگذاری HSLM-A مطابق شکل (۳-۱۳) و جدول (۳-۷) می باشد.



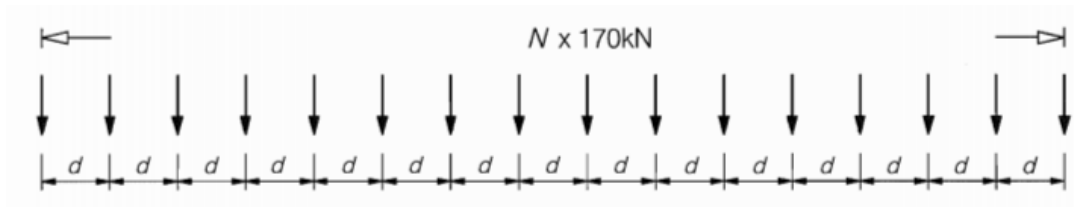
شکل (۳-۱۳) الگوی بار HSLM-A [9]

جدول (۷-۳) HSLM-A [9]

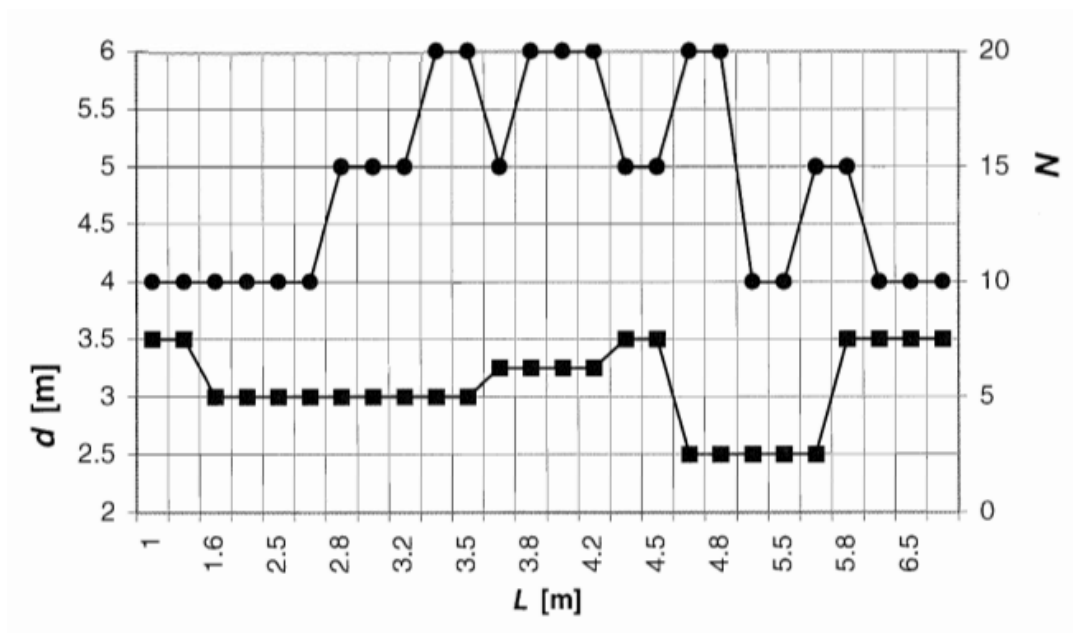
قطار یونیورسال	تعداد واگن‌های میانی N	طول واگن D[m]	فاصله محور بوژی d[m]	نیروی متمرکز P[kN]
A1	۱۸	۱۸	۲/۰	۱۷۰
A2	۱۷	۱۹	۳/۵	۲۰۰
A3	۱۶	۲۰	۲/۰	۱۸۰
A4	۱۵	۲۱	۳/۰	۱۹۰
A5	۱۴	۲۲	۲/۰	۱۷۰
A6	۱۳	۲۳	۲/۰	۱۸۰
A7	۱۳	۲۴	۲/۰	۱۹۰
A8	۱۲	۲۵	۲/۵	۱۹۰
A9	۱۱	۲۶	۲/۰	۲۱۰
A10	۱۱	۲۷	۲/۰	۲۱۰

مدل بارگذاری HSLM-B شامل N تعداد نیروی متمرکز 170 kN در فواصل ثابت d (m) می‌باشد

که N و d در شکل‌های (۱۴-۳) و (۱۵-۳) تعریف شده‌اند.



شکل (۱۴-۳) الگوی بار HSLM-B [9]



شکل (۳-۱۵) الگوی بار HSLM-B [9]

### انتخاب نوع بارگذاری HSLM

با توجه به طول دهانه پل و شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای آن، با استفاده از جدول (۳-۸) نوع بارگذاری HSLM را انتخاب می‌کنیم.

جدول (۳-۸) کاربرد HSLM-A و HSLM-B [9]

نوع سازه	دهانه	
	$L < 7m$	$L \geq 7m$
دهانه با تکیه‌گاه ساده	HSLM-B	HSLM-A
سازه پیوسته یا سازه پیچیده	HSLM-A که شامل همه قطارهای A1 تا A10 می‌شود.	HSLM-A که شامل همه قطارهای A1 تا A10 می‌شود.

### - سرعت‌های مورد نظر

برای هر قطار واقعی یا مدل بار HSLM محاسبات باید برای یک سری سرعت از 40m/s تا مقدار حداکثر سرعت طرح در نظر گرفته شود. حداکثر سرعت طرح ۱,۲ برابر حداکثر سرعت طراحی می‌-

باشد. در نزدیکی تشدید، گام‌های نمو سرعت کوچک‌تری باید در نظر گرفته شود.

### ۳-۳-۴- پارامترهای دینامیکی پل

#### میرایی سازه

رفتار دینامیکی سازه در سرعت‌های تشدید و سرعت‌های نزدیک به آن، تا حد زیادی به میرایی سازه وابسته است. هر چه میرایی سازه کوچک‌تر باشد، وضعیت رفتار دینامیکی آن بحرانی‌تر خواهد بود. جدول زیر میرایی پل را با توجه به طول دهانه آن  $L$  و جنس مصالح به دست می‌دهد:

جدول (۳-۹) درصد میرایی سازه [9]

نوع پل	حد پایین درصد میرایی بحرانی $\xi$ (%)	
	$L \leq 20\text{ m}$ طول دهانه	$L \geq 20\text{ m}$ طول دهانه
فولاد و کامپوزیت	$\xi = 0.5 + 0.125(20-L)$	$\xi = 0.5$
بتن پیش تنیده	$\xi = 1.0 + 0.07(20-L)$	$\xi = 1.0$
تیر پر شده و بتن مسلح	$\xi = 1.5 + 0.07(20-L)$	$\xi = 1.5$

#### جرم پل

رفتار دینامیکی سازه علاوه بر میرایی به جرم سازه نیز وابسته می‌باشد، به طوری که برآورد جرم کمتر از واقعیت باعث می‌شود فرکانس طبیعی سازه بزرگ‌تر از واقعیت به دست آید که این خود باعث می‌شود سرعت‌های ترافیکی محاسبه‌شده که پدیده تشدید در آن رخ می‌دهد بزرگ‌تر از سرعت‌های واقعی تشدید حاصل شود. از سوی دیگر حداکثر شتاب قائم عرشه رابطه عکس با جرم سازه دارد؛ بنابراین برای حفظ ایمنی در طراحی دو حالت زیر را برای جرم سازه در نظر می‌گیریم:

- حد پایین جرم: به منظور پیش‌بینی حداکثر شتاب عرشه، جرم پل با استفاده از حداقل چگالی عرشه و حداقل ضخامت لایه بالاست، محاسبه می‌شود.

- حد بالای جرم: به منظور پیش‌بینی حداقل سرعتی که تشدید دامنه حرکت پل رخ می‌دهد جرم پل با استفاده از حداکثر چگالی عرشه و حداکثر ضخامت لایه بالاست محاسبه می‌شود.

## سختی پل

هر تخمین دست بالای سختی پل باعث تخمین بالادست فرکانس طبیعی سازه شده و در نتیجه سرعتی که در آن تشدید رخ می‌دهد، بیش‌تر از واقعیت به دست می‌آید. پس باید حد پایین سختی سازه که بحرانی‌ترین شرایط را به دست می‌دهد در تحلیل دینامیکی سازه قرار می‌گیرد.

### ۳-۴- معیارهای ایمنی ترافیک

#### ۳-۴-۱- شتاب قائم عرشه

در صورتی که تحلیل دینامیکی لازم باشد، برای جلوگیری از ناپایداری خط آهن در حالت حدی بهره‌برداری، معیار شتاب قائم عرشه کنترل می‌شود. حداکثر مقدار مجاز شتاب عرشه پل که در طول خط راه آهن محاسبه می‌شود نباید از  $3.5 \text{ m/s}^2$  برای خطوط با بالاست و  $5 \text{ m/s}^2$  برای عرشه‌هایی که مستقیماً به خط آهن متصل شده‌اند (بدون بالاست) یا المان‌های سازه‌ای طراحی شده برای ترافیک سرعت بالا، تجاوز کند. [9]

#### ۳-۴-۲- تغییر شکل قائم عرشه

برای حفظ ایمنی پل‌های راه آهن، حداکثر جابه‌جایی وسط دهانه پل نباید از  $\frac{L}{600}$  تجاوز نماید، به طوری که  $L$  برابر طول دهانه پل بر حسب cm باشد. [9]

#### ۳-۴-۳- معیار راحتی مسافر

راحتی مسافر به شتاب قائم درون واگن در هنگام ورود، عبور و خروج از پل  $b_v$  بستگی دارد. سطوح راحتی مسافر و حداکثر شتاب‌های قائم مربوطه در جدول زیر آمده است.



جدول (۳-۱۰) سطوح راحتی مسافر و حدود شتاب قائم [6]

سطح آسایش	شتاب قائم $b_v (m/s^2)$
خیلی خوب	۱/۰
خوب	۱/۳
قابل قبول	۲/۰

### ۳-۵- انتخاب نرم افزار

امروزه نرم افزارهای اجزاء محدود بسیار مختلفی به منظور تحلیل سازه وجود دارند که هر کدام قابلیت‌های خاص خود را دارند. بعضی از این نرم افزارها تخصصی بوده و صرفاً برای هدف خاصی طراحی شده‌اند، و برخی دیگر عمومی هستند. قبل از انتخاب نرم افزار باید به نیازهای خود از مدلسازی واقف بوده و بر اساس قابلیت نرم افزارهای موجود، مناسب‌ترین آن‌ها را انتخاب کنیم. در ادامه به بررسی چند نرم افزار رایج در تحلیل سازه‌های مهندسی اشاره شده و در انتها نرم افزار مناسب انتخاب گردیده است.

CSI SAP2000 این نرم افزار توانایی‌های خاصی جهت انجام تحلیل‌های مورد نظر در علوم مهندسی دارد و بر اساس تست‌های کالیبراسیون متعدد در نسخه‌های جدید دقت محاسباتی قابل قبولی ارائه می‌کند. جرم بار را در صورتی می‌توان وارد عملیات تحلیل نمود که نرم افزار مورد استفاده قابلیت محاسبه جرم در هر گام زمانی را داشته باشد. نرم افزار SAP2000 از این قابلیت برخوردار نیست.

OPENSEES نام آن برگرفته از Open System for Earthquake Engineering Simulation محصول واحد تحقیقاتی NEES وابسته به دانشگاه برکلی آمریکا می‌باشد. این نرم افزار مزایای زیادی دارد، به عنوان مثال به صورت کد باز و رایگان است. صرفاً کاربرد تحقیقاتی دارد و نه تجاری، و این از تفاوت‌های اصلی آن با نرم افزارهای مشابه است. در این نرم افزار المان‌های خاصی با قابلیت‌های ویژه

قرار دارد. مثلاً المان‌هایی جهت انجام آنالیز لرزه‌ای و ارزیابی تأثیر نیروی زلزله روی سازه تولید و ارائه شده و قابلیت تحلیل خطی و غیرخطی استاتیکی و دینامیکی را دارد. از معایب آن می‌توان به کاربرپسند نبودن محیط آن، عدم وجود یک رابط کاربری مناسب جهت مدل‌سازی، تحلیل و استخراج خروجی‌های آن اشاره کرد. همچنین سرعت پایین مدل‌سازی از معایب عمده آن است. ضعف موجود در الگوریتم‌های حل برنامه و همگرایی در نتایج دیگر عیب آن است که بسیار مشهود می‌باشد.

ANSYS محصولی تجاری است که به منظور انجام تحلیل‌های اجزاء محدود در علوم مهندسی ارائه شده است. این برنامه قدرت بالایی در حل مسائل متعارف اجزاء محدود، توانایی مدل‌سازی و تحلیل انواع مسائل را دارد. از ویژگی‌های منحصر بفرد آن می‌توان به توانایی خاص آن در انجام آنالیزهای مهندسی در فضای چند فازه اشاره کرد، که سرآمد است. بر خلاف نرم‌افزارهای قبلی، امکان مدل‌سازی مستقیم انواع حالات را دارا می‌باشد که این مورد امکان مدل‌سازی دقیق و نزدیک‌تر به واقعیت را در خصوص مسئله مورد بررسی در اختیار محققین قرار می‌دهد. از معایب این نرم‌افزار می‌توان به سرعت پایین در حل مسئله با افزایش تعداد المان‌ها و دشواری در ایجاد همگرایی در مسئله برای رسیدن به پاسخ نهایی اشاره نمود.

ABAQUS محصولی تجاری از کمپانی SIMULIA Software می‌باشد که یک نرم‌افزار عمومی در زمینه مدل‌سازی و آنالیز اجزاء محدود است و استفاده از آن بسیار فراتر از موضوعات آنالیز سازه‌ای متعارف و از این قبیل موارد می‌باشد. به اعتقاد بسیاری از کاربران و متخصصان در بین نرم‌افزارهای موجود، این نرم‌افزار قوی‌ترین نرم‌افزار در زمینه انجام تحلیل‌های سازه‌ای به خصوص تحلیل در محیط‌های تک فاز می‌باشد. الگوریتم‌های قدرتمند در این نرم‌افزار بر خلاف دیگر نرم‌افزارهای ارائه شده و المان‌های گسترده و معادلات حاکم مرتبه بالا قابلیت انجام انواع آنالیزهای مورد نیاز را در این محیط به کاربر می‌دهد. در حقیقت می‌توان گفت ABAQUS تمامی مزایا و موارد لازم را در این خصوص دارا می‌باشد. همچنین محیط گرافیکی و رابط کاربری بسیار مطلوب در این نرم‌افزار امکانات قابل قبولی را در اختیار کاربر قرار می‌دهد.

بعد از مقایسه‌های زیر نرم‌افزار مناسب انتخاب گردید:

الف) فضای مدل‌سازی، تحلیل و استخراج نتایج نرم‌افزارهای SAP2000، ABAQUS و ANSYS

رابط کاربری مناسبی دارند ولی OPENSEES در این زمینه ضعف دارد.

ب) المان‌های مورد استفاده و امکانات آنالیز ABAQUS و ANSYS و OPENSEES قوی هستند.

ولی SAP2000 قابلیت کافی ندارد.

ج) نرم‌افزار SAP2000 قابلیت شرکت دادن جرم را در محاسبات ندارد، در حالیکه سه نرم‌افزار

دیگر این توانایی را دارند.

د) مدل‌سازی و هزینه محاسباتی: ABAQUS و ANSYS در مرحله ایجاد مدل و استخراج

خروجی‌ها سرعت بالایی دارند، ولی به دلیل دقت بسیار بالای الگوریتم‌ها و المان‌های مورد استفاده

مستلزم صرف هزینه محاسباتی بالایی می‌باشند. OPENSEES سرعت تحلیل و هزینه محاسباتی

مناسب‌تری دارد ولی هزینه زمانی بسیار بالا در مرحله مدل‌سازی و استخراج نتایج دارد، همچنین رفع

خطاهای عددی و رایج آن وقت‌گیر است. نرم‌افزار SAP2000 رابط کاربری مناسب جهت مدل‌سازی و

استخراج نتایج دارد؛ و به علت استفاده از الگوریتم‌های خاص در حل مسائل سرعت تحلیل نسبتاً

بالتری دارد.

در نهایت می‌توان گفت دو نرم‌افزار ABAQUS و ANSYS مناسب این کار هستند. ولی قدرت و

انعطاف نرم‌افزار ABAQUS در تحلیل و نحوه مدل‌سازی بیش‌تر می‌باشد.

مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزارهای اجزاء محدود General Purpose نظیر ANSYS و ABAQUS

حجم بسیار بالایی از درجات آزادی گره‌ها را درگیر می‌کند که معادلات موجود در مسئله را تا حدی

پیچیده می‌نماید و این‌گونه تحلیل‌ها در روش اجزاء محدود همواره زمان بیش‌تری را برای حل مسئله

طلب می‌کند.

از این رو مسائل دارای اندرکنش‌های تماسی از لحاظ همگرایی حل نیز در مقایسه با سایر مسائل

رویه مشکل تری را دارا می‌باشند. در تحلیل غیرخطی مسائل سازه‌ای الگوریتم‌های حل<sup>1</sup> متفاوتی موجود است. بر اساس مطالعات انجام شده نرم‌افزار ABAQUS دارای الگوریتم‌های حل قدرتمندتری در مقایسه با نرم‌افزار ANSYS می‌باشد. همچنین توانایی‌های خاص آن در انجام تحلیل‌های Explicit علاوه بر تحلیل‌های Implicit از نقاط قوت این نرم‌افزار نسبت به ANSYS می‌باشد. با توجه به تعدد دفعات تحلیل مورد نیاز در تحقیق، و از آنجا که هزینه زمانی کمتر در ایجاد و آنالیز یک مدل در کل تحقیق در مجموع کاهش هزینه زیادی را از لحاظ هزینه محاسباتی و زمانی در پی دارد، در این تحقیق نرم‌افزار ABAQUS به منظور مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های اجزاء محدود انتخاب گردید.

### توضیحاتی در باب نرم‌افزارهای اجزاء محدود

مسائل هندسی بسیاری وجود دارند که روش حل دقیق برای آنها وجود ندارد. مشکل حل دقیق در مسائل، به پیچیده بودن معادلات دیفرانسیل، پیچیده بودن شرایط مرزی یا شرایط اولیه مربوط می‌شود. در ارتباط با چنین مسائلی به روش‌های حل عددی پناه می‌آوریم. در مقایسه با روش‌های حل دقیق که پاسخ مسئله را در تمام نقاط دامنه تحلیل به دست می‌آورند. روش‌های عددی تنها می‌توانند پاسخ دقیق را در نقاط گسسته‌ای از سیستم حدس بزنند. در روش‌های عددی، معادلات دیفرانسیل به مناطق تکه‌ای تقسیم می‌شوند. هر تکه از دامنه اصطلاحاً یک المان نامیده می‌شود و رئوس المان‌ها گره نامیده می‌شوند.

روش‌های عددی در حل معادلات دیفرانسیل حاکم، به دو دسته عمده تقسیم می‌شوند.

الف- روش تفاضل محدود (Finite Difference Method)

ب- روش المان محدود (Finite Element Method)

در روش تفاضل محدود معادلات دیفرانسیل برای هر یک از گره‌ها جداگانه نوشته شده و روابط مشتق با استفاده از معادلات تفاضلی جایگزین می‌شوند. نتایج این روش به صورت یک سری معادلات

---

<sup>1</sup> Solver

خطی هم‌زمان ارائه می‌شوند. یادگیری روش تفاضل محدود، نسبتاً آسان بوده و در مسائل ساده کاربرد دارد. استفاده از این روش در مسائل پیچیده بسیار مشکل خواهد بود.

در روش اجزاء محدود، معادلات دیفرانسیل برای هر یک از المان‌ها، با در نظر گرفتن توابع درون‌یابی حل شده و معادلات حاکم بر یک المان استخراج می‌شود. از سر هم کردن معادلات مربوط به تک‌تک المان‌ها، معادلات حاکم بر کل مدل به دست می‌آید. در نهایت معادلات دیفرانسیل حاکم بر کل مدل با یک دستگاه معادلات حاکم بر کل مدل با یک دستگاه معادلات جبری خطی یا غیرخطی جایگزین می‌شود.

روش اجزاء محدود، یک روش حل عددی است که برای بسیاری از مسائل مهندسی قابل استفاده است. مسائل پایدار، گذرا، خطی و غیرخطی در تحلیل تنش، انتقال حرارت، سیالات و غیره می‌توانند با استفاده از روش اجزاء محدود تحلیل شوند.

### ۳-۶- مروری بر نرم افزار ABAQUS

#### ۳-۶-۱- معرفی محصولات ABAQUS

##### ABAQUS/Standard -

ABAQUS Standard محصول اصلی شرکت ABAQUS است که با استفاده از آن می‌توان گستره وسیعی از مسائل خطی و غیرخطی شامل مسائل استاتیکی، دینامیکی، انتقال حرارت و الکترونیک را تحلیل کرد. این محصول دستگاه معادلات حاکم را در هر نمو به صورت Implicit تحلیل می‌کند. در این روش کاربر می‌تواند میزان نمو در هر مرحله را تعیین کند یا از روش نیوتن-رافسون اصلاح شده برای این منظور استفاده نماید.

##### ABAQUS/Explicit -

ABAQUS/Explicit محصولی با اهداف ویژه است که برای مدل‌سازی مسائل دینامیکی مانند برخورد، ضربه انفجار، آزمایش ضربه، مچالگی، همچنین مسائل شبه استاتیکی یا مسائل غیرخطی که در آن‌ها شرایط تماس تغییر می‌کند مانند شکل‌دهی مناسب است.

این محصول دستگاه معادلات حاکم را بر پایه قانون انتگرال گیری Explicit به همراه استفاده از ماتریس جرم قطری المان تحلیل می کند. در این روش تعیین اندازه نمو در مسائل غیرخطی توسط کاربر ممکن نبوده و نرم افزار بر اساس شرایط پایداری میزان نمو در هر مرحله را به صورت اتوماتیک محاسبه می کند.

### ABAQUS/CAE -

ABAQUS/CAE به عنوان یک رابط گرافیکی کاربر در بسته نرم افزاری ABAQUS گنجانده شده است. این محصول به کاربر کمک می کند که یک مدل هندسی را سریعاً و به سادگی بسازد یا از یک نرم افزار مدل سازی دیگر وارد کند. با استفاده از این نرم افزار می توان مدل هندسی قطعه را گسسته سازی کرد و خواص مواد آن را تعیین و شرایط مرزی و بار اعمالی را مشخص کرد.

### ۳-۶-۲- انواع تحلیل در ABAQUS

این نرم افزار می تواند انواع گوناگونی از شبیه سازی ها را انجام دهد؛ که در اینجا تنها به دو نوع تحلیل استاتیکی (خطی و غیرخطی) و دینامیکی (خطی و غیرخطی) اشاره می شود. در یک تحلیل استاتیکی پاسخ بلند مدت سازه به بارهای اعمالی به دست می آید. در سایر مواقع پاسخ دینامیکی سازه مدنظر است. برای مثال بارگذاری ناگهانی بر روی یکی از اجزاء که در هنگام وارد شدن ضربه به وجود می آید و یا پاسخ سازه به یک زلزله.

### ۳-۶-۳- معرفی انواع المان های مورد استفاده در ABAQUS

المان ها را در ABAQUS از نظر ابعاد المان و همچنین نوع تحلیل مورد نظر می توان تقسیم بندی کرد.

#### - انواع المان از نظر ابعاد

**الف-** المان های یک بعدی : المان های لینک و خرپا از جمله المان های یک بعدی هستند،

این المان ها هم در ABAQUS/Standard و هم در ABAQUS/Explicit استفاده می شوند.

**ب- المان‌های دو بعدی :** در ABAQUS المان‌های مختلف دو بعدی وجود دارد. در

تحلیل‌های سازه‌ای دو دسته از المان‌های دو بعدی کرنش صفحه‌ای و تنش صفحه‌ای وجود دارند. همچنین در ABAQUS/Standard المان تنش صفحه‌ای تعمیم یافته نیز موجود است.

**ج- المان‌های سه بعدی :** المان‌های سه بعدی در فضای سه بعدی دستگاه مختصات

مرجع  $(x,y,z)$  تعریف می‌شوند. این المان‌ها هر شکل عمومی را تحت هر بارگذاری دلخواه مدلسازی می‌کنند. از این نوع المان‌ها هنگامی استفاده می‌شود که مدل هندسی جسم یا بارگذاری به گونه‌ای باشد که استفاده از المان‌های دیگر مقدر نباشد.

**د- المان‌های استوانه‌ای :** المان‌های سه بعدی هستند که در فضای سه بعدی در دستگاه

مختصات مرجع  $(x,y,z)$  تعریف می‌شوند. این المان‌ها در مسائلی استفاده می‌شوند که مدل هندسی جسم به صورت متقارن محوری باشد ولی بارگذاری به صورت غیر متقارن باشد. این نوع المان‌ها، تنها در ABAQUS/Standard موجود است.

**ه- المان‌های متقارن محوری :** هنگامی که مدل هندسی قطعه، متقارن محوری باشد و

بار اعمالی و شرایط مرزی نیز به صورت متقارن محوری باشند، می‌توان از این نوع المان برای مدل‌سازی استفاده کرد. در واقع در این حالت مدل فیزیکی قطعه حاصل از دوران یک صفحه حول یک محور تقارن است. در مدل هندسی، این صفحه به همراه محور تقارن، مدل شده و با استفاده از المان‌های متقارن محوری گسسته سازی می‌شود. انواع دیگر المان، المان متقارن محوری تعمیم یافته و المان متقارن محوری غیرخطی است که در اینجا بررسی نمی‌شوند.

- انواع المان از نظر نوع تحلیل

**الف- المان‌های تنش-کرنش، ب- المان‌های فشار درونی، ج- المان‌های دما-جابجایی، د-**

**المان‌های انتقال حرارت و نفوذ جرم، ه- المان‌های سیال ساکن و غیره.**

از بین المان‌های یاد شده در این تحقیق فقط از المان‌های تنش-کرنش استفاده خواهیم کرد. از

المان‌های تنش - کرنش در تحلیل‌های زیر می‌توان استفاده کرد؛

الف- تحلیل‌های استاتیکی و شبه استاتیکی

ب- تحلیل‌های دینامیکی گذرا، تحلیل‌های مودال، تحلیل‌های دینامیکی حالت پایدار

ج- تحلیل‌های آکوستیک، شوک و تحلیل‌های سازه‌ای- آکوستیک

د- تحلیل‌های مکانیک شکست

درجات آزادی در المان‌های تنش - کرنش از نوع جابه‌جایی است.

## - انواع المان‌های تنش - کرنش در ABAQUS

### المان‌های محیط پیوسته

۱) المان‌های continuum: این نوع از المان‌ها به عنوان المان‌های استاندارد حجمی در

ABAQUS به شمار می‌روند. در ABAQUS/Standard می‌توان از این المان‌ها در مسائلی با

چند لایه از مواد مختلف نیز بهره برد. از این قابلیت در تحلیل مسائل مربوط به مواد مرکب

می‌توان استفاده کرد. در ABAQUS/Standard المان‌های continuum شامل المان‌هایی با

توابع شکل خطی یا درجه ۲ در مسائل یک بعدی، دو بعدی یا سه بعدی هستند. المان

صفحه‌ای مثلثی و مستطیلی برای حالت دو بعدی و المان‌های مکعبی، منشوری و شش

وجهی برای مسائل هندسی استفاده می‌شوند. یک المان یک بعدی، دو بعدی و متقارن

محوری از نوع Continuum به صورت T H R 20 3D C نام‌گذاری می‌شود؛ که C

حرف اول واژه Continuum (محیط پیوسته) بوده و 3D به معنای المان سه بعدی است. برای

المان یک بعدی از حرف 1D، برای المان تنش مسطح از حروف PE، برای المان کرنش

مسطح از حروف PS، برای المان دو بعدی از حروف 2D، برای المان تنش صفحه‌ای تعمیم

یافته از حروف PEG برای المان متقارن محوری از حروف AX و برای المان متقارن محوری

تحت پیچش از حروف GAX استفاده می‌شود. 20 به معنای تعداد گره‌های المان است. R به

معنای انتگرال کاهش یافته است. در حالت انتگرال کاهش یافته، تعداد نقاط برای محاسبه

انتگرال‌ها کاهش پیدا کرده و مدت زمان حل مسئله کوتاه می‌شود ولی در مقابل دقت حل



مسئله مقداری کاهش می‌یابد. H به معنای المان نوع Hybrid است. هنگامی که ماده کاملاً غیرقابل تراکم در نظر گرفته می‌شود. از این نوع المان باید استفاده کرد. T به معنای آن است که المان برای تحلیل‌های دما-جابجایی استفاده می‌شود.

(۲) المان‌های Warping: این المان‌ها برای مدلسازی سطح مقطع یک تیر به شکل دلخواه استفاده می‌شوند. سطح مقطع تیرهای با سطح مقطع غیر دایروی تحت بارگذاری پیچشی دچار برآمدگی ۱ می‌شوند. در صورتی که سطح مقطع چنین تیرهایی را به صورت دو بعدی ترسیم کرده و با استفاده از المان warping گسسته سازی کنیم، می‌توانیم برآمدگی سطح مقطع را مدل‌سازی کنیم. یک المان warping به صورت 3 2D Warp نام‌گذاری می‌شود. 2D بیانگر دو بعدی بودن المان و 3 بیانگر تعداد گره‌ها در المان است.

### المان‌های سازه‌ای

(۱) المان‌های غشایی: این نوع از المان‌ها برای مدلسازی سطوحی به کار می‌روند که تنها نیروهای خارج از صفحه‌ای را انتقال می‌دهند. این نوع از المان‌ها هیچ‌گونه سختی خمشی ندارند. المان‌های غشایی برای مدل کردن سطوح نازکی در فضا که تنها دارای استحکام در صفحه المان هستند، به کار می‌روند. این نوع از المان‌ها هیچ‌گونه سختی خمشی از خود نشان نمی‌دهند. به عنوان مثال یک سطح پلاستیکی در یک بالن را در نظر بگیرید که استحکام خمشی چنین سطحی برابر صفر است. یک المان غشایی به صورت R 4 3D M نام‌گذاری می‌شود. M: بیانگر نوع المان و اولین حرف واژه Membrane (غشایی) می‌باشد. 3D: بیانگر سه بعدی بودن المان است. از حروف CL برای حالت استوانه‌ای و از حروف AX برای حالت متقارن محوری و از حروف GAX برای حالت متقارن محوری تعمیم یافته استفاده می‌شود. 4: بیانگر تعداد گره‌هاست. R: به معنای انتگرال کاهش یافته می‌باشد.

(۲) المان‌های خرپایی: المان خرپا اعضای بلند و باریک سازه هستند که تنها نیروی محوری را انتقال می‌دهند و هیچ‌گونه گشتاوری را انتقال نمی‌دهند. این گونه از المان‌ها در حالت دو بعدی و

سه بعدی نیز استفاده می‌شوند. از المان سه گره‌ای خرپا که در ABAQUS/Standard موجود است می‌توان برای مدلسازی کابل‌ها نیز استفاده کرد. یک المان خرپا به صورت  $T_{3D}$  2 نام گذاری می‌شود. T: حرف اول واژه Truss به معنای خرپاست. 3D: بیانگر سه بعدی بودن المان است. حالت 2D نیز برای المان‌های دوبعدی در دسترس است. 2: تعداد گره‌های المان است. H: حرف اول واژه Hybrid می‌باشد.

۳) المان‌های تیر: المان‌های تیر بر اساس تئوری تیرها به دو دسته بزرگ تقسیم می‌شوند. الف) اولر – برنولی: المان‌های تیر نوع اولر – برنولی (B23, B23H, B33, B33H) تنها در ABAQUS/Standard موجود هستند. این نوع از المان‌ها قابلیت مدلسازی و تغییر شکل برشی عرضی را ندارند و سطح مقطع تیر را که در ابتدا به صورت یک صفحه عمود بر محور تیر بوده در انتهای تحلیل نیز به صورت عمود بر محور تیر باقی خواهد ماند. این نوع المان‌ها تنها برای مدل‌سازی تیرهای باریک استفاده می‌شوند. تیر باریک به تیری گفته می‌شود که اندازه‌های سطح مقطع آن نسبت به طول تیر ناچیز باشد. در این گونه تیرها ضریب لاغری تیر که حاصل تقسیم مساحت سطح مقطع به طول تیر است، در حدود  $1/15$  می‌باشد. توابع شکل در این نوع از المان‌های تیر از درجه ۳ هستند.

ب) تیموشینکو: المان‌های تیر نوع تیموشینکو (B21, B22, B31, B31OS, B32OS, PIPE21, PIPE22, PIPE31, PIPE32) قابلیت مدلسازی و تغییر شکل برشی عرضی را دارند. این نوع المان، تیرهای ضخیم را به خوبی تیرهای باریک مدلسازی می‌کنند. برای تیرهایی که از یک ماده یکنواخت ساخته شده باشند، مدلسازی با استفاده از این المان برای تیرهای با ضریب لاغری تا  $1/8$  نیز پاسخ‌های خوبی ارائه می‌کند.

نرم افزار ABAQUS فرض می‌کند که رفتار برشی عرضی تیرهای نوع تیموشینکو به صورت الاستیک و با یک مدول ثابت است و این رفتار نسبت به رفتار تیر تحت بارگذاری محوری و خمشی

کاملاً مستقل است. یک المان تیر در ABAQUS می‌تواند سطح مقطع توپر یا توخالی داشته باشد. سطح مقطع‌های تو خالی می‌توانند کاملاً بسته باشند مانند لوله‌ها یا باز باشند مانند تیرهای U یا L شکل.

یک المان تیر به صورت H OS 1 3 B نام‌گذاری می‌شود؛ B: بیانگر المان نوع Beam (تیر) یا نوع Pipe (لوله) است. 3: بیانگر فضای قرارگیری المان است. عدد ۳ به معنای آن است که فضای قرارگیری المان سه بعدی است و عدد ۲ بیانگر آن است که فضای قرارگیری المان در صفحه است. در واقع المان‌هایی که در فضای دو بعدی قرار می‌گیرند در گره‌های خود درجه آزادی در جهت بعد سوم ندارند. 1: بیانگر درجه تابع درون‌یابی است. در واقع عدد ۱ بیانگر یک درون‌یابی خطی است. OS: مخفف کلمه Open Section به معنای سطح مقطع توخالی باز است. H: به معنای المان Hybrid می‌باشد.

۴) المان‌های قاب: المان‌های قاب برای تحلیل سازه‌های قاب شکل، تحت کرنش‌های کوچک الاستیک یا تغییر شکل‌های پلاستیک دائمی طراحی شده‌اند. سازه‌های قاب شکل، سازه‌هایی هستند که از تیرهای باریک راست تشکیل شده‌اند. معمولاً یک المان قاب، یک عضو سازه قاب شکل را که به دو مفصل متصل است، مدل می‌کند. معادلات حاکم بر تغییرشکل‌های الاستیک در یک المان قاب، منطبق بر تئوری تیرهای اولر- برنولی است. درجه توابع درون‌یابی در این المان‌ها از درجه ۴ است. این المان در بسیاری از مسائل مهندسی عمران، مانند سازه‌های خرپایی، پل‌ها، قاب‌های داخلی یک ساختمان و ... کاربرد دارد. تغییر شکل‌های پلاستیک در المان‌های قاب با استفاده از تئوری سخت شدن غیرخطی در لوله‌های پلاستیک مدلسازی می‌شود. المان‌های قاب در دو نوع صفحه‌ای و فضایی هستند. FRAME2D المان قاب صفحه‌ای و FRAM3D المان قاب فضایی است.

۵) المان‌های پوسته<sup>۱</sup>: یک پوسته جسمی است که ضخامت آن نسبت به ابعاد دیگر آن کوچک

---

1-Shell Elements

باشد. برای مدل‌سازی پوسته‌ها از این المان استفاده می‌شود. در ABAQUS/Standard از المان‌های پوسته می‌توان برای مدل‌سازی پوسته‌های سه بعدی استفاده کرد. همچنین از این نوع المان‌ها می‌توان برای مدل‌سازی یک هندسه متقارن محوری استفاده کرد. المان‌های پوسته را می‌توان برای مدل‌سازی پوسته‌های نازک و ضخیم به خوبی به کار برد. یک المان پوسته سه بعدی به صورت  $S_8R_5$  نام‌گذاری می‌شود.  $S$ : این حرف بیانگر المان پوسته‌ای معمولی برای تحلیل تنش- کرنش می‌باشد. حروف  $SC$  بیانگر المان پوسته‌ای برای تحلیل تنش- کرنش در محیط پیوسته است. المان‌های نوع  $S$  گسسته سازی را بر اساس سطح مرجع در یک پوسته انجام می‌دهند، اما المان‌های نوع  $SC$  گسسته سازی را بر اساس کل پوسته انجام می‌دهند. حروف  $STRI$  بیانگر المان پوسته‌ای مثلثی شکل است و حروف  $DS$  بیانگر المان پوسته‌ای انتقال حرارت است.  $8$ : بیانگر تعداد گره‌هاست.  $R$ : بیانگر انتگرال کاهش یافته است.  $5$ : بیانگر تعداد درجات آزادی است.  $W$ : این گزینه تنها در ABAQUS/Explicit وجود دارد و بیانگر در نظر گرفتن برآمدگی (warping) می‌باشد.

المان‌های پوسته‌ای متقارن محوری به صورت  $S_{AX}2T$  نام‌گذاری می‌شوند.

$S$ : بیانگر المان پوسته‌ای تنش-کرنش است. حروف  $DS$  بیانگر المان پوسته‌ای انتقال حرارت است.

$AX$ : بیانگر المان پوسته‌ای متقارن محوری است.  $2$ : درجه تابع درون‌یابی است.  $T$ : بیانگر آن است که مدل قابلیت مدل‌سازی مسائل دما-جابجایی دارد.

## **فصل چهارم : دستورالعمل پیشنهادی و**

### **بررسی یک مثال**

در این فصل دستورالعملی به منظور تعیین حداکثر سرعت مجاز قطارهای سریع‌السیر برای پل‌های خرابایی موجود راه آهن ارائه می‌شود. با توجه به اینکه آیین‌نامه ایران چه در زمینه بارگذاری و چه در زمینه نحوه ارزیابی پل‌های موجود راه آهن ضعف دارد، سعی شده با استفاده از آیین‌نامه اروپا، در راه پیشنهادی این ضعف‌ها پوشش داده شوند. همچنین در این دستورالعمل با توجه به توانایی برخی خراباها در باز توزیع مناسب نیروهای داخلی، در شرایط حذف یک یا چند عضو آن، این قابلیت در گام‌های دستورالعمل پیشنهادی گنجانده شده است.

شایان ذکر است که این دستورالعمل برای تمامی پل‌های خرابایی فولادی راه آهن موجود قابل استفاده می‌باشد.

#### ۴-۱- دستورالعمل پیشنهادی

این دستورالعمل سه مرحله کلی دارد که عبارت‌اند از:

- مرحله قبل از مدلسازی
  - مرحله مدلسازی اجزاء محدود پل توسط نرم افزار
  - مرحله ارزیابی نتایج تحلیل نرم افزاری به منظور تعیین سرعت حدی مجاز پل.
- هر کدام از این مراحل خود از گام‌هایی تشکیل شده‌اند که در ادامه به آن‌ها می‌پردازیم:

#### ❖ مرحله ۱: مرحله قبل از مدلسازی

قبل از مدلسازی پل به جمع‌آوری اطلاعات لازم برای مدلسازی نیاز داریم که در ادامه آورده شده‌اند.

۱- برای مدلسازی اجزاء محدود پل، به تمامی جزییات هندسی سازه نیاز داریم. با توجه به اینکه

اغلب پل‌های قدیمی فاقد نقشه‌های اجرایی هستند، قبل از هر چیز باید از طریق بازدید

میدانی ابعاد و مقاطع سازه برداشت شود.

بعلاوه در صورتی که خرابی در سازه وجود داشته باشد باید محل و اندازه آن دقیقاً مشخص شود.

۲- برای مدلسازی پل، جنس فولاد مصرفی در ساخت آن باید مشخص گردد. به گفته کارشناسان تمامی پل‌های فولادی راه آهن که در مسیر خطوط قدیمی راه آهن ساخته شده‌اند از جنس فولاد ST52 هستند؛ که مشخصات آن در جدول زیر قید شده است و برای همه پل‌های خرابی قدیمی راه آهن ایران قابل استفاده می‌باشد:

جدول (۴-۱) مشخصات مصالح

پارامتر	واحد	مقدار
مدول الاستیسیته	Pa (N/m <sup>2</sup> )	21E+10
مدول برشی	Pa (N/m <sup>2</sup> )	8.14E+10
چگالی	Kg/m <sup>3</sup>	7850
ضریب پواسون	-	0.29

۳- در این مرحله باید اطلاعات مربوط به بارگذاری قطار سریع‌السیر جمع آوری شود. منظور از اطلاعات بارگذاری عبارت‌اند از :

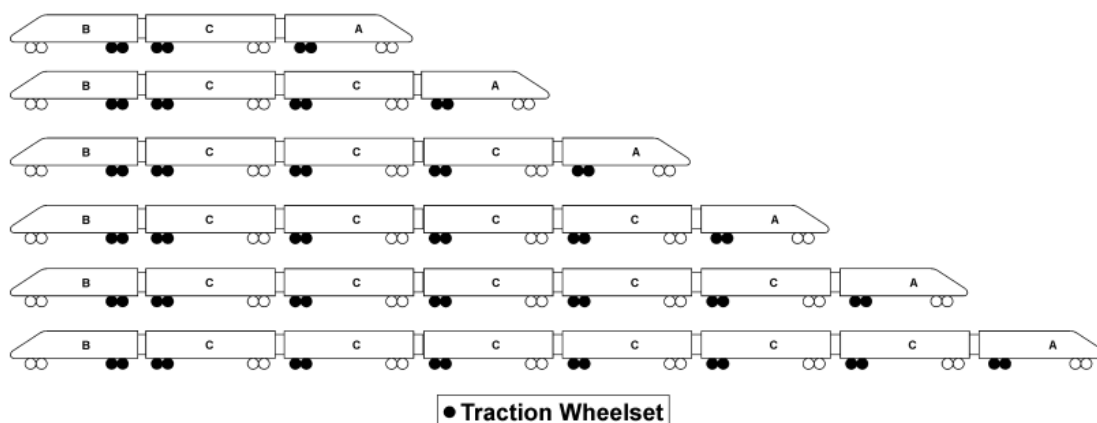
- الگوی بار: منظور از الگوی بار چیدمان چرخ‌های بوژی در هر واگن است، شکل (۴-۲). برای مشخص شدن الگوی بار قطار باید ابعاد واگن، تعداد چرخ‌های هر بوژی، فاصله چرخ‌ها در یک بوژی از یکدیگر و همچنین فاصله چرخ‌های مجاور در دو واگن متوالی، نیاز داریم.
  - اندازه نیروی محوری چرخ‌ها : این پارامتر با استفاده از وزن خالص قطار، ظرفیت مسافر، وزن بوژی‌های واگن محاسبه می‌شود.
  - اطلاعات سیستم تعلیق هر بوژی:
- بوژی یک قطعه مکانیکی قطار است که شامل مجموعه‌ای از چرخ‌های قطار، کمک‌فنرها، بالش‌تک هوا و همچنین میراگرهایی می‌شود که واگن روی آن قرار می‌گیرد. در شکل (۴-۱) یک نمونه بوژی نشان داده شده است.



شکل (۱-۴) یک بوژی ساخته شده توسط شرکت زیمنس

- با توجه به اینکه در حال حاضر تنها قطارهای سریع‌السیر در ایران، قطارهای پردیس هستند، و بوژی این قطارها توسط شرکت زیمنس<sup>۱</sup> ساخته می‌شود، پس می‌توان برای مدلسازی این دسته از قطارها از اطلاعات جمع‌آوری شده در کاتالوگ واگن قطار پردیس استفاده نمود. الگوی چرخ‌های قطار پردیس در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴) آورده شده است. [58]

شایان ذکر است دستورالعمل حاضر بار سایر انواع قطارهای سریع‌السیر دیگر را در برمی‌گیرد و تنها به الگوی بار قطار پردیس محدود نمی‌شود.

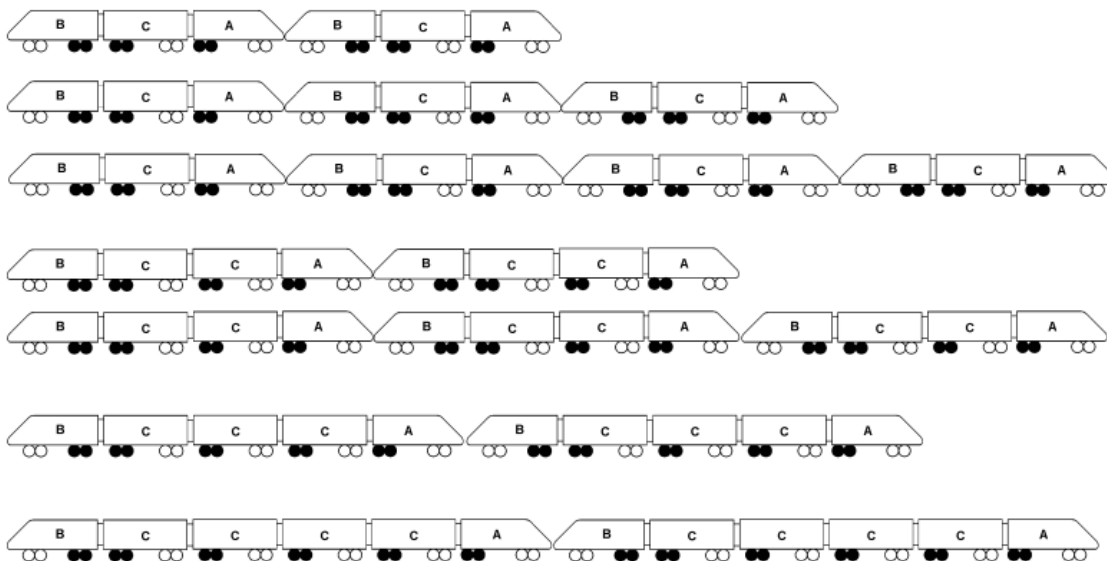


شکل (۲-۴) آرایش واگن قطارهای پردیس [58]

هر قطار پردیس می‌تواند مطابق شکل (۳-۴) ترکیبی از آرایش واگن‌های فوق باشد:

<sup>۱</sup> SIEMENS





شکل (۳-۴) ترکیب چندگانه واگن‌های پردیس [58]

ابعاد مربوط به واگن‌های پردیس در جدول زیر قید شده است:

جدول (۲-۴) : اطلاعات کامل ابعاد ترنست پردیس بر حسب mm [58]

کل ترنست	B واگن	C واگن	A واگن	واحد	پارامتر
۱۰۷۴۰۰	۲۷۰۰۰	۲۶۷۰۰	۲۷۰۰۰	mm	طول کل واگن با کوپلینگ
	۲۶۱۰۰	۲۶۱۰۰	۲۶۱۰۰	mm	طول بدنه واگن
	۱۹۰۰۰			mm	فاصله دو بوژی از هم
	۴۳۵۱			mm	حداکثر ارتفاع واگن از سطح ریل
	۳۲۰			mm	حداکثر فضای آزاد زیر واگن
	۳۱۰۰			mm	حداکثر پهنای بدنه

نیروی محوری هر چرخ در جدول (۳-۴) آورده شده است :

جدول (۳-۴) محاسبات وزن هر چرخ بر حسب ton [58]

پارامتر	واحد	A واگن	B واگن	C واگن
وزن خالص واگن	ton	۵۷	۵۷	۵۶
تعداد صندلی	تعداد	۵۵	۲+۵۷	۷۰
وزن بوژی متحرک	ton	۹,۱۴	۹,۱۴	۹,۱۴
وزن نهایی در واگن	ton	۷۹,۱۳	۷۹,۴۱	۷۹,۱۸
وزن نهایی هر چرخ بوژی	ton	۹.۹	≈ 9.9	≈ 9.9

جزئیات مربوط به سیستم تعلیق بوژی‌های زیرمنس در جدول (۴-۴) آورده شده است:

جدول (۴-۴) اطلاعات سیستم تعلیق بوژی زیرمنس [58]

پارامتر	واحد	مقدار پارامتر
سختی کمک فنر هر چرخ بوژی	N/m	633500
میرایی دمپر هر چرخ بوژی	N.S/m	45000

#### ❖ مرحله دوم: مدلسازی پل توسط نرم افزار اجزاء محدود

حال با استفاده از اطلاعات مراحل قبل، مدلسازی اجزاء محدود پل انجام می‌شود. برای مدل‌سازی یک سازه واقعی در نرم افزار اجزاء محدود بینهایت پارامتر وجود دارد که در نظر گرفتن همگی آن‌ها مدل‌سازی را بسیار پیچیده و اغلب غیر ممکن می‌سازد. از این روی معمولاً مدل‌سازی‌ها با فرضیات ساده کننده‌ای انجام می‌شوند که با توجه به هدف از مدل‌سازی، نتایج تقریبی اما با دقت مطلوبی بدست می‌دهند. در ادامه گام‌های مدلسازی، فرضیات و نحوه معتبرسازی سازه و بار قطار شرح داده می‌شود.

#### ۱- فرضیات مدلسازی

- میرایی سازه با توجه به آیین‌نامه اروپا تعیین می‌شود. جدول مربوط به محاسبه میرایی

در فصل ۳ با شماره جدول (۳-۹) آورده شده است.

## ۲- گام‌های مدل‌سازی

- مدل‌سازی سازه پل به صورت ۳ بعدی انجام می‌شود. با توجه به اینکه اغلب سازه‌های پل خرابایی از دو قاب اصلی که به موازات یکدیگر هستند تشکیل شده‌اند، استفاده از مدل ۲ بعدی بخصوص در صورت وجود خرابی نامتقارن، باعث اشتباه در نتایج به دست آمده می‌شود.

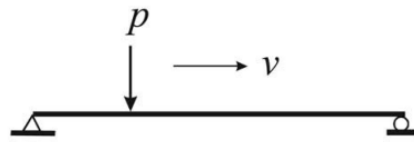
- مدل‌سازی مقاطع خرپا: در نرم‌افزارهای اجزاء محدود، گزینه‌های مختلفی برای معرفی پروفیل‌های گوناگون وجود دارد. در سازه‌ی پل‌های قدیمی اغلب مقاطع به صورت دابل پروفیل‌های نورد شده یا ترکیب آن‌ها با ورق هستند. در این حالت استفاده از گزینه‌های پیش فرض نرم‌افزار برای معرفی مقاطع ممکن نیست. برای مدل‌سازی این دست مقاطع می‌توان مشخصات هندسی را برای آن‌ها محاسبه کرده و با استفاده از گزینه معرفی مقاطع عمومی در نرم‌افزار اجزاء محدود، اقدام به مدل‌سازی آن کنیم. برای محاسبه مشخصات هندسی مقاطع ترکیبی، می‌توان از نرم‌افزارهای مناسب در این زمینه استفاده کرد. به عنوان مثال نرم‌افزار Section Desiner در برنامه Etabs مورد مناسبی می‌باشد.

- انتخاب نوع المان مدل‌سازی اعضا: برای مدل‌سازی اعضای خرپا می‌توان از المان Beam استفاده می‌کنیم. با توجه به ماهیت اعضای خرپا و منشوری بودن مقاطع، این انتخاب مناسبی می‌باشد. برای مش‌بندی از المان نوع تیری سه بعدی دو نقطه‌ای استفاده می‌شود. به این ترتیب تمامی اعضای خرپا با المان دو نقطه‌ای که در نرم‌افزار Abaqus با نام B31: A 2-node linear beam in space مشخص می‌گردد، مش‌بندی می‌شوند.

- مدل‌سازی بار قطار در نرم‌افزار: با استفاده از مشخصات ابعادی واگن‌ها و بوژی‌های قطار فاصله بین بار هرچرخ را مشخص می‌کنیم. به این ترتیب بارگذاری قطار را به دست

می‌آوریم.

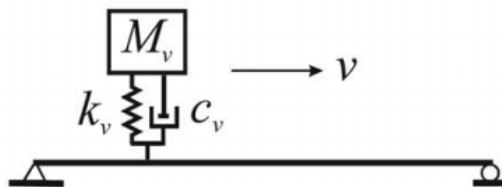
همان طور که در فصل ۲ اشاره شد [35]، سه روش کلی برای معرفی بار متحرک داریم که مدل سوم یعنی سیستم جرم-فنر-میراگر برای مدلسازی نرم‌افزاری انتخاب می‌شود. در تحلیل دینامیکی و همچنین سرعت‌های بالا، پارامترهای اینرسی، میرایی و سختی قطار بر نتایج تأثیر غیر قابل اغماضی دارند. این مدل با در نظر گرفتن بیش‌ترین جزئیات از بار، بیش‌ترین دقت در نتایج تحلیل را به دست می‌دهد. مدل‌های مختلف شبیه‌سازی بار در شکل‌های زیر نشان داده شده‌اند.



شکل (۴-۴) مدل بار متحرک [55]

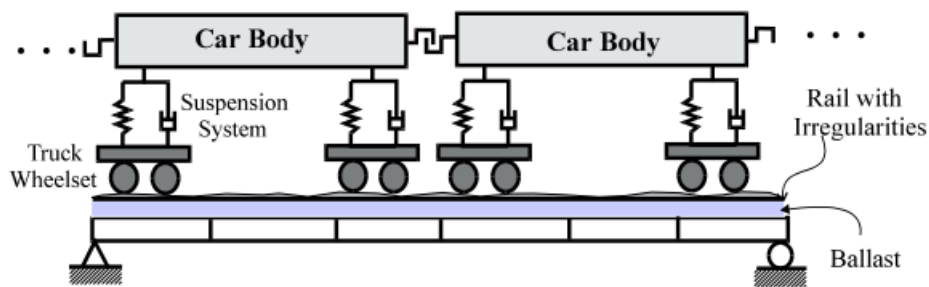


شکل (۵-۴) مدل جرم متحرک [55]

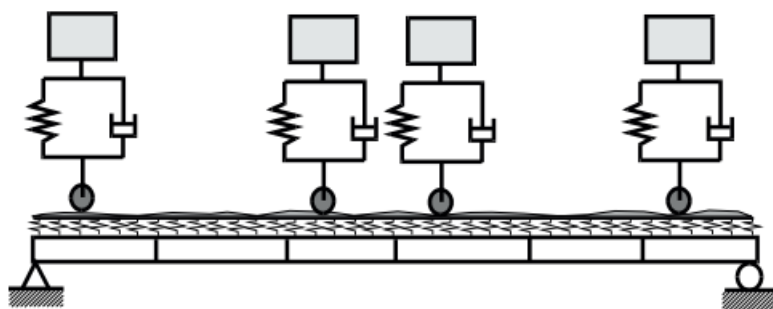


شکل (۶-۴) مدل جرم-فنر-دمپر متحرک [55]

در زیر شکل الگوی بار انتخابی جهت مدلسازی در دستورالعمل پیشنهادی، نشان داده شده است:



(a)



(b)

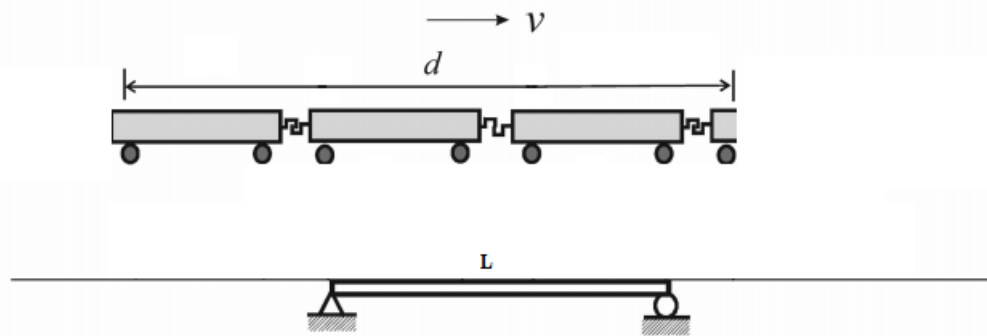
شکل (۷-۴) مدل سیستم قطار (a) مدل عمومی قطار، (b) مدل جرم-فنر-دمپر [55]

- انتخاب نوع تحلیل و جزئیات آن:

با توجه به توضیحات ارائه شده در مورد انواع روش‌های تحلیل دینامیکی در فصل ۳، با فرض اینکه تغییر شکل‌های سازه در محدوده تغییر شکل‌های کوچک بوده و رفتار مصالح خطی فرض شود، از روش تحلیل دینامیکی خطی استفاده می‌کنیم. همچنین با توجه به معایب روش تحلیل دینامیکی طیفی، روش تاریخچه زمانی انتخاب می‌شود. به این ترتیب برای تحلیل سازه، روش تحلیل دینامیکی خطی تاریخچه زمانی پیشنهاد می‌شود.

گام‌های زمانی تحلیل برابر با ۰,۰۱ ثانیه، و مدت زمان تحلیل برابر زمان لازم برای عبور کامل قطار از روی پل در نظر گرفته می‌شود. مدت زمان لازم برای عبور کامل قطار از روی پل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{d + L}{V} \quad (1-4)$$



شکل (۴-۸) طول دهانه پل، طول قطار و سرعت عبوری [55]

که در آن طول دهانه پل  $L$  بر حسب متر، طول کل قطار  $d$  بر حسب متر و سرعت حرکت قطار

$V$  بر حسب متر بر ثانیه است و زمان  $t$  بر حسب ثانیه به دست می‌آید.

### ۳- معتبرسازی نتایج نرم افزاری

به دلیل وجود بینهایت پارامتر موثر بر رفتار دینامیکی سازه و عدم توانایی ما برای در نظر گرفتن و مدل کردن همه آنها، نمی‌توان انتظار داشت مدل نرم‌افزاری با سازه واقعی پل رفتار یکسانی نشان دهند. برای معتبر کردن نتایج به دست آمده در این روش پیشنهادی پس از مدلسازی پل در نرم‌افزار اجزاء محدود، باید مدل را معتبر سازی کنیم. نحوه معتبرسازی پل خریایی راه آهن به طور کامل توسط دکتر شروان عطایی در قالب رساله دکتری تنظیم شده [3] که برای تکمیل مراحل می‌توان به آن مراجعه نمود.

### ❖ مرحله سوم: تعیین سرعت حدی مجاز قطار عبوری

حال که مرحله قبل از مدلسازی و مرحله مدلسازی نرم‌افزاری انجام شد، مدل نرم‌افزاری آماده را در سرعت‌های مختلف قطار سریع‌السیر تحلیل می‌کنیم. بر اساس آیین‌نامه اروپا لازم است تحلیل پل تحت قطارهای سریع‌السیر باید با فرض سرعت از  $40 \text{ m/s}$  شروع و تا  $1.2$  برابر سرعت طرح ادامه یابد. با توجه به اینکه حداکثر سرعت اسمی قطارهای پردیس برابر  $250 \text{ km/h}$  معرفی شده است، سرعت‌های زیر برای تحلیل سازه پیشنهاد می‌گردد:

جدول (۴-۵) سرعت‌های پیشنهادی برای قطارهای سریع‌السیر در تحلیل

v (km/h)	v (m/s)
160	44.44
180	50.00
200	55.56
220	61.11
240	66.67
260	72.22
280	77.78
300	83.33

• بعد از تحلیل سازه در هر کدام از سرعت‌های فوق روابط زیر باید کنترل شود:

۱- حداکثر خیز قائم مجاز وسط دهانه پل باید کوچک‌تر از  $1/600$  طول دهانه پل باشد.

این بند از بخش طراحی پل‌های راه آهن برای خطوط سریع‌السیر آیین نامه اروپا اقتباس شده است. این معیار بیشتر به منظور تأمین آسایش مسافری است. همچنین برای حفظ سلامت تجهیزات ریلی در نظر گرفته شده است.

۲- حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل برای خطوط بالاست دار کوچک‌تر از  $2.5 \text{ m/s}^2$  و برای خطوط بدون بالاست کوچک‌تر از  $5 \text{ m/s}^2$  باشد.

این بند نیز مانند بند ۱ از بخش طراحی پل‌های راه آهن برای خطوط سریع‌السیر آیین نامه اروپا انتخاب شده است. این بند بیشتر بمنظور تأمین آسایش مسافری و همچنین برای حفظ سلامت تجهیزات ریلی در نظر گرفته شده است.

۳- با توجه به کششی یا فشاری بودن عضو رابطه (۳-۳۲) یا (۳-۳۴) برای عضو بحرانی پل (عضو با بزرگ‌ترین مقدار تنش) صادق باشد.

مورد ۳ که برگرفته از آیین نامه طراحی پل‌های ایران است، به منظور ارزیابی سلامت اعضای پل به روش تنش مجاز است. با توجه به این که این قبیل پل‌ها در دوره‌ای ساخته شده‌اند که روش طراحی تنش مجاز مورد استفاده بوده، این بند فرضی روش مناسبی برای ارزیابی تنش در اعضا می‌باشد.

## • تعیین حداکثر سرعت مجاز

- روند تعیین حداکثر مجاز سرعت عبور به این صورت است که اگر روابط فوق برای نتایج تحلیل در اولین سرعت جدول فوق در محدوده مجاز قرار گیرد، باید یک گام جلوتر رفته و نتایج تحلیل برای سرعت بعدی جدول نیز در نرم‌افزار به دست آورد.
- این پروسه تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که یکی از موارد روابط کنترلی نقص شود. در این وضعیت چند حالت ممکن است روی دهد:

(۱) اگر در یک سرعت حتماً یکی از روابط ۱ یا ۲ نقص شود، سرعت قبلی که روابط را اغنا می‌کرد همان سرعت حداکثر مجاز خواهد بود.

(۲) اما اگر در یک سرعت روابط ۱ و ۲ حتماً در محدوده مجاز قرار گیرد و تنها رابطه ۳ نقص شود، تعیین سرعت مجاز نیاز به تحلیل دوباره با حذف عضو بحرانی (عضوی که باعث نقص رابطه ۳ شده است) دارد.

تفاوت این دو حالت از آنجا نشأت می‌گیرد که هر پل خرپایی پس از حذف یک عضو، الگوی باز توزیع نیروهای داخلی خاص خود را دارد و ممکن است در این باز توزیع نیروهای داخلی، خرپا بتواند با ایمنی به قابلیت باربری خود ادامه دهد؛ مانند برخی حالات شکست اعضا که در مرجع [53] بررسی گردیده است. عکس این قضیه نیز می‌تواند وجود داشته باشد؛ مانند حالتی که در ریزش پل I-35W روی رودخانه می‌سی‌سی‌پی واقع در ایالت مینسوتای<sup>۱</sup> آمریکا رخ داد که با تخریب یک عضو کل پل دچار شکست کامل گردید.

در واقع می‌توان گفت تأمین آسودگی مسافری با دو فاکتور ۱ و ۲ کنترل می‌شود، و فاکتور سوم ایمنی اعضای خرپا را بررسی می‌کند. با توجه به اینکه این موضوع از یک پل خرپایی با الگویی مشخص در اعضا، با پل خرپایی با الگوی دیگر روندی کاملاً متفاوت دارد، باز توزیع نیرو برای هر کدام باید بررسی شود. به همین دلیل برای تعیین حداکثر سرعت مجاز یک پل خرپایی در صورتی که

<sup>1</sup> Minnesota



شرایط ۱ و ۲ هر دو برقرار باشد، اما مورد ۳ برقرار نباشد، پیشنهاد می‌شود بازتوزیع مجدد نیروها با حذف عضو بحرانی بررسی شود. نتایج ممکن است منجر به استفاده از توان باربری پل در سرعت در همان مرحله‌ای شود که دو شرط ۱ و ۲ برآورده شده اما شرط ۳ برآورده نشده بود.

۳) در صورتی که یک یا چند مورد از موارد کنترلی نقض شده و جز حالات ۱ یا ۲ نشود.

در این حالت سرعت مربوط به مرحله قبل به عنوان حداکثر سرعت مجاز معرفی می‌گردد.

#### ۲-۴- تعیین سرعت حد یک پل واقعی با استفاده از دستورالعمل پیشنهادی :

##### مشخصات پل مورد بررسی

شرکت دانمارکی Consortium Kampsax طی قراردادی با ایران از سال ۱۹۳۳ اجرای ابنیه راه آهن ایران را به دست گرفت و قرار بر آن شد که تا سال ۱۹۳۹ ساخت ابنیه راه آهن ایران را به پایان برساند. از آن روی یک شرکت مهندسی دانمارکی برای اجرای این پروژه انتخاب شد چون دانمارک کشوری کوچک و به دور از مسائل سیاسی آن زمان ایران بود.

این پل در سال ۱۹۳۵ میلادی (۱۳۱۴ هجری) در دستور کار اجرایی شرکت مذکور قرار گرفت. به این ترتیب این پل عمری برابر با ۷۹ سال دارد.

پل مورد بررسی در باقرآباد ورامین، در محدوده گذرگاه داوود آباد، در کیلومتر ۳۴ راه آهن تهران - مشهد واقع شده است. پل از نوع فلزی تنها بوده و کامپوزیت نمی‌باشد

##### • مرحله ۱: مرحله قبل از مدلسازی

۱- مشخصات هندسی پل:

به دلیل عدم وجود نقشه‌های اجرایی، طی یک بازدید از پل در محل، اقدام به برداشت اطلاعات

لازم بمنظور مدلسازی کامپیوتری آن شد. این اطلاعات عبارت‌اند از : ابعاد اعضای پل، مقطع اعضا و تکیه‌گاه‌های پل. لازم به ذکر است که جهت برداشت این ابعاد، از متر فلزی و کولیس استفاده گردید. در شکل‌های (۹-۴) و (۱۰-۴) نمایی از پل مورد بررسی آورده شده است. در شکل (۴-۱۳) مشخصات مقاطع بکار رفته در پل نشان داده شده است. نمای کلی قاب‌های اصلی و عرضی و پل در شکل‌های (۴-۱۴) تا (۴-۱۷) و تکیه‌گاه‌های آن در شکل‌های (۴-۱۱) و (۴-۱۲) نشان داده شده است. تیپ بندی مقاطع و سایر اطلاعات هندسی پل مورد بررسی بطور کامل در پیوست ۱ قرار گرفته است.

سازه‌ی خرابایی حاضر بر روی چهار تکیه‌گاه قرار گرفته که دو تای آن مفصلی و دوتای دیگر غلتکی می‌باشند. دهانه‌ی آن ۳۹ متر است که شامل ۶ چشمه‌ی ۵ متری و ۲ چشمه‌ی ۴,۵ متری می‌شود. ارتفاع خرپا نیز ۸ متر است. سازه در دسته‌ی Overhead braced truss پل‌های فولادی قرار می‌گیرد. ریل مستقیماً روی عرشه پل نصب شده و فاقد لایه‌ی بالاست است. مقطع اعضا از پروفیل‌های نورد شده یا مقاطع ساخته شده با صفحه<sup>۱</sup> هستند و یا ترکیبی از این دو می‌باشند.

تنها نقشه اجرایی باقی مانده از پل مذکور موجود در آرشیو اداره راه آهن جمهوری اسلامی ایران، نقشه آرماتورگذاری فونداسیون تکیه‌گاه‌های پل می‌باشد؛ که در پیوست ۱ آورده شده است.

۲- جنس مصالح : به گفته‌ی کارشناسان جنس آن فولاد ST52 است؛ که مشخصات مصالح آن طبق جدول (۴-۱) می‌باشد.

۳- اطلاعات بارگذاری قطار سریع‌السیر عبوری:

بار قطار سریع‌السیر مسافری پردیس با ۶ واگن در نظر گرفته شده که در شکل (۴-۳) جزییات این بارگذاری نشان داده شده است.

فاصله بین دو کوپلر متوالی در واگن‌های A و B برابر ۲۷ متر و در واگن C برابر ۲۶,۷ متر است. همچنین فاصله دو چرخ در یک بوژی ۲,۶ متر می‌باشد. اطلاعات کامل مربوط به ابعاد قطار پردیس در

---

<sup>۱</sup> plat

جدول (۲-۴) آورده شده است.

- اطلاعات سیستم تعلیق بوژی بر اساس جدول (۴-۴) می باشد.

- نیروی محوری هر چرخ مطابق جدول (۳-۴) می باشد.



شکل (۹-۴) نمایی از پل مورد بررسی



شکل (۱۰-۴) نمایی از پل مورد بررسی

تصاویری از تکیه‌گاه‌های پل در شکل‌های زیر نشان داده شده‌اند:

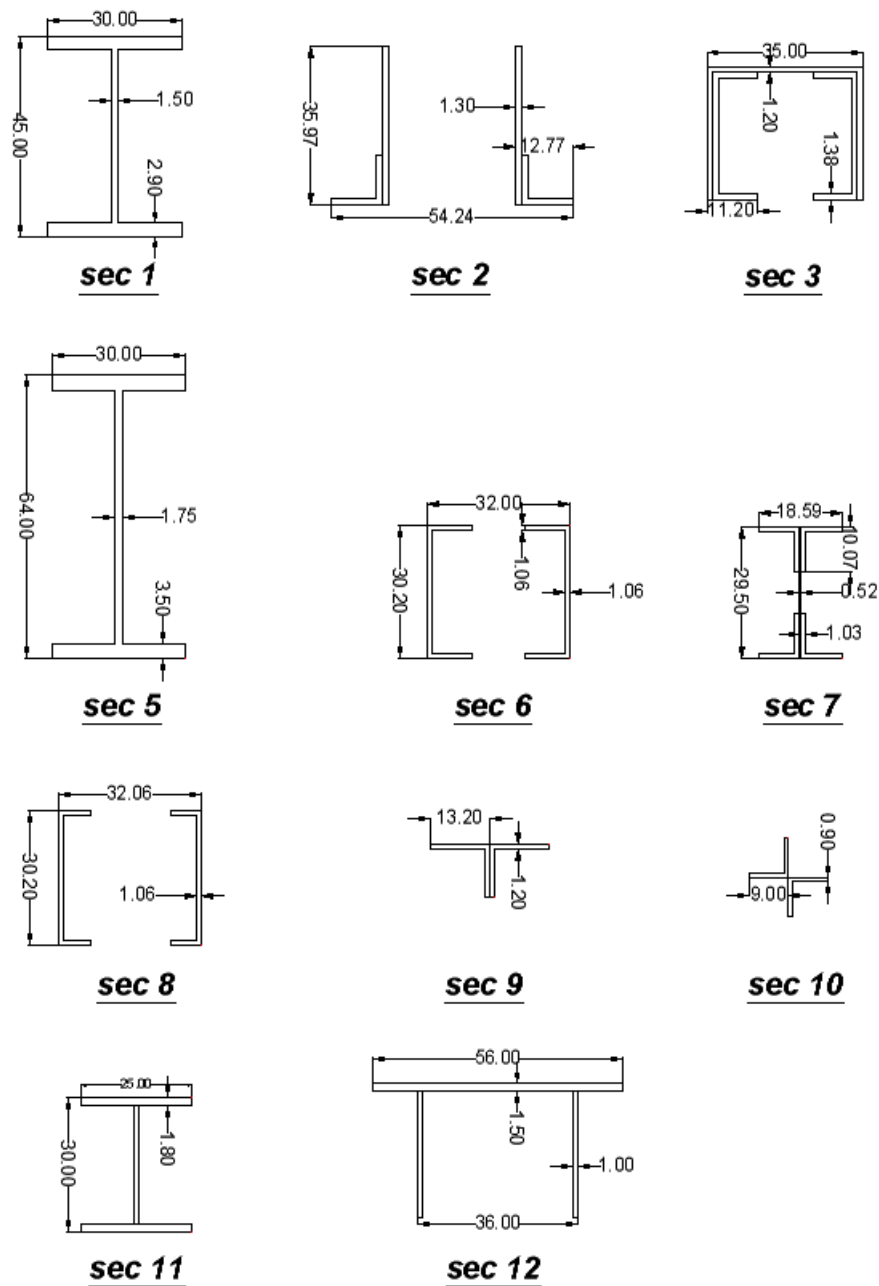


شکل (۱۱-۴) نمایی از تکیه‌گاه غلتکی پل



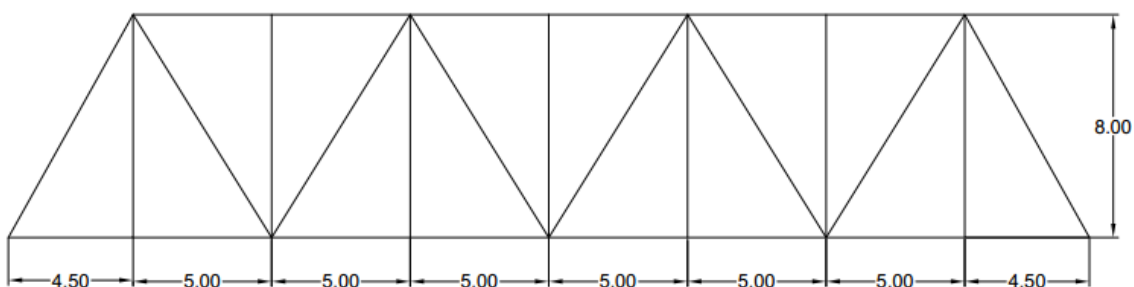
شکل (۴-۱۲) نمایی از تکیه‌گاه مفصلی پل

در شکل زیر مقاطع اعضای بکار رفته در سازه، با ابعاد بر حسب سانتی‌متر، آورده شده‌اند.

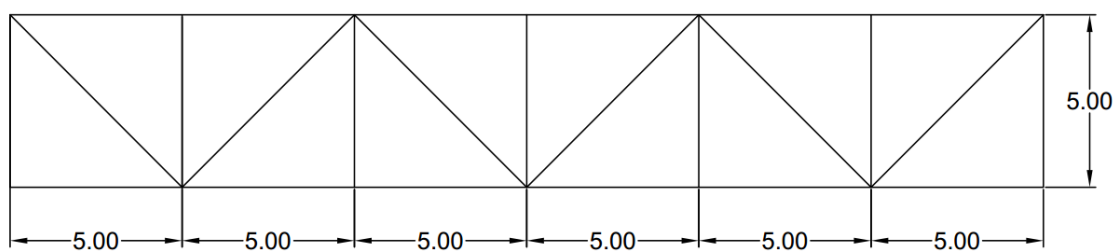


شکل (۴-۱۳) مقاطع اعضای پل خرپایی و ابعاد آن بر حسب cm

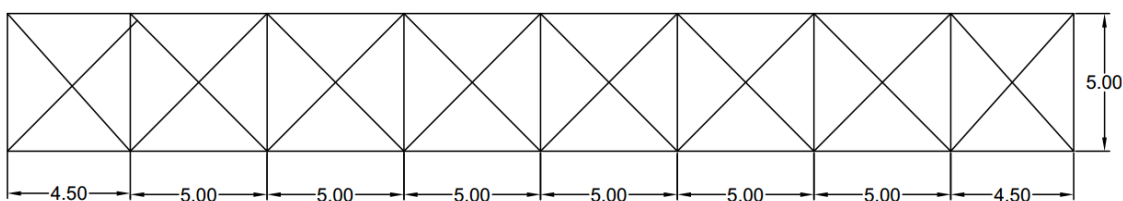
در شکل‌های زیر ابعاد کلی پل خرپایی بر حسب متر نشان داده شده است :



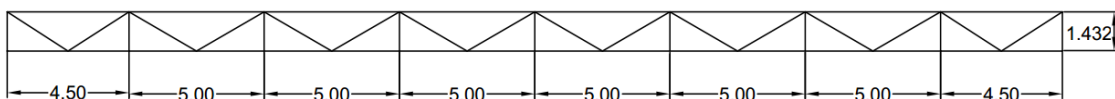
شکل (۴-۱۴) نمای جانبی خرپا بر حسب m



شکل (۴-۱۵) نمای فوقانی خرپا بر حسب m



شکل (۴-۱۶) نمای تحتانی خرپا بر حسب m



شکل (۴-۱۷) نمای فوقانی خرپای زیر ریل بر حسب m

• مرحله ۲: مدلسازی پل توسط نرم افزار ABAQUS

(۱) فرضیات مدلسازی:

- میرایی سازه با توجه به آیین‌نامه اروپا تعیین می‌شود. مطابق جدول مربوط به محاسبه

میرایی در فصل ۳ با شماره جدول (۳-۹) میرایی این پل ۰,۰۵ به دست می‌آید.

- فقط باهای عمودی مدل سازی شده است.

(۲) گام‌های مدل‌سازی:

- سازه به صورت ۳ بعدی در نرم افزار مدل‌سازی شد.

- به دلیل آنکه کلیه مقاطع این پل از نوع ترکیبی بودند، همه مقاطع در نرم افزار Section

Desiner در برنامه Etabs ترسیم و مشخصات مقاطع در نرم افزار Abaqus به صورت

مقطع عمومی مدل‌سازی شدند.

انتخاب نوع المان مدل‌سازی اعضا: برای مدل‌سازی اعضای خرپا از المان Beam استفاده می‌کنیم.

به این ترتیب تمامی اعضای خرپا با المان دو نقطه‌ای که در نرم افزار Abaqus با نام B31: A 2-node

linear beam in space مشخص می‌گردد، مش‌بندی شدند.

سایز مش‌بندی: برای کل سازه برابر ۰,۵ متر انتخاب گردید. تعداد اعضای پل و تعداد المان‌ها:

سازه خرپای اصلی دارای ۹۶ عضو است، که تعداد المان‌های آن در نرم‌افزار برابر با ۱۲۷۷ المان تیری

از نوع B31 می‌باشد.

- مدل‌سازی بار قطار: آرایش بارگذاری و مشخصات سیستم تعلیق مرحله قبل در مدل‌سازی

نرم‌افزار مدل گردید.



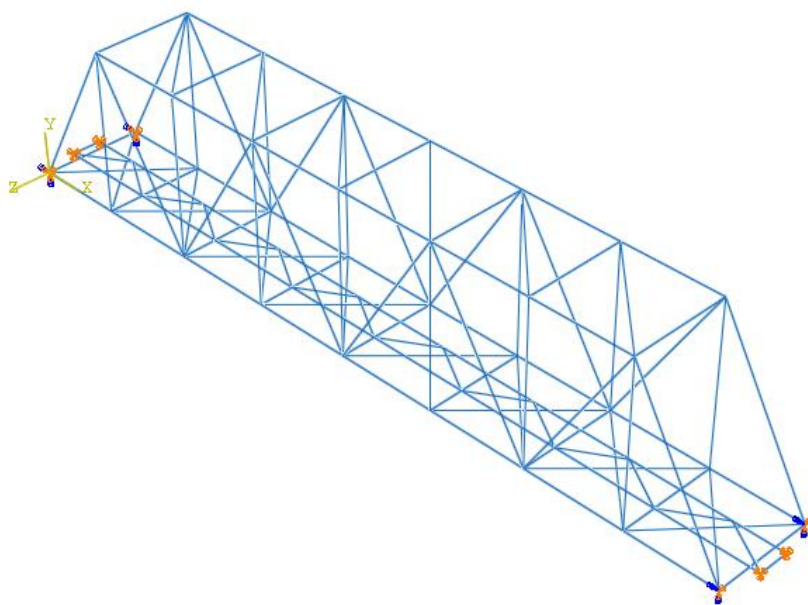
شکل (۴-۱۸): قطار پردیس با ۶ واگن

- انتخاب نوع تحلیل و جزئیات آن: برای تحلیل دینامیکی این پل از روش تحلیل دینامیکی

خطی تاریخچه زمانی استفاده شد. در شکل (۴-۱۹) نمایی از پل مدل شده در نرم افزار

نشان داده شده است.





شکل (۴-۱۹) نمایی از پل مدل شده در نرم افزار Abaqus

گام‌های زمانی تحلیل برابر با ۰,۰۱ ثانیه، و مدت زمان تحلیل برابر زمان لازم برای عبور کامل قطار از روی پل در نظر گرفته می‌شود. مدت زمان لازم برای عبور کامل قطار از روی پل مطابق فرمول (۴-۱) محاسبه گردید. طول دهانه پل برابر ۳۹ متر است.

جدول (۴-۶) زمان لازم برای عبور و تحلیل

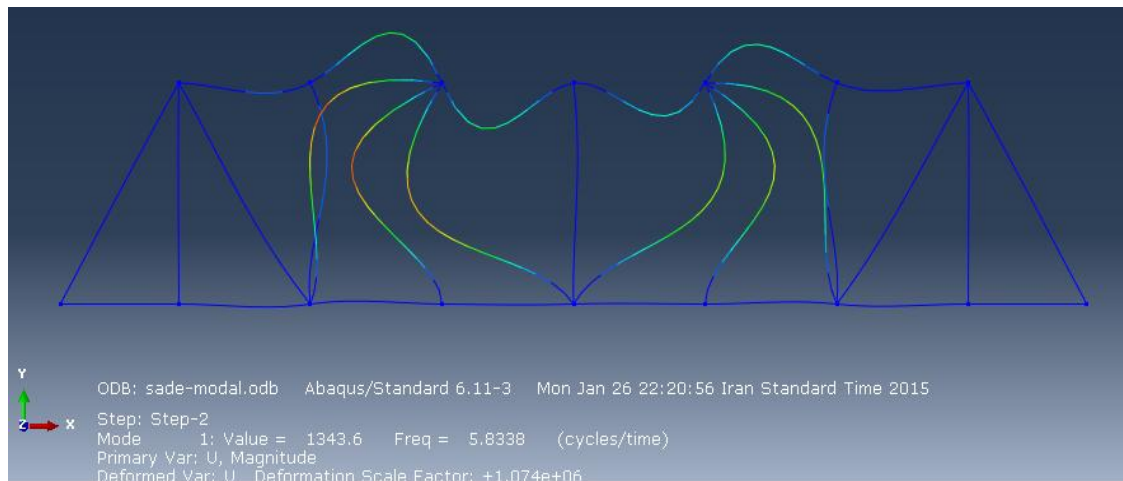
V (km/h)	t (s)
160	4.43
180	3.94
200	3.54
220	3.22
240	2.95
260	2.73
280	2.53
300	2.37

(۳) معتبر سازی مدلسازی نرم افزاری:

در این مثال این مرحله به دلیل نیاز به تجهیزات خاص و زمان بالای محاسباتی، انجام نشد. برای

پل مذکور بر اساس تحلیل مودال فرکانس مود اول و شکل مود آن به صورت زیر به دست آمد:

$$f_1 = 5.83 \text{ Hz}$$



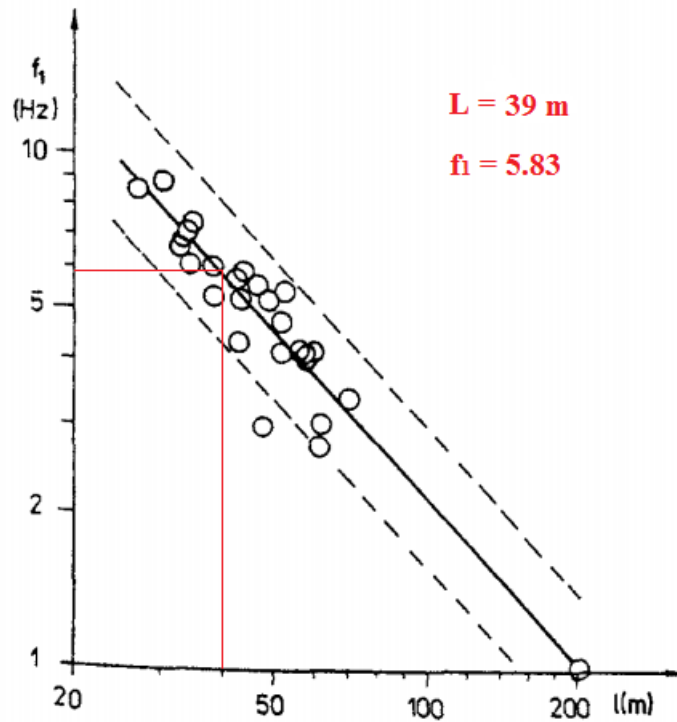
شکل (۴-۲۰) شکل مود اول ارتعاش طبیعی پل

به این ترتیب پریود طبیعی ارتعاش پل را محاسبه می‌کنیم:

$$T = \frac{1}{f} \rightarrow T = \frac{1}{5.83} = 0.172 \text{ s}$$

برای صحت‌سنجی عملکرد نرم افزار Abaqus در تحلیل خرابی سه بعدی، نتایج مدلسازی با

مقایسه با نتایج آزمایش میدانی ۲۷ پل خرابایی فولادی راه آهن که در مرجع [12] توسط فری با انجام شده، صورت پذیرفت؛ که نشان دهنده تطابق خوب نتایج نرم افزاری با رفتار واقعی سازه می باشد. این مقایسه در شکل (۴-۲۱) انجام شده است.



شکل (۴-۲۱) اولین فرکانس طبیعی  $f_1$  نسبت به طول دهانه  $L$  پل های خرابایی فولادی [20]

حال که مراحل قبل از مدلسازی و مدلسازی نرم افزاری انجام شد، مدل نرم افزاری آماده را در سرعت های مختلف قطار سریع السیر تحلیل می کنیم. پل مذکور تحت عبور قطار پردیس در سرعت های مختلف ۱۶۰، ۱۸۰، ۲۰۰، ۲۲۰، ۲۴۰، ۲۶۰، ۲۸۰ و ۳۰۰ بر حسب کیلومتر بر ساعت، مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت که نتایج آن در ادامه قید شده است.

مقادیر مجاز پارامترهای ارزیابی در جدول زیر برای پل مورد بررسی محاسبه شده است:

جدول (۷-۴) مقادیر مجاز پارامترهای کنترل صلاحیت باربری پل

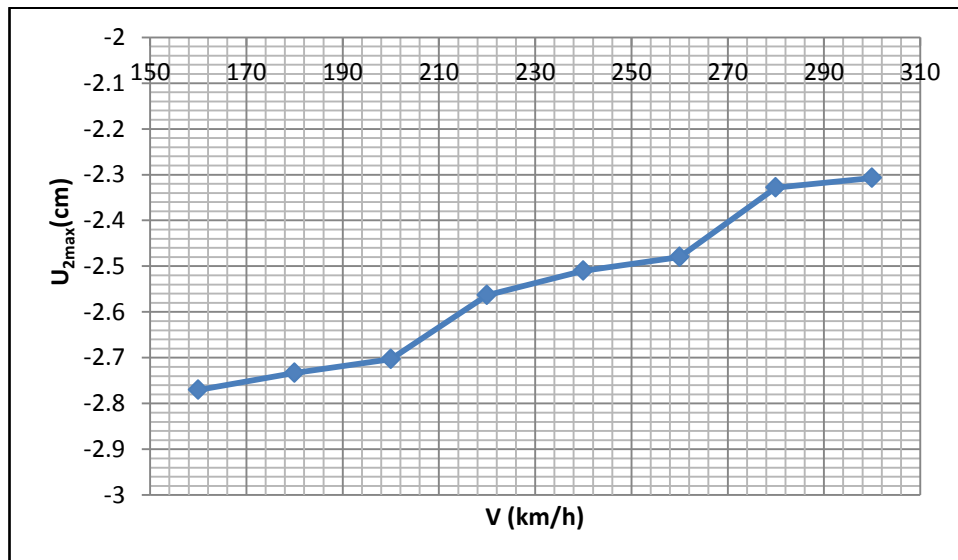
6.5 cm	حداکثر جابجایی مجاز وسط دهانه پل
5 m/s <sup>2</sup>	حداکثر شتاب قائم مجاز وسط دهانه
3.6E+8 Pa	تنش جاری شدن فولاد

• اثر افزایش سرعت حرکت قطار بر خیز حداکثر وسط دهانه پل

نتایج مربوط به حداکثر جابجایی وسط دهانه پل با افزایش سرعت قطار، در ادامه به صورت جدول و نمودار آورده شده است.

جدول (۸-۴) سرعت قطار در برابر حداکثر خیز وسط دهانه

V (km/h)	U <sub>2max</sub> (cm)
160	-2.770
180	-2.733
200	-2.703
220	-2.563
240	-2.510
260	-2.480
280	-2.328
300	-2.307



شکل (۲۲-۴) سرعت قطار در برابر حداکثر خیز وسط دهانه

با توجه به جدول و نمودار شکل فوق مشاهده می‌شود که با افزایش سرعت، حداکثر جابجایی قائم

وسط دهانه پل اگرچه بسیار جزئی تغییر می‌کند اما روندی کاهشی دارد. مقادیر جابجایی قائم وسط

دهانه از حد مجاز برای این پل کوچکتر بوده و در محدوده مجاز قرار می‌گیرند.

این مسئله، کاهش خیز وسط دهانه با افزایش سرعت و تغییرات جزئی آن‌ها، با نتایج آزمایش

میدانی که دکتر شروان عطایی در منبع [2] ارائه نموده، تطابق دارد.

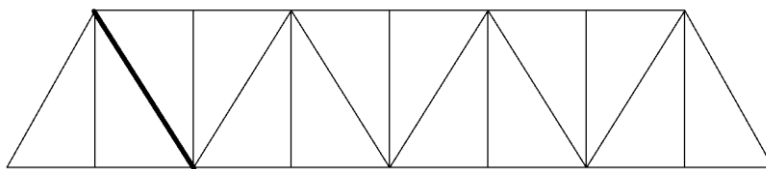
• اثر افزایش سرعت حرکت قطار بر تنش حداکثر اعضای پل

اثر افزایش سرعت حرکت قطار بر تنش حداکثر اعضای سازه پل در نرم افزار مورد آزمایش و

بررسی قرار گرفت که نتایج آن به صورت جدول و نمودار زیر آورده شده است.

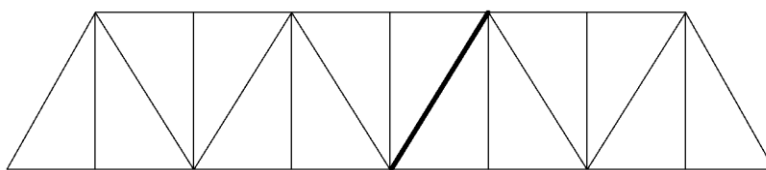
جدول (۴-۹) نیروی داخلی اعضای بحرانی در هر سرعت

	160km/h	180 km/h	200 km/h	220km/h	240km/h	260km/h	280km/h	300km/h
F (N)	775826	211148	356445	399245	359074	354414	406630	381799
$M_x$ (N.m)	10099.6	71437.8	7889.94	7677.23	7782.12	7743.5	7635.5	7700.34
$M_y$ (N.m)	188557	112855	92767.7	92273.1	100726	96930.9	96390.9	700863
مقطع بحرانی	Sec6	Sec8	Sec6	Sec6	Sec6	Sec6	Sec6	Sec6



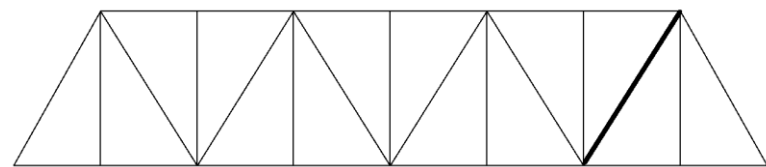
موقعیت عضو بحرانی در سرعت

160km/h



موقعیت عضو بحرانی در سرعت

180km/h



موقعیت عضو بحرانی در

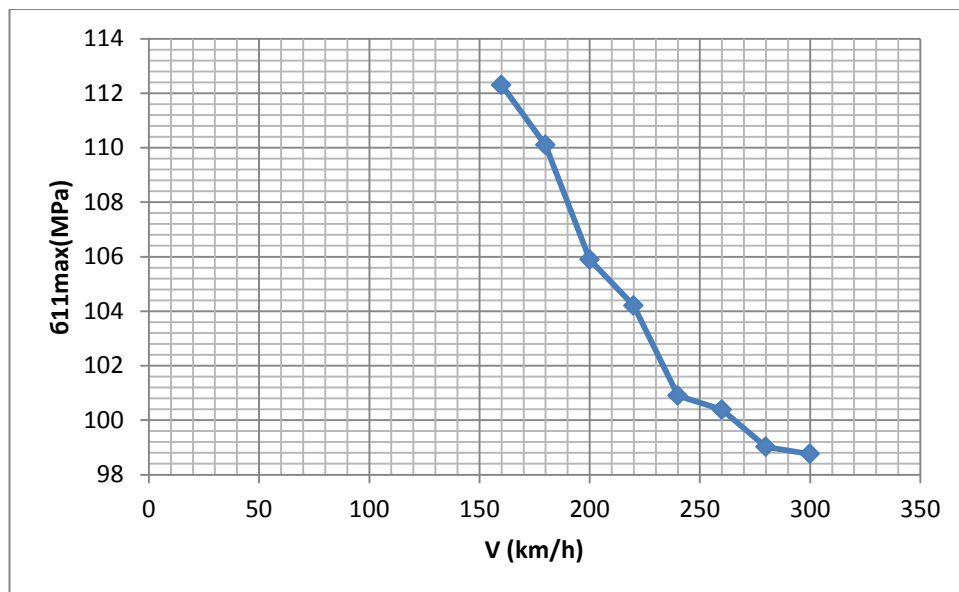
سرعت‌های 200km/h تا

300km/h

شکل (۴-۲۳) موقعیت اعضای بحرانی در قاب اصلی خرپا

جدول (۴-۱۰) حداکثر تنش اعضای خرپا در برابر سرعت قطار و فاکتور ارزیابی مقطع عضو بحرانی

V (km/h)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	فاکتور ارزیابی تنش آئین نامه‌ای عضو بحرانی
160	112.3	۰,۸۴
180	110.1	۰,۵۶۷
200	105.9	۰,۷۱۳
220	104.2	۰,۷۲۴
240	100.9	۰,۷۲۹
260	100.39	۰,۷۱۶
280	99.02	۰,۷۳۸
300	98.76	۰,۷۵۴



شکل (۴-۲۴) حداکثر تنش اعضای خرپا در برابر سرعت قطار

با توجه با جدول و نمودار فوق مشاهده می‌شود که با افزایش سرعت، حداکثر تنش اعضاء پل کاهش می‌یابد. این کاهش تنش با افزایش سرعت به علت کاهش زمان ماندگاری بار بر سازه پل است. همچنین برای سرعت‌های بالای 160 km/h فاکتور ارزیابی تنش مقطع اعضای بحرانی بزرگ‌تر از ۱ به دست آمده است.

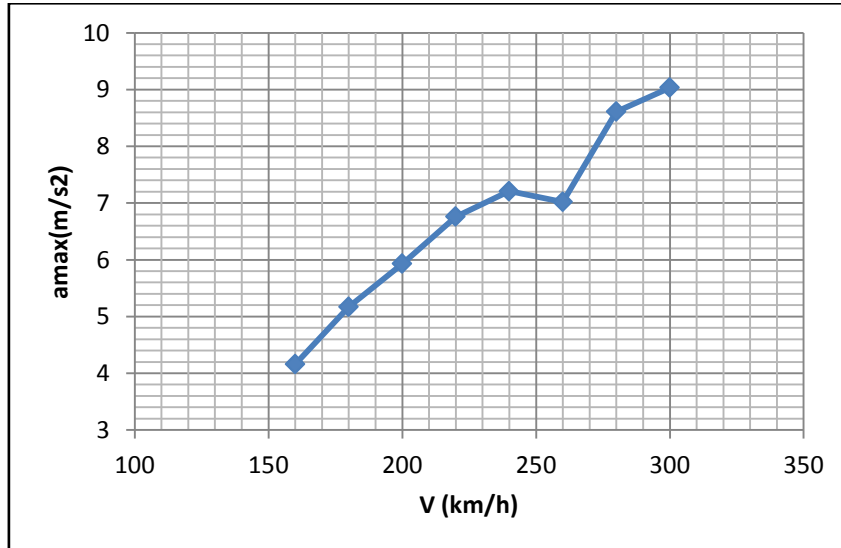
- اثر افزایش سرعت حرکت قطار بر شتاب قائم حداکثر وسط دهانه پل

با توجه با جدول و نمودار زیر مشاهده می‌شود که با افزایش سرعت، بطور کلی حداکثر شتاب قائم

وسط دهانه پل افزایش می‌یابد.

جدول (۴-۱۱) سرعت قطار در برابر حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل

V (km/h)	$a_{max}(m/s^2)$
160	4.16
180	5.17
200	5.93
220	6.76
240	7.21
260	7.02
280	8.61
300	9.034



شکل (۴-۲۵) سرعت قطار در برابر حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل

- تعیین سرعت حداکثر مجاز قطار سریع‌السیر

با توجه به نتایج مربوط به خیز وسط دهانه، شتاب و وضعیت تنش در اعضای پل، و اینکه در

سرعت ۱۸۰ کیلومتر بر ساعت فقط حداکثر شتاب قائم از مقدار مجاز بزرگ‌تر شده است، در نتیجه

این حالت جز حالت دسته سوم قرار می‌گیرد و حداکثر سرعت مجاز قطار پردیس برای پل مذکور به 160 km/h محدود می‌شود.

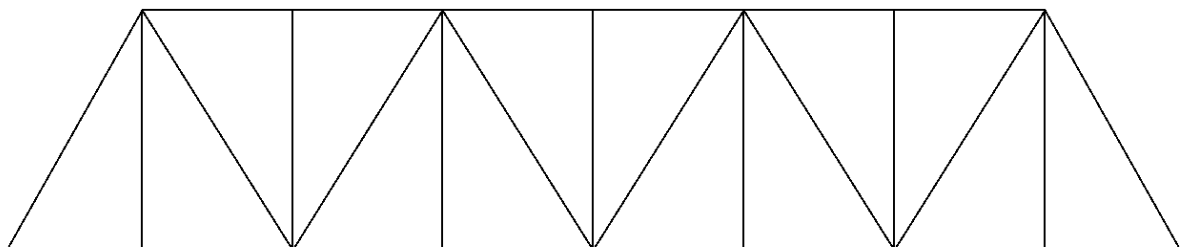
اگرچه این وضعیت نیاز به بررسی باز توزیع نیروهای داخلی خرپا با حذف یک عضو را ندارد، اما به عنوان نمونه برای دستورالعمل پیشنهادی، با حذف عضو با حداکثر تنش در سرعت حداکثر مجاز، ۱۶۰ کیلومتر بر ساعت، اقدام به بررسی این موضوع در مثال می‌نماییم.

### • نتایج پاسخ پل تحت اثر حذف اعضای بحرانی

سرعت حرکت قطار برابر با حداکثر سرعت مجاز، 160 km/h، فرض می‌شود. در این مطالعه عضو با حداکثر تنش در پل را به عنوان عضو بحرانی در نظر می‌گیریم. (تنش حداکثر در اعضای خرپا توسط تحلیل نرم‌افزاری به دست می‌آید). این عضو را حذف کرده و سازه جدید را تحت همان سرعت تحلیل می‌کنیم.

### ▪ تحلیل سازه پل در وضعیت سالم

وضعیت خرپای سالم در شکل زیر دیده می‌شود. با تحلیل پل سالم عضو بحرانی ۱ را که دارای حداکثر تنش است تعیین می‌کنیم. این عضو در شکل (۴-۲۷) به صورت خط چین نشان داده شده است.

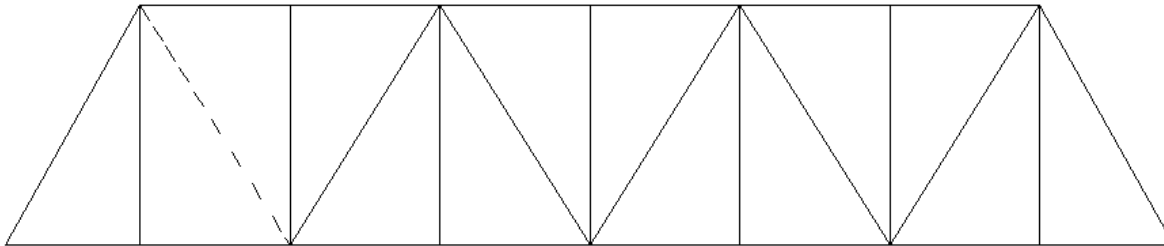


شکل (۴-۲۶) نمای جانبی خرپای سالم

فاکتور ارزیابی آئین نامه‌ای برای عضو بحرانی ۱ با استفاده از فرمول زیر که در فصل ۳ توضیح داده شده است، کنترل می‌شود، با توجه به اینکه عضو بحرانی کششی است داریم:



$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad (۲-۴)$$



شکل (۲۷-۴) نمای جانبی خرپای با عضو بحرانی ۱

با محاسبه مقادیر مجاز تنش کششی، تنش خمشی حول محور X و تنش خمشی حول محور Y برای مقطع فوق مقادیر حاصل عبارت‌اند از:

$$f_t = 1.98E + 8 \text{ (Pa)}$$

$$f_{bx} = f_{by} = 3.1E + 7 \text{ (Pa)}$$

مقادیر نیروهای داخلی موجود برای عضو بحرانی ۱ شامل نیروی محوری، خمش حول X و خمش حول Y از نرم‌افزار استخراج شد که در جدول زیر آورده شده است:

جدول (۱۲-۴) مقادیر نیروهای داخلی موجود در عضو بحرانی ۱

$F_t$	775826 N
$F_{bx}$	10099.6 N.m
$F_{by}$	188557 N.m

با جایگذاری این مقادیر در رابطه مربوطه داریم :

$$0.84 \leq 1.0 \quad OK$$

خیز حداکثر پل در این حالت برابر با 2.77 cm است که از خیز مجاز کوچک‌تر است:

$$2.77 \text{ cm} \leq 6.67 \text{ cm} \quad OK$$

حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل برابر با  $4.16 \text{ m/s}^2$  به دست آمد که در محدوده مجاز قرار

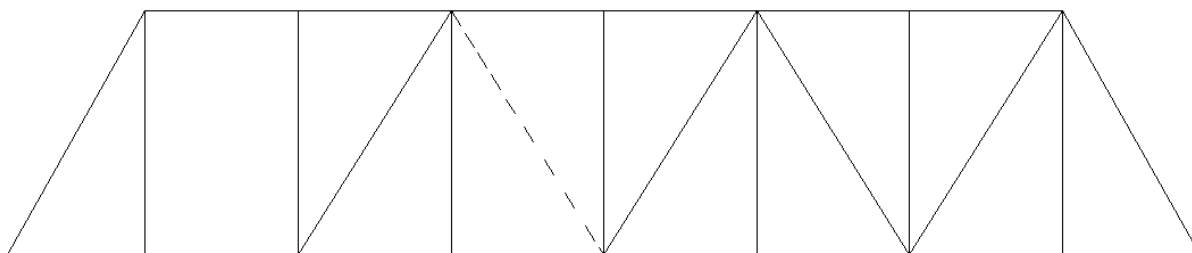
دارد:

$$4.16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \leq 5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad OK$$

### ▪ تحلیل سازه پل با حذف عضو بحرانی ۱

با حذف عضو بحرانی ۱، تحلیل پل را با عبور قطار پردیس با همان سرعت،  $160 \text{ km/h}$ ، انجام می‌دهیم و عضو با حداکثر تنش را به عنوان عضو بحرانی ۲ شناسایی و رابطه آئین نامه‌ای را برای آن کنترل می‌کنیم.

عضو بحرانی دوم در شکل (۴-۲۸) به صورت خط چین نشان داده شده‌است.



شکل (۴-۲۸) نمای جانبی خرپای با عضو بحرانی ۲

$$f_t = 1.98E + 8 \text{ (Pa)}$$

$$f_{bx} = 1.98E + 8 \text{ (Pa)}$$

$$f_{by} = 1.98E + 8 \text{ (Pa)}$$

مقادیر نیروهای داخلی موجود برای عضو بحرانی ۲ شامل نیروی محوری، نیروی خمشی حول X و

نیروی خمشی حول Y از نرم‌افزار استخراج شده که در جدول (۴-۱۱) آورده شده است:

جدول (۴-۱۳) مقادیر نیروهای موجود در عضو بحرانی ۲

$F_t$	592627 N
$F_{bx}$	171803 N.m
$F_{by}$	8247.34 N.m

با جایگذاری مقادیر فوق در رابطه (۴-۲) داریم:

$$1.366 \leq 1.0 \quad \text{fail}$$

خیز حداکثر پل در این حالت برابر با 5.6 cm است که از خیز مجاز کوچکتر است:

$$5.6 \text{ cm} \leq 6.67 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل برابر با  $5.83 \text{ m/s}^2$  به دست آمد که خارج از محدوده مجاز

قرار می گیرد:

$$5.83 \text{ m/s}^2 \leq 5 \text{ m/s}^2 \quad \text{fail}$$

اثر حذف عضو بحرانی حین عبور قطار بر حداکثر تنش اعضای پل در جدول (۴-۱۲) نشان داده

شده است. همان طور که مشاهده می شود مقدار تنش موجود در عضو بحرانی ۲ بیش از تنش جاری

شدن فولاد، یعنی 360Mpa است.

جدول (۴-۱۴) تنش حداکثر عضو بحرانی پل با حذف عضو بحرانی مرحله قبل

شماره وضعیت	حالت	$\bar{\sigma}_{\max}$ (MPa)
۱	160	112.3
۲	160-del1	372,9

با توجه به نتایج فوق، فاکتور ارزیابی عضو بحرانی و همچنین شتاب قائم وسط دهانه پل بزرگتر از

محدوده بحرانی خود شده اند و سازه کفایت باربری خود را از دست داده است.

با توجه نتایج با حذف عضو بحرانی، حداکثر خیز و شتاب قائم وسط دهانه پل و تنش در عضو

بحرانی افزایش می یابد.

## **فصل پنجم : نتیجه گیری**

## ۵-۱- مقدمه

با توجه به عدم وجود آیین نامه و دستورالعملی مناسب بمنظور تخمین حداکثر سرعت عبوری مجاز برای قطارهای سریع‌السیر عبوری از پل‌های راه آهن از یک سو و نیاز روزافزون کشور به توسعه و راه‌اندازی قطارهای سریع‌السیر از سوی دیگر، نیاز به داشتن دستورالعملی کاربردی به این منظور احساس می‌شود. مطالعه حاضر دستورالعملی صریح و کاربردی برای این هدف ارائه کرده است که به طور کامل در فصل ۴ توضیح داده شد. این دستورالعمل کلیه توضیحات لازم را از مرحله جمع‌آوری اطلاعات تا مدل‌سازی اجزاء محدود برای تعیین سرعت حدی قطارها ارائه کرده است. برای نمونه سرعت حدی یکی از پل‌های موجود راه آهن را بر اساس دستورالعمل پیشنهادی، بدست آوردیم.

## ۵-۲- نتیجه‌گیری

- توجه به مسائل اقتصادی در تعیین حداکثر سرعت قطار بر اساس استفاده از حداکثر توان باربری سازه و در عین حال تضمین ایمنی سازه دو موضوعی هستند که ایجاد تعادل بین آن‌ها بسیار مهم می‌باشد. بدین منظور در روش پیشنهادی برای تعیین حداکثر سرعت مجاز قطار همواره به این موضوع توجه شده است. در روش پیشنهادی بمنظور ارزیابی پاسخ سازه در سرعت‌های مختلف، دو مورد کنترلی اول، حداکثر خیز و حداکثر شتاب قائم وسط دهانه پل، وظیفه محدود کردن رفتار پل را جهت ایجاد آسایش مسافر و همچنین تضمین سلامت بالاست و تجهیزات ریلی را به عهده دارند. در حالیکه مورد سوم برای کنترل وضعیت تنش و سلامت اعضای خرپا در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه هر پل خرپایی پس از حذف یک عضو، الگوی باز توزیع نیروهای داخلی خاص خود را دارد و ممکن است در این باز توزیع نیروهای داخلی، خرپا بتواند با ایمنی به قابلیت باربری خود ادامه دهد. باز توزیع نیروها در خرپاهای مختلف متفاوت بوده و در هر مورد نیاز به تحقیق دارد. لذا برای استفاده از نهایت پتانسیل باربری پل‌ها، این قابلیت پل خرپایی نیز در دستورالعمل پیشنهادی گنجانده شده است.

- در روش پیشنهادی سعی بر آن بوده است تا با استفاده از آئین نامه‌های طراحی پل‌های راه آهن ایران و اروپا، و همچنین استفاده از منابع معتبر علمی، جدیدترین و در عین حال ساده‌ترین روش‌های مدلسازی و ارزیابی نتایج برای بدست آوردن سرعت‌های حدی استفاده شود.
- روند کلی تعیین حداکثر سرعت مجاز قطار با توجه به محدودیت‌های سازه پل، که در فصل ۴ پیشنهاد شده برای تمامی پل‌های خرپایی فولادی راه آهن قابل استفاده است.
- مدلسازی اجزاء محدود ارائه شده در فصل ۴ در کمال سادگی کارآمد بوده، دقت و نیاز ما را بطور مطلوبی تأمین می‌کند. نرم افزارهای اجزاء محدود زیادی وجود دارند که از توانایی قابل قبولی برای مدلسازی سازه‌های خرپای سه بعدی برخوردار هستند؛ در اینجا با توجه به مقایسه‌های انجام شده ABAQUS به عنوان مناسب‌ترین نرم افزار مدلسازی پیشنهاد گردید.
- به منظور مدلسازی دقیق بارگذاری قطار بهتر است از الگوی بارگذاری قطار واقعی استفاده شود. در روش پیشنهادی از این الگو استفاده شده است.

#### ❖ نتایج استفاده روش پیشنهادی در بررسی پل خرپایی ورامین:

- با توجه به نتایج تحلیل پل مورد بررسی، با افزایش سرعت حرکت قطار در محدوده 160 km/h تا 300km/h، با کاهش خیز حداکثر وسط دهانه پل و تنش حداکثر اعضا روبرو می‌شویم. با افزایش سرعت در این محدوده، پارامتر محدود کننده حداکثر سرعت مجاز، شتاب قائم وسط دهانه پل می‌باشد؛ که به همین ترتیب حداکثر سرعت مجاز برای پل خرپایی مورد بررسی برابر 160 km/h به دست آمد.
- تحت عبور قطار سریع‌السیر پردیس در محدوده سرعت ذکر شده، تنش در اعضا به حد بحرانی تنش مصالح (فولاد) نمی‌رسد، و فاکتور ارزیابی کیفیت خدمت دهی اعضا با اختلاف زیادی همواره کوچک‌تر از ۱ باقی می‌ماند.

- در این مطالعه برای بررسی اثر حذف عضو بر سلامت پل، اعضای بحرانی گام به گام تا جایی که پل کفایت سرویس‌دهی خود را از دست بدهد حذف شدند. طبق نتایج برای مثال مورد بررسی مشاهده می‌شود که برای این خرپا با حذف اولین عضو بحرانی، با افزایش تنش در اعضا و همچنین افزایش خیز و شتاب قائم حداکثر وسط دهانه روبه‌رو می‌شویم. به این ترتیب سازه با حذف اولین عضو بحرانی باز توزیع مناسبی برای نیروهای داخلی خود نداشته و سازه کفایت باربری خود را از دست می‌دهد.

- همان‌طور که از نتایج مثال مورد بررسی مشاهده می‌شود، در سرعت‌های مختلف سه عضو از اعضای خرپا درگیر تنش حداکثر می‌شوند؛ که می‌توان این سه عضو را به عنوان اعضای حساس پل شناسایی کرده و در زمان بازدید فنی و تعمیرات با دقت بیشتری در مورد آن‌ها عمل شود.

- بسیاری از پل‌های راه آهن که زمان ساخت آن‌ها به ۵۰ تا ۷۰ سال پیش برمی‌گردد، در صورتی که آسیب جدی ندیده باشند، تحت عبور قطارهای سریع‌السیر مقاومت کافی را از خود نشان می‌دهند. در این مطالعه عامل محدود کننده سرعت قطار عبوری، در مثال مورد بررسی، حداکثر شتاب وسط دهانه پل شناسایی شد. در این حالت اگرچه شتاب بیش از حد مجاز می‌شود و سازه دیگر کفایت خدمت‌دهی ندارد، اما سازه همچنان بدون آسیب دیدگی باقی می‌ماند.

- با توجه به نتایج تحلیل در سرعت‌های مختلف، می‌توان نتیجه گفت که سازه‌های پل خرپایی موجود در خطوط راه آهن، مقاومت کافی برای حمل قطارهای سریع‌السیر را دارند و تنها با انجام اصلاحات و تمهیدات لازم برای کنترل خیز و شتاب قائم حداکثر، می‌توان با اطمینان و ایمنی از آن‌ها استفاده نمود.

### ۳-۵- پیشنهادات برای تحقیقات آتی در این زمینه

- ۱- با توجه به نبود آرشیو کامل نقشه‌های اجرایی پل‌های قدیمی موجود در خطوط راه آهن مطالعه آماری پل‌های راه آهن کشور و تهیه نقشه چون ساخت<sup>۱</sup> آن‌ها بمنظور بررسی نیازها و کاستی‌های آن‌ها جهت آماده سازی زیربنایی خطوط سراسری راه آهن کشور برای قطارهای سریع‌السیر امری ضروری و بسیار مفید است.
- ۲- تعیین حداکثر سرعت مجاز عبوری قطارها از پل‌های خرابایی موجود و تعیین اعضای بحرانی آن‌ها در سرعت حداکثر مجاز، با استفاده از روش پیشنهادی، برای کلیه پل‌های خرابایی راه آهن کشور.
- ۳- در نظر گرفتن اثر ناصافی و خرابی در چرخ بوژی‌های قطار و سطح پروفیل ریل‌ها در تعیین حداکثر سرعت مجاز قطار عبوری.
- ۴- بررسی اثر ترمز بر حداکثر سرعت مجاز قطار عبوری از پل‌های راه آهن.
- ۵- بررسی اثر خستگی در پل‌های خرابایی فولادی راه آهن و تأثیر آن بر حداکثر سرعت مجاز قطار.

---

<sup>۱</sup> As built

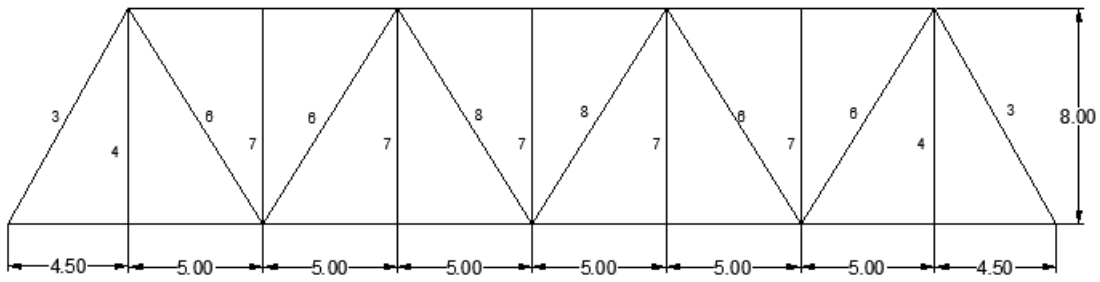




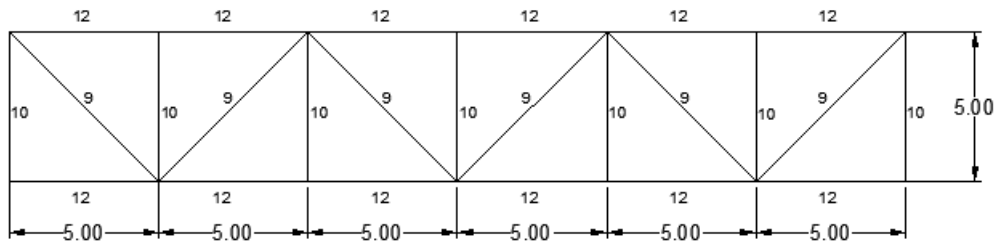
**پیوست ۱ : ابعاد و مشخصات مقاطع پل**

**خرپایی مورد بررسی**

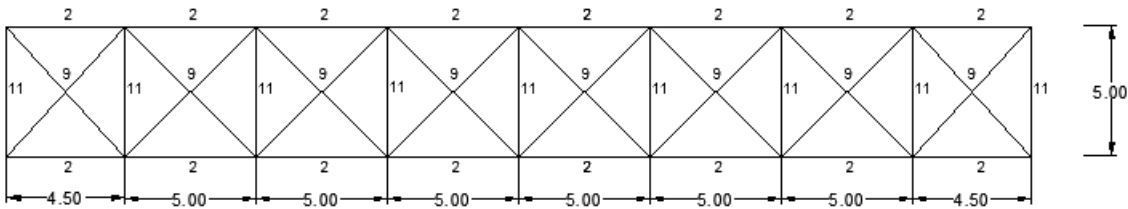
- تیپ بندی مقاطع خرپا



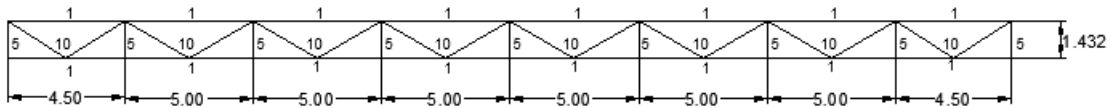
شکل (پ ۱-۱) ابعاد خرپا



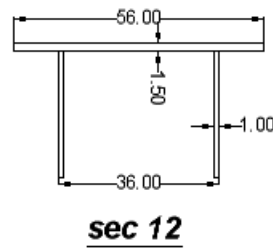
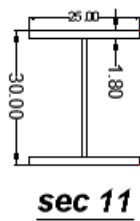
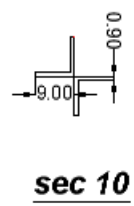
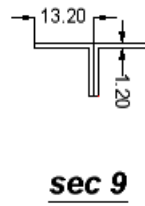
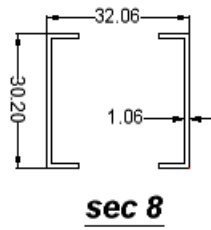
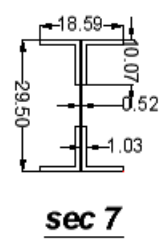
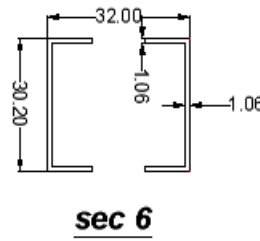
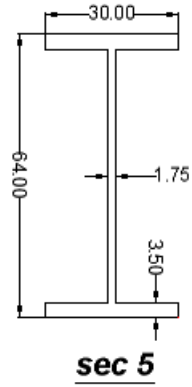
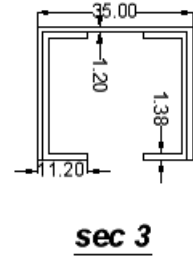
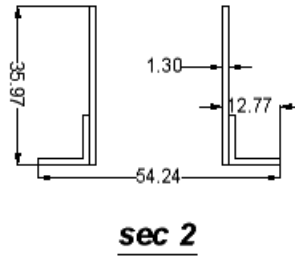
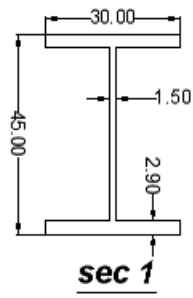
شکل (پ ۲-۱) ابعاد خرپا



شکل (پ ۳-۱) ابعاد خرپا



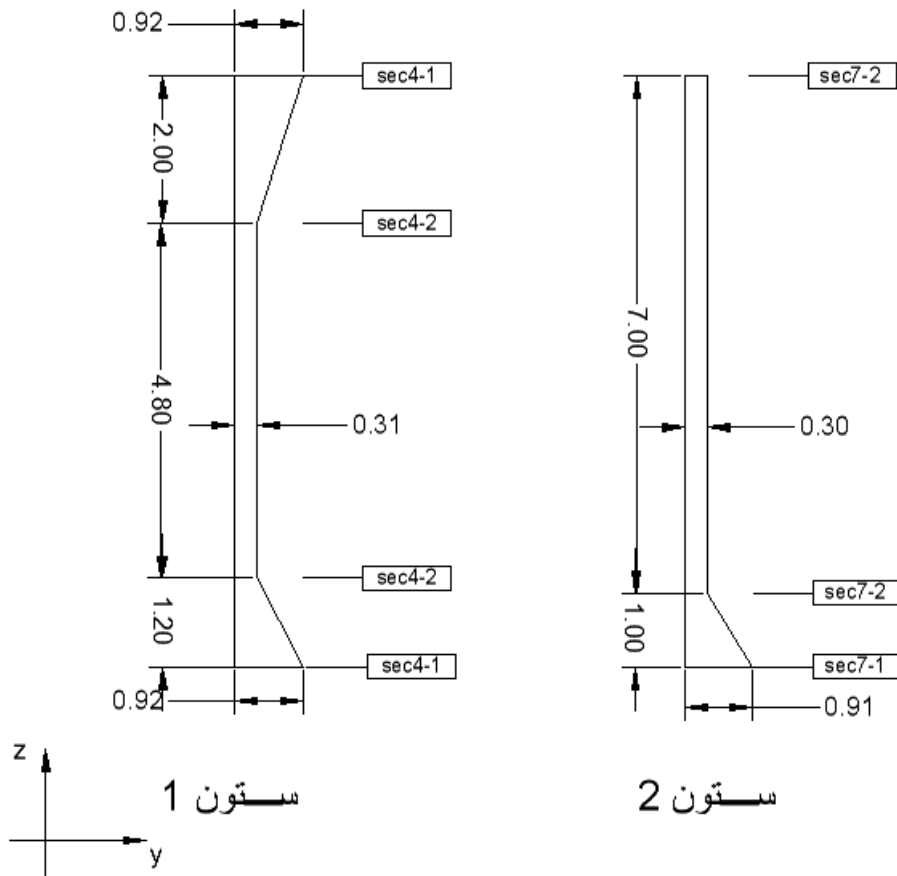
شکل (پ ۴-۱) ابعاد خرپا



شكل (ب-١-٥) ابعاد مقاطع

- محاسبات مربوط به مقطع هم ارز با مقاطع غیر منشوری

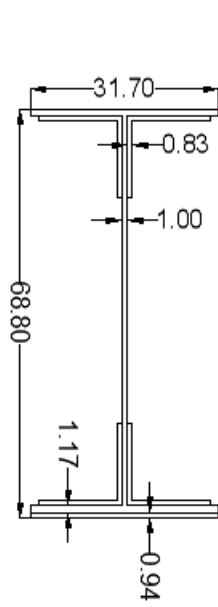
در شکل ( ) دو تیپ بندی ستون‌های خرپای مورد مطالعه را می‌بینیم:



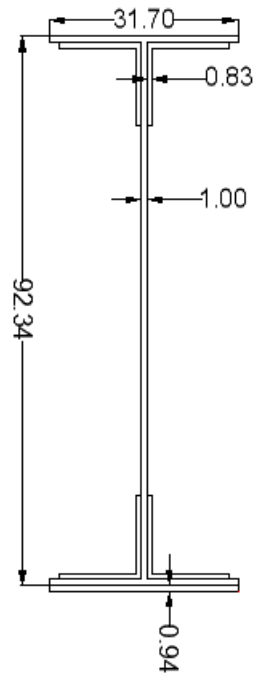
شکل (پ-۶) ستون‌های غیر منشوری در پل، ستون تیپ ۱ (ستون شماره ۱) و ستون تیپ ۲ (ستون شماره ۲)

در شکل (پ-۷) سطح مقطع ستون‌های غیر منشوری تیپ ۱ (مقطع ۴) و تیپ ۲ (مقطع ۷) نشان

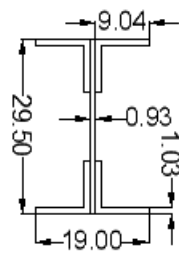
داده شده‌اند:



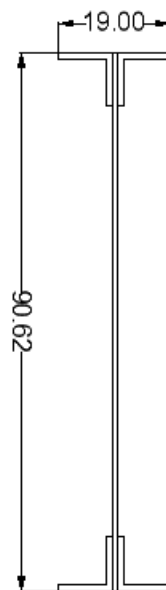
**sec 4**



**sec 4-2**



**sec 7-1**



**sec 7-2**

شکل شماره (پ ۷-۱) مقطع ستون‌ها

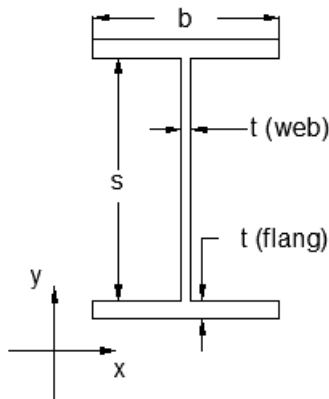
## پارامترهای تغییر در طول ستون‌های منشوری

### سطح مقطع

در ستون غیر منشوری فرمول محاسبه سطح مقطع در طول عضو به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$A(z) = b(s + 2t_f) - (b - t_w)s \quad (1)$$

که پارامترهای بکار رفته در فرمول فوق در شکل (آ-۸) نشان داده شده است :



شکل شماره (پ ۸-۱) پارامترهای سطح مقطع

فرمول محاسبه سطح مقطع در طول المان ستون تیپ ۱:

$$\begin{aligned} A(z) &= 0.317(-0.204z + 0.9234) - (-0.204z + 0.8834)(0.304) & z: [0 - 1.2m] \\ A(z) &= 0.0201 & z: [1.2m - 6.8m] \\ A(z) &= 0.317(0.204z - 0.7086) - (0.204z - 0.7486)(0.304) & z: [6.8m - 8m] \end{aligned}$$

(۲)

### ممان اینرسی سطح مقطع

فرمول محاسبه ممان اینرسی حول محور x:

$$I_x = \frac{1}{12} \left[ b(s + 2t_f)^3 - (b - t_w)s^3 \right] \quad (3)$$

فرمول محاسبه ممان اینرسی حول محور x در طول المان برای ستون تیپ ۱:

(۴)

$$I_x = \frac{1}{12} \left[ 0.317(-0.204x + 0.9234)^3 - 0.304(-0.204x + 0.8834)^3 \right] \quad z: [0 - 1.2m]$$

$$I_x = 0.0017 \quad z: [1.2m - 6.8m]$$

$$I_x = \frac{1}{12} \left[ 0.317(0.204x - 0.7086)^3 - 0.304(0.204x - 0.7486)^3 \right] \quad z: [6.8m - 8m]$$

فرمول محاسبه ممان اینرسی حول محور y:

$$I_y = \frac{1}{12} \left[ b^3 (s + 2t_f) - (b - t_w)^3 s \right] \quad (5)$$

فرمول محاسبه ممان اینرسی حول محور y در طول المان برای ستون تیپ ۱:

$$I_y = \frac{1}{12} \left[ 0.317^3 (-0.204x + 0.9234) - 0.304^3 (-0.204x + 0.8834) \right] \quad z: [0 - 1.2m]$$

$$I_y = 0.0037 \quad z: [1.2m - 6.8m]$$

$$I_y = \frac{1}{12} \left[ 0.317^3 (0.204x - 0.7086) - 0.304^3 (0.204x - 0.7486) \right] \quad z: [6.8m - 8m]$$

(۶)

## سختی‌ها

### سختی محوری ستون

ستون اصلی با مقطع غیر منشوری، باید سختی محوری برابر با ستون معادل منشوری، با همان طول، داشته باشد.

تعریف سختی محوری: سختی محوری به صورت نیروی محوری لازم برای تغییر شکل المان در امتداد محوری به اندازه‌ی واحد، تعریف می‌شود. اگر دو المان با طول یکسان سختی محوری برابر داشته باشند، در برابر نیروی یکسان P، تغییر شکل محوری برابری خواهند داشت.

$$\delta_p = \frac{PL}{EA_T} \quad , \quad \delta_{nonp} = \int_0^L \frac{P dx}{EA(x)} \quad (7)$$

که باید داشته باشیم:

$$\delta_p = \delta_{nonp} \quad (8)$$

$\delta_p =$  تغییر شکل محوری ستون منشوری



$\delta_{nonp}$  = تغییر شکل محوری ستون غیر منشوری

$P$  = نیروی محوری که در هر دو ستون برابر است

$L$  = طول المان که در هر دو ستون برابر است

$E$  = مدول الاستیسیته مصالح که هر دو ستون از جنس فولاد ST52 هستند

$A_T$  = سطح مقطع کل

با جایگذاری مقادیر در روابط ۷ و ۸ سطح مقطع المان منشوری معادل برای ستون تیپ ۱ و با

همین روش برای ستون تیپ ۲ طبق جدول (آ-۱) به دست می‌آید:

جدول (پ ۱-۱) سطح مقطع المان منشوری معادل

ستون	$A_T (m^2)$
ستون تیپ ۱	۰,۰۲۱۴
ستون تیپ ۲	۰,۰۰۶۶۵۸۴

### سختی خمشی

برای محاسبه سختی خمشی مربوط به ستون منشوری معادل، می‌توان با استفاده از فرمول‌های

اجزاء محدود، ماتریس سختی المان با مقطع غیر منشوری را محاسبه و برابر با ماتریس سختی المان با

مقطع منشوری قرار داد، به این ترتیب می‌توان مقادیر  $I_x$  و  $I_y$  المان منشوری معادل را به دست آورد.

$$\tilde{k}_{nonPrismatic} = \tilde{k}_{Prismatic} \quad (9)$$

که داریم:

$$k_{ij} = \int_0^L E \cdot I(z) \cdot \varphi_i'' \varphi_j'' \quad (10)$$

$$\tilde{k}_{Prismatic} = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 6 & -6 & 3l & -3l \\ -6 & 6 & -3l & 3l \\ 3l & -3l & 2l^2 & l^2 \\ 3l & -3l & l^2 & 2l^2 \end{bmatrix} \quad (11)$$

پس از جایگذاری اعداد در ماتریس فوق داریم:

$$\tilde{k}_{Prismatic_x} = EI_x \begin{bmatrix} 0.0234 & -0.0234 & 0.0938 & -0.0938 \\ & 0.0234 & -0.0938 & 0.0398 \\ & & 0.5 & 0.025 \\ sym & & & 0.5 \end{bmatrix} \quad (12)$$

برای حالت واقعی ماتریس سختی داریم:

$$\tilde{k}_{Real_x} = E * 10^{-5} \begin{bmatrix} 5.2738 & -5.2738 & 21.095 & 21.095 \\ & 5.2738 & -21.095 & -21.095 \\ & & 110 & 60.357 \\ sym & & & 110 \end{bmatrix} \quad (13)$$

با مساوی قرار دادن ماتریس‌های رابطه (۱۲) و (۱۳) برای ستون تیپ ۱ داریم:

$$I_x = 0.0022 m^4 \quad (14)$$

به همین ترتیب برای ممان اینرسی در راستای y داریم:

$$\tilde{k}_{Prismatic_y} = EI_y \begin{bmatrix} 0.0234 & -0.0234 & 0.0938 & -0.0938 \\ & 0.0234 & -0.0938 & 0.0398 \\ & & 0.5 & 0.025 \\ sym & & & 0.5 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\tilde{k}_{Real_y} = E * 10^{-5} \begin{bmatrix} 0.78548 & -0.78548 & 3.1419 & 3.1419 \\ & 0.78548 & -3.1419 & -3.1419 \\ & & 16.558 & 8.5772 \\ sym & & & 16.558 \end{bmatrix} \quad (16)$$

که با مساوی قرار دادن ماتریس روابط (۱۵) و (۱۶) برای ستون تیپ ۱ داریم:

$$I_y = 0.00033 m^4 \quad (17)$$

به همین ترتیب برای ستون تیپ ۲ ممان اینرسی‌های معادل را به دست می‌آوریم:

$$\begin{aligned} I_x &= 1e - 5 m^4 \\ I_y &= 2e - 6 m^4 \end{aligned} \quad (18)$$

## سختی پیچشی

برای محاسبه سختی پیچشی مربوط به ستون منشوری معادل، می‌دانیم سختی پیچشی المان به صورت زیر تعریف می‌شود: مقدار گشتاور لازم که باید به انتهای عضو وارد شود تا پیچش معادل واحد در طول المان ایجاد شود. حال با توجه به اینکه ستون‌های منشوری طول یکسان دارند و سختی پیچشی آن‌ها نیز باید برابر باشند داریم:

$$\varphi_{prismatic} = \frac{Tl}{GJ} \quad , \quad \varphi_{nonprismatic} = \frac{T}{G} \int_0^l \frac{d(x)}{J(x)} \quad (19)$$

$$\varphi_{nonprismatic} = \varphi_{prismatic} \longrightarrow \frac{l}{J} = \int_0^l \frac{d(x)}{J(x)} \quad (20)$$

$$J = \sum_{i=1}^n \frac{1}{3} b_i t_i^3 \quad b_i \gg t_i \quad (21)$$

که داریم:  $T$  = لنگر پیچشی،  $G$  = مدول برشی مصالح،  $l$  = طول المان،  $J$  = سختی پیچشی المان،

$b_i$  = عرض جزء سطح مقطع  $i$  ام،  $t_i$  = ضخامت جزء سطح مقطع  $i$  ام

$\varphi_{prismatic}$  = تغییر شکل پیچشی المان منشوری،  $\varphi_{nonprismatic}$  = تغییر شکل پیچشی المان غیر

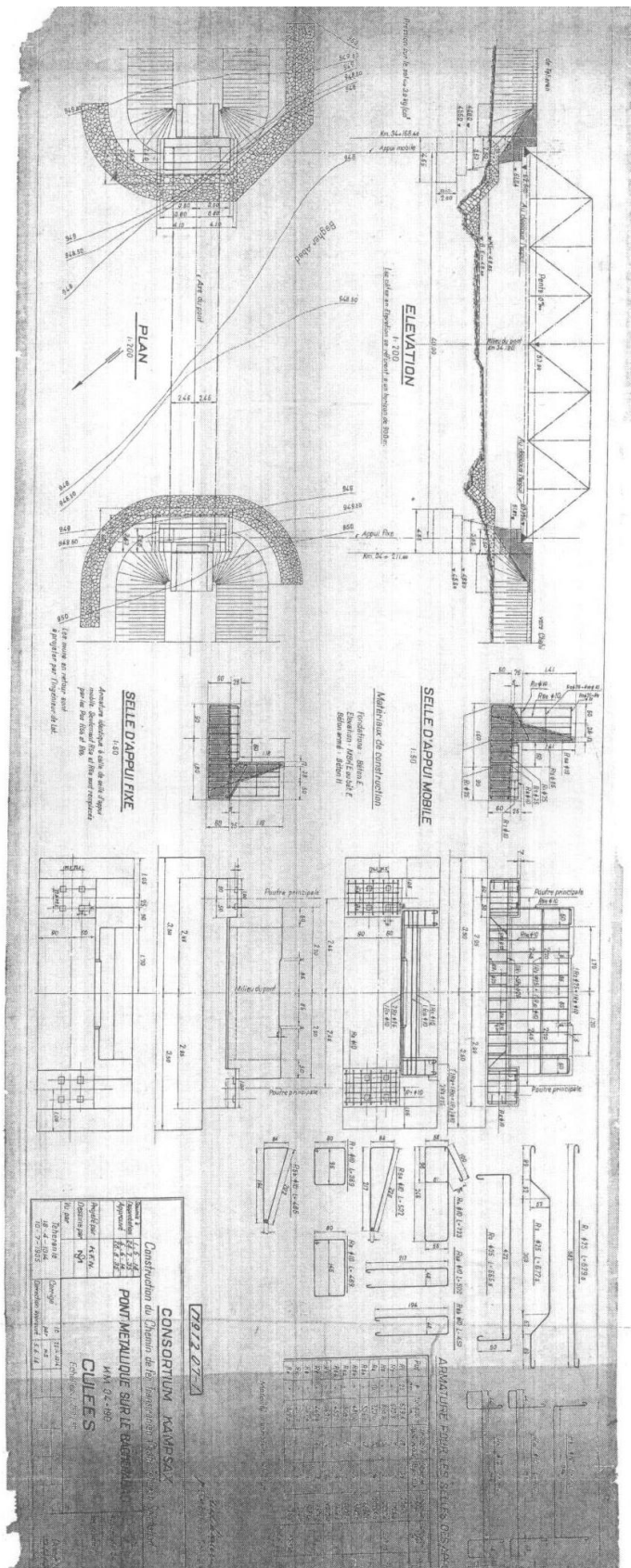
منشوری

به این ترتیب با جایگذاری مقادیر در روابط فوق سختی پیچشی المان‌های منشوری معادل به

صورت زیر به دست می‌آیند:

جدول (پ ۱-۲) سختی پیچشی ستون منشوری معادل

J	ستون
$4.9256e-6$	ستون تیپ ۱
$2.4011e-7$	ستون تیپ ۲



شکل (پ ۱-۹) نقشه آرماتورگذاری فونداسیون پل ورامین



## منابع

- [1] Wenzel, H. (2008). Health monitoring of bridges. John Wiley & Sons.
- [2] عطایی ش، (۱۳۸۰)، "مدلسازی عددی رفتار پل قوسی بتنی اکبرآباد به کمک آزمایش در مقیاس واقعی"، اولین کنفرانس بین المللی بتن و توسعه، تهران، ایران
- [3] عطایی ش، (۱۳۸۶)، رساله دکتری، "وضعیت سنجی ارتعاشی پل راه آهن از روی اندازه گیری پاسخ"، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه تربیت مدرس
- [4] Saydam, D., & Frangopol, D. M. (2011). Time-dependent performance indicators of damaged bridge
- [5] ZHU, J. S., & Yi, Q. (2013, April). Bridge-vehicle coupled vibration response and static test data based damage identification of highway bridges. In Proceedings of The 6th International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technology (Vol. 1, pp. 25-26).
- [6] Okui, Y., Nagatani, H., Akashi, N., Matsuda, T., Yasuda, M., Obata, Y., ... & Hirayama, H. (2010). After fracture redundancy analysis of steel truss bridges in Japan. In Proc. IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-II (pp. 176-181).
- [۷] نشریه ۱۳۹، بارگذاری پلها
- [8] نشریه ۳۹۵، طراحی پل های فولادی
- [9] en.1991.2.2003 - traffic load on bridges
- [10] Karoumi R, Wiberg J. and Liljencrantz A. (2005), "Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge," Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm, Sweden.
- [11] BRUCKNALL, I., (2003), New Eurocode Requirements for Design in HighSpeed Railway Bridges, Structures for High-Speed Railway Transportation, IABSE Symposium, Antwerp, August 2003, Volume 87
- [12] Fr 'yba, L. (1996). Dynamics of Railway Bridges, Thomas Telford, London, England.
- [13] Willis, R. (1849). "Appendix to the report of the commissioners appointed to inquire into the application of iron to railway structures," H. M. Stationary Office, London, England.
- [14] Stokes, G. G. (1849). "Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges," Trans. Cambridge Phil. Soc., 8(5), 707-735.
- [15] Biggs, J. M. (1964). Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill, New York, N.Y.
- [16] Fr 'yba, L. (1972). Vibration of Solids and Structures under Moving Loads, Noordhoff International Publishing, Groningen, The Netherlands.
- [1۷] Björklund, L. (2005). Dynamic analysis of a railway bridge subjected to high speed trains.
- [18] Yamaguchi, E., Okamoto, R., & Yamada, K. (2010). EVALUATION METHOD FOR REDUNDANCY OF TRUSS BRIDGE.
- [۱۹] Miyachi, K., Nakamura, S., & Manda, A. (2012). Progressive collapse analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility. Journal of Constructional Steel Research, 78, 192-200.
- [۲۰] Timoshenko, S. P. (1922). "On the forced vibrations of bridges," Phil. Magazine, Ser. 6, 43, 1018-1019.
- [2۱] Ayre, R. S., Ford, G., and Jacobsen, L. S. (1950). "Transverse vibration of a two-span beam under action of a moving constant force," J. Appl. Mech., 17(1), 1-12.
- [2۲] Ayre, R. S. and Jacobsen, L. S. (1950). "Transverse vibration of a two-span beam under the action of a moving alternating force," J. Appl. Mech., 17(3), 283-290.
- [2۳] Vellozzi, J. (1967). "Vibration of suspension bridges under moving loads," J. Struct. Div., ASCE, 93(4), 123-138.
- [2۴] Rao, G. V. (2000). Linear dynamics of an elastic beam under moving loads. Journal of Vibration and Acoustics, 122(3), 281-289.

- [25] Jeffcott, H. H. (1929). "On the vibrations of beams under the action of moving loads," *Phil. Magazine*, Ser. 7, 8(48), 66–97.
- [26] Stanišić, M. M. and Hardin, J. C. (1969). "On the response of beams to an arbitrary number of concentrated moving masses," *J. Franklin Inst.*, 287, 115–123.
- [27] Akin, J. E. and Mofid, M. (1989). "Numerical solution for response of beams with moving mass," *J. Struct. Eng., ASCE*, 115(1), 120–131.
- [28] Pesterev, A. V., Yang, B., Bergman, L. A., and Tan, C. A. (2001). "Response of elastic continuum carrying multiple moving oscillators," *J. Eng. Mech., ASCE*, 127(3), 260–265
- [29] Pesterev, A. V., Bergman, L. A., Tan, C. A., Tsao, T. C., and Yang, B. (2003). "On asymptotics of the solution of the moving oscillator problem," *J. Sound & Vibr.*, 260, 519–536.
- [30] Chu, K. H., Garg, V. K., and Wang, T. L. (1986). "Impact in railway prestressed concrete bridges," *J. Struct. Eng., ASCE*, 112(5), 1036–1051.
- [31] Wang, T. L., Garg, V. K., and Chu, K. H. (1991). "Railway bridge/vehicle interaction studies with new vehicle model," *J. Struct. Eng., ASCE*, 117(7), 2099–2116.
- [32] Xia, H., Xu, Y. L., and Chan, T. H. T. (2000). "Dynamic interaction of long suspension bridges with running trains," *J. Sound & Vibr.*, 237(2), 263–280.
- [33] Wu, Y. S., Yang, Y. B., and Yau, J. D. (2001). "Three-dimensional analysis of train–rail–bridge interaction problems," *Vehicle Syst. Dyn.*, 36(1), 1–35.
- [34] Karoumi, R., Wiberg, J., & Liljencrantz, A. (2005). Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge. *Engineering structures*, 27(12), 1813–1819.
- [35] Saleeb, A. F., & Kumar, A. (2011). Automated finite element analysis of complex dynamics of primary system traversed by oscillatory subsystem. *International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics*, 12(4), 184–202.
- [36] Chu, K. H., Garg, V. K., and Dhar, C. L. (1979). "Railway–bridge impact: Simplified train and bridge model," *J. Struct. Div., ASCE*, 105(9), 1823–1844.
- [37] Wiriyaichai, A., Chu, K. H., and Garg, V. K. (1982). "Bridge impact due to wheel and track irregularities," *J. Eng. Mech., ASCE*, 108(4), 648–666.
- [38] Wu, J. S. and Dai, C. W. (1987). "Dynamic responses of multispan nonuniform beam due to moving loads," *J. Struct. Eng., ASCE*, 113(3), 458–474.
- [39] Marchesiello, S., Fasana, A., Garibaldi, L., and Piombo, B. A. D. (1999). "Dynamics of multi-span continuous straight bridges subject to multidegrees of freedom moving vehicle excitation," *J. Sound & Vibr.*, 224(3), 541–561.
- [40] Chu, K. H., Garg, V. K., and Wang, T. L. (1986). "Impact in railway prestressed concrete bridges," *J. Struct. Eng., ASCE*, 112(5), 1036–1051.
- [41] Cai, Y., Chen, S. S., Rote, D. M., and Coffey, H. T. (1994). "Vehicle/guideway interaction for high speed vehicles on a flexible guideway," *J. Sound & Vibr.*, 175(5), 625–646.
- [42] Yang, Y. B., Liao, S. S., and Lin B. H. (1995). "Impact formulas for vehicles moving over simple and continuous beams," *J. Struct. Eng., ASCE*, 121(11), 1644–1650.
- [43] Genin, J., Ginsberg, J. H., and Ting, E. C. (1975). "A complete formulation of inertial effects in the guideway–vehicle interaction problem," *J. Sound & Vibr.*, 38(1), 15–26.
- [44] Chatterjee, P. K., Datta, T. K., and Surana, C. S. (1994). "Vibration of suspension bridges under vehicular movement," *J. Struct. Eng., ASCE*, 120(3), 681–703.
- [45] Ju, S. H. and Lin, H. T. (2003). "Numerical investigation of a steel arch bridge and interaction with high speed trains," *Eng. Struct.*, 25, 241–250.
- [46] Meisenholder, S. G. and Weidlinger, P. (1974). "Dynamic interaction aspects of cable-stayed guideways for high speed ground transportation," *J. Dyn. Syst., Measurement, & Control, ASME*, 74-Aut-R, 180–192.
- [47] Gupta, R. K. (1980). "Dynamic loading of highway bridges," *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, 106(2), 337–393.



[47] Bolotin, V.V. (1964). The Dynamic Stability of Elastic Systems, HoldenDay, Inc., San Francisco, California, U.S.A.

[48] XIA, H., ZHANG, N., ANDDEROECK, G., (2002), Dynamic analysis of high speed railway bridge under articulated trains, Computer and Structures, 81 (2003) 2467-2478.

[49] XIA, H., DEROECK, G., ZHANG, N., ANDMAECK, J., (2002), Experiment analysis of a high-speed railway bridge under Thalys trains, Journal of Sound and Vibration, 268 (2003) 103-113.

[50] سید مهدی بخت و ۲۰۰۴ (آزمیدانی پل نکا)

[51] Nagai, M., Miashita, T., (2005), Steel bridge maintenance in japan, Bridge maintenance conference

[52] Lam, H., Lin, W., Yoda, T., (2014), Effects of bracing system on redundancy of tree span composite twin I-girder bridge, Journal of Structural Engineering, Vol.60(March 2014)

[53] Yamaguchi, K., Yoshida, Y., Iseda, S., (2010), "analysis of influence of breaking members of steel trough truss bridge", National Highway and Risk Management Division, Japan

[54] Frýba, L. (2001). A rough assessment of railway bridges for high speed trains. Engineering structures, 23(5), 548-556.

[55] Yang, Y. B., Yau, J. D., & Wu, Y. S. (2004). Vehicle-bridge interaction dynamics. World Scientific Publishing Company.

[56] ادهقانی، (۱۳۸۵)، بررسی اثرات خستگی و سرعت حرکت قطار در پل‌های فولادی راه آهن، گزارش سمینار

مقطع دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی

[57] Abaqus6-3.11 Help manual, SIMULIA Software company .

[58] Siemens Transportation System, Operation manual 1.03 , Trainset Iran DH4-1 PARADISE, Project:Y.5213-12 / F.0532,2005.



## **Abstract**

Today, with increasing development of railway transportation industry in the world and our country, using high-speed trains are becoming more and more important. For this reason, planning and transport policies are trying to provide suitable condition to preparing the existing railway lines, to achieve this purpose. So the Current state of the railway must be carefully studied to identify their weaknesses points. The bridges are one of the important strategic structures in the railways. Bridges in terms of technology and in terms of operating costs are placed in a special place of importance. The structural health monitoring and retrofitting of railway bridges are the most important plans to provide railways for servicing the high speed trains.

The purpose of this paper is suggesting a guideline for bridges to determine the maximum allowable velocity in high-speed trains. Because of the lack of appropriate codes and guidelines for this purpose for railway bridges and the growing need to develop and start using high-speed trains, need a capable instruction felt. This paper suggests a clear an applicable guideline for this goal that is explained in the chapter 4.

As result, most railway bridges which were built about 50up to 70 years ago, shows sufficient resistance against the high speed trains. In the case study the maximum vertical acceleration limited the maximum allowable velocity of high speed train. In this case however the maximum vertical acceleration exceeds the allowable value in the code and due to that the bridge loses its serviceability, but the structure still stay without damage. In these cases it is possible to increase allowable speed by some methods which controls middle span vertical acceleration.

Key words: structural health monitoring, finite element model, linear dynamic analysis, high speed train, steel truss bridge



University of Shahrood

Faculty of Civil Engineering

**Structural Health Monitoring of Railway Bridge By case study of  
Bagher abad of Varamin Bridge to study the limitation of trains**

Elham Askari

**Supervisor:**

Dr. Ali keyhani

February 2015