

## Analysis and Optimal Design of Segmental Precast Concrete Bridges with Balanced Cantilever Construction (Case Study: Esteghlal Bridge in Isfahan)

Reza Ghiamat<sup>1</sup>, Morteza Madhkhan<sup>2\*</sup>

1- Civil Engineering group, Pardis College, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

2- Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

### ABSTRACT

The construction of segmental precast concrete bridges is an increase due to its superior performance and economic advantages. This type of bridge is appropriate for spans within 50 to 250 m, known as mega-projects and the design optimization would lead to considerable economic benefits. In this study, a box-girder cross section of bridge superstructure with balanced cantilever construction method is assessed. The depth of cross section, thickness of top and bottom flange, thickness of webs and the count of strands of pre-stressed steel are considered as design variables. The optimum design is characterized by geometry, serviceability, ductility, and ultimate limit states specified by the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) standard and AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) specifications. Genetic algorithm (GA) is applied for cost and weight optimization. To validate functionality of this algorithm, a real bridge constructed in the city of Isfahan, Iran (Esteghlal Bridge, completed in 2017) is optimized as a case study. The total of a 13% reduction in cost and weight of the bridge superstructure is observed. The cost optimization algorithm is run by considering different spans and relation between superstructure cost and span length is assessed. The efficiency of applying the GA in optimization of this kind of bridges is proved.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 07 March 2019

**Revise Date:** 28 April 2019

**Accept Date:** 26 May 2019

### Keywords:

Optimization;  
Segmental concrete bridge;  
Box girder;  
Balanced cantilever;  
Genetic algorithm

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.174254.1797

\*Corresponding author: Morteza Madhkhan.

Email address: madhkhan@cc.iut.ac.ir

## تحلیل و طراحی بهینه ی پل های بتنی جعبه ای قطعه ای پیش ساخته با اجرای طره ای

### متعادل، مطالعه موردی: پل استقلال اصفهان

رضا قیامت<sup>۱</sup>، مرتضی مدح خوان<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکترای سازه، گروه مهندسی عمران، پردیس دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

۲- دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

#### چکیده

در دهه های اخیر اجرای پل های بتنی پیش ساخته قطعه ای به خاطر عملکرد خوب و صرفه ی اقتصادی در دنیا عمومیت یافته و رو به افزایش است. از آنجا که ساخت این پل ها برای دهانه های ۵۰ تا ۲۵۰ متر متداول است، در ردیف پروژه های بزرگ قرار می گیرند؛ لذا بهینه سازی آن ها می تواند منجر به صرفه جویی اقتصادی قابل توجهی گردد. در این مقاله با به کارگیری الگوریتم ژنتیک، هزینه ی روسازه ی این پل ها بهینه سازی شده است. مقطع عرضی پل قوطی شکل با عمق ثابت و روش اجرای طره ای متعادل در نظر گرفته شده است. ارتفاع مقطع، ضخامت بال ها و جان ها و نیز تعداد کابل های پیش تنیدگی به عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده اند. محدودیت های تنش مجاز در مراحل مختلف اجرا به همراه قیود مقاومت نهایی خمشی و برشی، قید خیز و قیود هندسی بر اساس آیین نامه های آشتو استاندارد و آشتو LRFD در بهینه سازی اعمال شده اند و الگوریتم بهینه سازی، تحلیل و طراحی سازه پس از نگارش در نرم افزار *Matlab* اجرا شده است. پل استقلال اصفهان (بهره برداری شده در سال ۱۳۹۶) به عنوان پل مورد مطالعه انتخاب شده و مقایسه ی نتایج طراحی بهینه ی آن با طرح اجرا شده ی پل، حاکی از صرفه جویی ۱۳ درصدی در هزینه و وزن روسازه می باشد. همچنین با بهینه سازی این گونه پل ها در دهانه های مختلف، رابطه ی بین هزینه با طول دهانه مورد بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: بهینه سازی، پل بتنی پیش ساخته قطعه ای، شاه تیر جعبه ای، اجرای طره ای متعادل، الگوریتم ژنتیک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.174254.1797	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.174254.1797	۱۴۰۰/۰۴/۳۰	۱۳۹۸/۰۳/۰۵	۱۳۹۸/۰۳/۰۵	۱۳۹۸/۰۲/۰۸	۱۳۹۷/۱۲/۱۶
مرتضی مدح خوان madhkhan@cc.iut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای به خاطر نصب سریع، بالا بودن کیفیت قطعات بتنی و حداقل اختلال در عبور و مرور برتری دارند [۱]. در طراحی پل‌های قطعه‌ای به دلیل وجود متغیرهای طراحی زیاد و قیود متعدد، فرمول‌بندی مسائل بهینه‌سازی پیچیده می‌گردند؛ به همین خاطر بهینه‌سازی این‌گونه پل‌ها نسبت به سایر پل‌ها کمتر مورد توجه قرار گرفته است. سابقه‌ی بهینه‌سازی پل‌های پیش‌تنیده به دهه‌ی ۶۰ برمی‌گردد که توروس و همکاران (۱۹۶۶) هزینه‌ی پل را به روش برنامه‌ریزی خطی کمینه نمودند [۲]. کیروگا و آرویو<sup>۱</sup> روشی برای بهینه‌سازی عرشه پل‌های بتنی پیش‌تنیده با هندسه ثابت پیشنهاد کردند. آن‌ها از روش تندترین شیب<sup>۲</sup> استفاده نمودند و بهترین اندازه و پروفیل کابل‌های پیش‌تنیدگی را در حالات مختلف به دست آوردند [۳]. سیرکا و عادل<sup>۳</sup> (۲۰۰۵) روشی برای بهینه‌سازی هزینه کلی سیستم‌های پل پیش‌تنیده با تیرهای I شکل پیشرفته ارائه کردند. آن‌ها از مدل دینامیکی شبکه‌های عصبی برای حل مسأله بهینه‌سازی استفاده کردند [۴]. آیدین و عیوض (۲۰۱۰) یک مطالعه به‌منظور کمینه کردن هزینه‌های پل‌های با تیر I شکل بتنی پیش کشیده‌ی پیش‌ساخته از طریق بهینه‌سازی بافت و شکل با استفاده از الگوریتم ژنتیک هم‌زمان انجام دادند که در آن شاخص طراحی بهینه، هزینه‌ی شاه‌تیرها بود که شامل بتن مسلح معمولی و بتن پیش‌تنیده می‌گردید [۵]. آن‌ها همچنین طی پژوهشی بهینه‌سازی هزینه کل پل‌های بتنی پیش‌تنیده را با استفاده از الگوریتم ژنتیک ارائه کردند. این بهینه‌سازی منجر به صرفه‌جویی ۱۲/۶ درصدی در هزینه‌ها گردید [۶].

القدرا و همکاران (۲۰۱۱) هزینه بهینه تیرهای بتن مسلح و پیش‌تنیده با الگوریتم ژنتیک را در محیط نرم‌افزار Matlab ارائه کردند. متغیرها به‌صورت گسسته وارد شده و کاهش هزینه‌ای بین ۱۶/۷ تا ۲۷ درصد با توجه به طول دهانه برای تیرهای بتن مسلح معمولی و ۱۷/۸ تا ۲۹/۸ درصد برای تیرهای پیش‌تنیده حاصل گردید [۷]. کاوه و همکاران (۲۰۱۴) در مقاله‌ای بهینه‌سازی اندازه‌ی شاه‌تیرهای جعبه‌ای مرکب فولادی پیوسته‌ی چنددهانه را با استفاده از الگوریتم جستجوی فاخته ارائه نمودند. در بهینه‌سازی فوق از ضوابط آشتو استاندارد استفاده شد و صرفه‌جویی ۱۵ درصدی حاصل گردید [۸]. زو<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۶) در پژوهشی طرح پیش‌تنیدگی و فولادگذاری محلی را برای پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای به‌صورت ترکیبی از تاندون‌های داخلی و خارجی بررسی نمودند. آن‌ها ایمنی، توجیه اقتصادی و قابلیت اجرا را برای دو طرح پیش‌تنیدگی در نمونه‌ای از این پل‌ها ارزیابی کرده و طرح تاندون‌های بهینه را ارائه نمودند [۱]. لی<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۱۵) در پژوهشی طرح بهینه‌ی تیر طره‌ای را با استفاده از الگوریتم ژنتیک بهبودیافته ارائه نمودند. در بهینه‌سازی فوق عملگرهای انتخاب، تقاطع و جهش اصلاح شده است. نتایج مطالعه موردی، نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک بهبودیافته به راه حل بهینه و پایداری با صرفه‌جویی هزینه همگرا می‌شود [۹]. گابنر<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۱۸) در پژوهشی روش‌های طره متعادل و بالابری متعادل<sup>۶</sup> را در ساخت پل جعبه‌ای پیش‌ساخته‌ی سن لئوناردو مقایسه نمودند. پل مورد نظر در دهه‌ی ۶۰ میلادی به روش طره متعادل ساخته شده است. در این تحقیق پس از طراحی مجدد پل به روش بالابری متعادل و مقایسه‌ی آن با روش نصب طره‌ای متعادل، نتایج نشان داد که استفاده از روش جدید منجر به کاهش ۳۰ درصدی حجم بتن مصرفی می‌گردد [۱۰]. چای و همکاران (۲۰۱۹) در پژوهشی عملکرد بلندمدت پل‌های جعبه‌ای قطعه‌ای پیش‌ساخته با اتصالات خشک را شبیه‌سازی نمودند. در تحقیق فوق ۶ شاهتیر در یک آزمایشگاه به مدت یک سال بارگذاری شده و عملکرد بلندمدت آن‌ها تحت عوامل متعدد، شبیه‌سازی و ارزیابی شده است. نتایج نشان داد که عواملی همچون سن کمتر بتن تحت بارگذاری، بتن با مقاومت کمتر، قطعات کوتاه‌تر، درصد فولادگذاری کمتر، کلیدهای برشی بیشتر، پیش‌تنیدگی اولیه بیشتر و بارگذاری خارجی بزرگتر منجر به خرابی سازه‌ای قابل توجه شامل افت پیش‌تنیدگی و افزایش تغییر شکل می‌گردد [۱۱]. پیس و همکاران (۲۰۱۹) در مقاله‌ای طرح بهینه‌ی پل‌های پیاده‌روی جعبه‌ای پیش‌تنیده با بتن مقاومت بالا را ارائه کردند. آنها در بهینه‌سازی خود ۳۳

<sup>1</sup> Quiroga & Arroyo

<sup>2</sup> The Steepest Gradient Method

<sup>3</sup> Xu

<sup>4</sup> Li

<sup>5</sup> GaBner

<sup>6</sup> Balanced Cantilever and Lift Cantilever

متغیر طرح گسسته شامل ویژگی‌های هندسی، بتن، فولاد تقویتی و فولاد پیش تنیدگی را در نظر گرفتند و از یک الگوریتم اصلاح‌شده‌ی بازپخت شبیه‌سازی شده (SA) بر مبنای عملگر جهش ژنتیکی استفاده نمودند. نتایج نشان‌دهنده‌ی بهبود عملکرد الگوریتم مذکور نسبت به الگوریتم SA می‌باشد. همچنین استفاده از بتن با مقاومت بالا منجر به کاهش ۴٫۵ درصدی در هزینه و ۲۶ درصدی در حجم بتن مصرفی می‌شود [۱۲].

از آنجا که تاریخچه‌ی تحقیقات پیشین نشان می‌دهد تاکنون مطالعه‌ی در زمینه‌ی بهینه‌سازی پل‌های پیش‌تنیده پیش‌ساخته قطعه‌ای ارائه نشده است. در این مقاله برای اولین بار پس از ارائه‌ی تحلیل، طراحی و بهینه‌سازی روسازه‌ی این پل‌ها با الگوریتم ژنتیک [۱۳]، به‌عنوان مطالعه موردی طرح اجرایی پل استقلال اصفهان [۱۴]، بهینه می‌گردد.

## ۲- پل‌های پیش‌ساخته پس کشیده در ایران و سایر کشورها

در اجرای تقاطع‌های غیر هم‌سطح شهری، اختلال در ترافیک باعث مشکلات زیادی برای ساکنین محدوده و موجب افزایش هزینه‌های اجرایی می‌گردد. در چنین پروژه‌هایی یکی از راهکارهای به حداقل رساندن اختلال در تردد، استفاده از تکنیک اجرای پیش‌ساخته می‌باشد. استفاده از این تکنیک در پل‌های بتنی علاوه بر مزایای کاهش اختلال در ترافیک عبوری، نظارت و کنترل کیفی بر ساخت قطعات در کارخانه، منجر به ارتقای کیفی و دوام بیشتری در سازه خواهد شد. به دلایل فوق، استفاده از روش اجرای پیش‌ساخته در دهه‌های اخیر در جهان عمومیت یافته است. اولین بار در اواخر دهه‌ی ۴۰ میلادی تکنیک اجرای قطعات پیش‌ساخته توسط فریسینه و مولر معرفی گردید [۱۵]. فریسینه در سال‌های ۱۹۴۶ تا ۱۹۵۰، شش دستگاه پل معروف قطعه‌ای در شهر مارن طراحی نمود [۱۶]. پس از آن اجرای پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای در اروپا و آمریکا رواج یافت. اولین پل قطعه‌ای اجرا شده در کشور ما، پل سیدخندان تهران می‌باشد که در سال ۱۳۵۶ توسط مهندسان فرانسوی شرکت فریسینه اجرا گردید؛ اما اغلب پل‌های بتنی ساخته شده پس از آن تا سال ۱۳۸۸ به روش بتن درجا اجرا شده است. در این سال کلنگ اجرای اولین پل قطعه‌ای در پروژه تقاطع غیر هم‌سطح کاروان‌سرای سنگی ۱ به زمین خورد و در سال ۱۳۸۹ نخستین کارخانه‌ی تولید قطعات بتنی پیش‌ساخته جعبه‌ای آغاز به کار نمود. از آن زمان به بعد روش اجرای قطعه‌ای در ساخت پل‌های متعدد شهری به کار برده شد. پروژه بزرگراه طبقاتی صدر تهران (۱۳۹۲) به طول ۶ کیلومتر طولانی‌ترین پل کشور می‌باشد که به روش پیش‌ساخته قطعه‌ای اجرا شده است [۱۷]. پس از آن تقاطع‌های غیرهمسطح متعددی در شهرهای اصفهان، قم، کرمان و اهواز به این روش اجرا شده و یا در حال اجرا می‌باشد.

### ۲-۱- روش‌های ساخت قطعات پیش‌ساخته

دو روش اصلی ساخت در اجرای پل‌های پیش‌ساخته عبارت‌اند از: روش باند و روش قطعه‌ای.

در روش باند هریک از شاه‌تیرها یا المان‌های سازه‌ای به‌صورت کامل و در یک مرحله قالب‌بندی و تولید می‌گردد. کاربرد این روش در پل‌های با دهانه کوتاه و با شکل‌های غیرمستقیم و قوسی می‌باشد.

در روش قطعه‌ای یک شاه‌تیر (معمولاً جعبه‌ای) به تعدادی قطعه تقسیم شده و پس از ساخت قطعه‌ی اول (صفر) بقیه قطعات به‌صورت متوالی در کنار قطعه‌ی قبلی ساخته می‌شود. از این روش در ساخت پل‌های مستقیم و دهانه بلند استفاده می‌گردد [۱۸].

اجرای پل‌های قطعه‌ای دارای مزایای اجرای تکراری، حداقل تأثیر روی ترافیک و محیط‌زیست در طول ساخت، اجرای اقتصادی و یک سازه‌ی بادوام می‌باشد. اجرای قطعه‌ای می‌تواند در شرایط مختلف سخت محلی به‌کاربرده شود از جمله: پایه می‌تواند در جایگاه کوچکی جای گذاری شود. روسازه می‌تواند تا حدی که از خطرات طبیعی و اجتماعی دور گردد، بالا رود و پل‌های قطعه‌ای می‌توانند در یک شعاع کوچک مثل رمپ دسترسی بزرگراه‌های قوسی و پل‌های با شعاع بزرگ اجرا شوند. همچنین روش قطعه‌ای برای عبور از مناطقی که در آن‌ها امکان قالب‌بندی و شمعک گذاری وجود ندارد، نظیر دره‌های عمیق، آبراه‌ها و یا در عبور از جاده‌های پرتردد، بسیار مناسب می‌باشد. یکی از مزایای مهم اجرای قطعه‌ای، استفاده از تکنیک پس کشیدگی در هر دو جهت طولی و عرضی برای عرشه می‌باشد. این امر مانع از

ترک خوردگی ناشی از تنش کششی به خاطر انقباض عرشه بتنی مقید، بارهای زنده و تنش‌های حرارتی می‌گردد که از ورود آب و نمک ضدیخ به داخل آن و هم‌چنین خوردگی میلگردها جلوگیری می‌کند. ترک خوردگی جان‌های پل‌های قطعه‌ای نیز با طراحی برای عدم تجاوز تنش‌های کششی اصلی از حدود تنش‌های کششی در ضوابط آشتو LRFD [۱۹] جلوگیری می‌شود. دوام پل‌های قطعه‌ای با به‌کارگیری بتن با نفوذپذیری کم باز هم قابل افزایش است [۲۰]. داده‌های بازرسی در سال ۲۰۱۰ نشان می‌دهد که پل‌های قطعه‌ای در حال اجرا در مقایسه با سایر انواع پل‌ها بسیار بهتر اجرا می‌شوند [۲۱].

## ۲-۲- روش‌های نصب پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای

با توجه به موقعیت اجرای پل، مختصات هندسی، دوری یا نزدیکی کارخانه ساخت قطعات و مسائل حمل‌ونقل، روش‌های مختلفی برای نصب قطعات به کار می‌روند که متداول‌ترین آن‌ها عبارت‌اند از:

- ۱- روش نصب دهانه به دهانه
  - ۲- روش نصب جایگذاری پیش‌رونده
- روش نصب طره‌ای متعادل

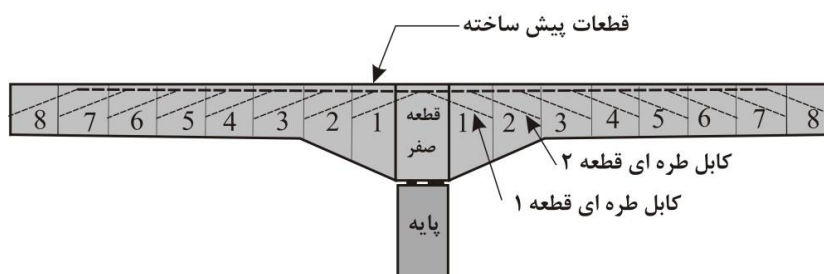
در روش دهانه به دهانه با استفاده از جرثقیل‌های ویژه دروازه‌ای<sup>۷</sup> و یا به اصطلاح خرپای نصب<sup>۸</sup> که بر روی دو ستون مجاور نصب شده است، نخست کل قطعات یک دهانه بالا کشیده می‌شود؛ سپس هر قطعه در جای خود تنظیم و مستقر می‌گردد. در مرحله آخر با اجرای کابل‌های پس کشیدگی، عملیات نصب یک دهانه کامل می‌شود و جرثقیل به دهانه‌ی بعدی منتقل می‌گردد [۲۲].

روش‌های دهانه به دهانه و جایگذاری پیش‌رونده نیاز به جرثقیل‌های بزرگ و مخصوص دارد؛ اما روش طره‌ای متعادل با جرثقیل‌های کامیونی قابل اجرا می‌باشد. از آنجا که پل مورد مطالعه در این پژوهش از نوع پیش‌ساخته قطعه‌ای با اجرای طره‌ای متعادل می‌باشد، در ادامه این روش به‌طور مختصر بیان می‌گردد.

## ۲-۳- روش نصب طره‌ای متعادل

امروزه اجرای طره‌ای متعادل یکی از متداول‌ترین روش‌های اجرای پل‌های بتنی پیش‌تنیده می‌باشد [۲۳ و ۲۴]. در این روش نصب، در ابتدا قطعه جعبه‌ای هر پایه بر روی آن نصب می‌گردد. سپس قطعات بعدی به ترتیب از دو سوی این قطعه به‌صورت طره‌ای به آن متصل می‌گردند و بدین ترتیب، مرتباً طول دو بازوی طره‌ای افزوده خواهد گردید. در هنگام اجرا سعی می‌گردد که مطابق شکل ۱ همواره قطعات متناظر در دو طرف هر پایه به‌صورت هم‌زمان اجرا شوند و انتخاب نام طره‌ای متعادل برای این روش نیز به همین علت می‌باشد. اجزای پل با اجرای طره‌ای عبارت‌اند از:

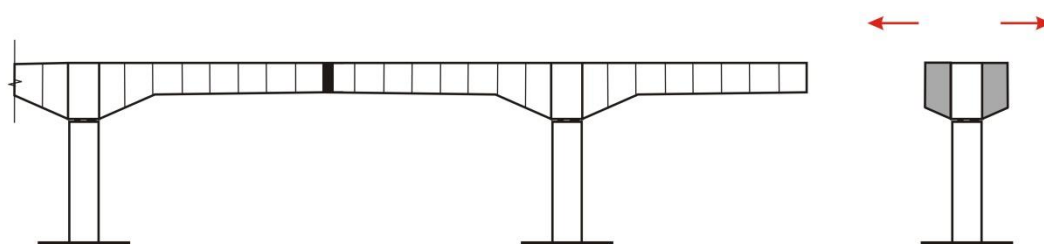
الف) پایه      ب) قطعه صفر      پ) قطعات عرشه در روش اجرای طره‌ای،



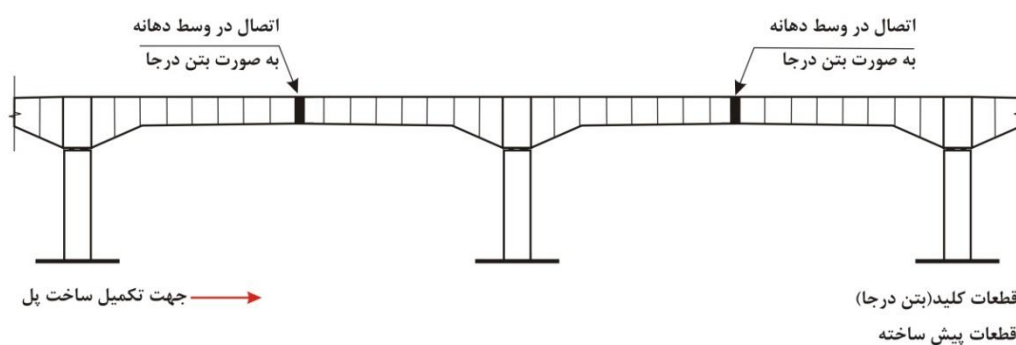
شکل ۱: روش ساخت عرشه پل‌های جعبه‌ای قطعه‌ای با نصب طره‌ای متعادل

<sup>7</sup> Lanching Gantry  
<sup>8</sup> Erection Truss

پس از ساخت پایه‌ها قطعه‌ی صفر بر روی هر پایه نصب می‌گردد. سپس قطعات عرشه به نوبت در طرفین این قطعه قرار داده شده و توسط کابل‌های طره ای کشیده می‌شوند. پس از تکمیل بازوهای طره‌ای و رسیدن دو بازوی چپ و راست در وسط دهانه، قطعه کلید (مطابق شکل ۲) در وسط دهانه اجرا شده و با پس کشیدگی کابل‌های پیوستگی یکپارچگی دهانه کامل می‌گردد. در دهانه‌های میانی مطابق شکل ۳، افزایش طول بازوی طره‌ای تا جایی ادامه می‌یابد که انتهای بازوها به نزدیکی محل وسط دهانه‌ها برسند. در این صورت، با بتن‌ریزی درجا در محل وسط دهانه، اتصال بین دو بازوی مخالف از دو پایه مجاور کامل می‌گردد.

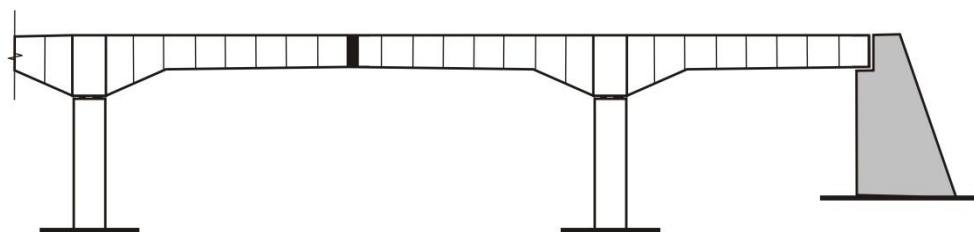


شکل ۲: روند اجرای طره‌ای قطعات عرشه



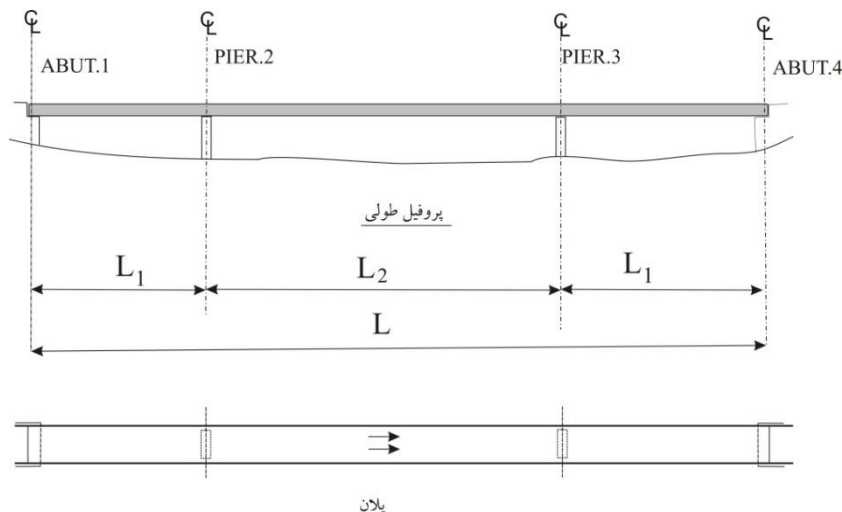
شکل ۳: روند اجرای طره‌ای دهانه میانی قطعات عرشه

برای پایه‌های مجاور به تکیه‌گاه‌ها، مطابق شکل ۴ ابتدا طره انتهایی تکمیل می‌گردد؛ سپس تکیه‌گاه تکمیل شده و پیوستگی بین طره انتهایی و تکیه‌گاه، با بتن درجا ایجاد می‌گردد. در مرحله آخر مطابق روال معمول، دهانه مجاور به طره انتهایی با بتن درجا یکسره خواهد شد.



شکل ۴: روند اجرای طره‌ای دهانه انتهایی قطعات عرشه

در روش نصب طره متعادل، معمولاً سازه‌ی پل به صورت متقارن اجرا می‌گردد. به طور مثال در حالت سه دهانه، مطابق شکل ۵ طول دهانه‌های کناری یکسان و برابر  $L_1$  و دهانه‌ی میانی برابر  $L_2$  (تقریباً دو برابر  $L_1$ ) در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۵ مقطع طولی و پلان پل‌های مورد بررسی در حالت سه دهانه ترسیم شده است.



شکل ۵: مقطع طولی و پلان پل‌های ۳ دهانه در روش طره متعادل

### ۳- تاریخچه ضوابط طراحی پل‌های پیش ساخته قطعه‌ای

اولین استاندارد ملی آمریکا برای طراحی و اجرای پل‌های بزرگراهی، آیین‌نامه استاندارد پل‌های بزرگراهی و سازه‌های وابسته در سال ۱۹۲۷ توسط «انجمن امور بزرگراه‌های ایالتی آمریکا» که نام قبلی «انجمن امور حمل‌ونقل و بزرگراه‌های ایالتی آمریکا (AASHTO)» می‌باشد، انتشار یافت؛ اما اولین ضوابط طراحی پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای با نیم قرن تأخیر و هم‌زمان با توسعه‌ی ساخت این پل‌ها در سال ۱۹۷۵ توسط انجمن بتن پیش‌ساخته<sup>۹</sup> (PCI) ارائه گردید [۲۵]. انجمن بتن آمریکا (ACI)<sup>۱۰</sup> و انجمن مهندسان آمریکا (ASCE)<sup>۱۱</sup> در سال ۱۹۸۸ توصیه‌هایی به منظور راهنمایی عمومی در طراحی اولیه پل‌های بتنی با شاه‌تیر جعبه‌ای پیش‌ساخته قطعه‌ای ارائه نمودند [۲۶]. در سال ۱۹۹۷ انجمن پل‌های قطعه‌ای آمریکا<sup>۱۲</sup> (ASBI) به همراه آشتو و انجمن بتن پیش‌ساخته (PCI) به منظور یکنواختی و سهولت تولید، مقاطع پیش‌ساخته‌ی استاندارد برای اجرای قطعه‌ای ارائه نمودند که منجر به طرح‌های اجرایی مقرون‌به‌صرفه می‌گردد [۲۷]. آشتو در سال ۱۹۹۹ ضوابط راهنمای طراحی و اجرای پل‌های بتنی قطعه‌ای را جداگانه منتشر نمود. در ویراست‌های اخیر آیین‌نامه آشتو LRFD از ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۷ ضوابط مربوط به طراحی این‌گونه پل‌ها با جزئیات بیشتری ارائه شده است [۱۹ و ۲۸].

### ۴- روش تحقیق

هدف از این مطالعه، ارائه تحلیل، طراحی و بهینه‌سازی روسازه پل‌های بتنی پیش‌تنیده پیش‌ساخته قطعه‌ای می‌باشد. از این رو پس از رابطه بندی محاسبات تحلیل سازه، یک برنامه‌ی بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab مشتمل بر الگوریتم بهینه‌سازی و برنامه‌ی تحلیل سازه تهیه می‌گردد. سپس صحت عملکرد آن با اجرای آن بر روی پل مورد مطالعه [۱۴] و مقایسه‌ی نتایج، اعتبارسنجی می‌گردد. در پایان با استفاده از نرم‌افزار، هزینه‌ی روسازه‌ی پل‌های متعددی با دهانه‌های مختلف و مقاطع عرضی جعبه‌ای (با عمق ثابت) بهینه گردیده و تحلیل حساسیت هزینه برحسب طول دهانه ارائه می‌گردد. در ادامه اجرای روش تحقیق معرفی شده است.

<sup>9</sup> Prestressed Concrete Institute

<sup>10</sup> American Concrete Institute

<sup>11</sup> American Society of Civil Engineering

<sup>12</sup> American Segmental Bridge Institute

## ۴-۱- الگوریتم بهینه سازی

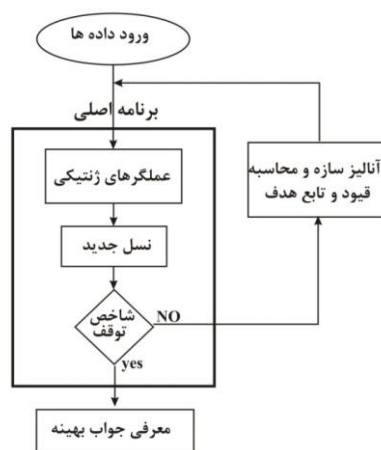
به جز روش های مستقیم ریاضی، الگوریتم های مختلفی برای حل مسائل بهینه سازی وجود دارد که به الگوریتم های تقریبی، احتمالی و فرا اکتشافی تقسیم بندی می شوند. روش های اکتشافی بر مبنای یک تعامل بین فرایند بهبود محلی و راهبردهای سطح بالاتر به منظور دستیابی به روش جستجوی بهینه کلی در فضای جوابها تعریف می شوند که با یک جستجوی چند مودی<sup>۱۳</sup> و توقف ناپذیر در کمینه محلی، قادر به یافتن بهینه فراگیر<sup>۱۴</sup> می باشند. این روشها بر ترکیب یک چارچوب یا مفهوم اکتشافی با گونه هایی از برنامه ریزی ریاضی (معمولاً روش های دقیق) متمرکز می شوند. بسیاری از این روش های مدرن در سال های اخیر به منظور حل مسائل پیچیده مهندسی توسعه یافته و در حال ظهور هستند. کلونی مورچگان<sup>۱۵</sup>، روش های فازی<sup>۱۶</sup>، الگوریتم های ژنتیک، روش های مبتنی بر شبکه های عصبی<sup>۱۷</sup>، بهینه سازی ازدحام ذرات<sup>۱۸</sup>، برنامه ریزی بازپخت شبیه سازی شده<sup>۱۹</sup> از نمونه روش های فرا اکتشافی می باشند. الگوریتم ژنتیک یک روش بهینه سازی تکاملی است که از اصول نظریه انتخاب طبیعی داروین استفاده می کند. الگوریتم های ژنتیک با معرفی تعدادی جواب اولیه شروع می شود. جواب های اولیه به طور تصادفی در محدوده مرز پایین و بالای متغیرهای طراحی انتخاب شده و مطابق برازندگی شان مرتب و دسته بندی می شوند. برازندگی هر جواب بر مبنای نزدیکی به جواب بهینه تعیین می گردد. در الگوریتم ژنتیک جواب های با برازندگی بیشتر شانس ترکیب و تولید مثل بیشتری دارند. با اعمال عملگرهای تقاطع و جهش، جواب های اولیه به منظور تولید جواب های جدید با برازندگی بیشتر (در این مطالعه کمینه هزینه یا وزن روسازه) بهبود می یابند. این جواب های جدید جایگزین جواب های بد قبلی می شوند. فرآیند فوق تا حصول شرط خاتمه تکرار می شود. در این تحقیق از الگوریتم ژنتیک [۱۳] برای بهینه سازی استفاده شده است. در شکل ۶ یک فلوچارت کلی الگوریتم بهینه سازی در این تحقیق ارائه شده است.

## ۴-۲- تابع هدف

هدف از بهینه سازی، کمینه کردن هزینهی رو سازهی پل می باشد. هزینهی رو سازه شامل هزینهی ساخت قطعات بتنی پیش ساخته (شامل مصالح بتن و میلگرد معمولی و همچنین ساخت، حمل و نصب قطعات) و هزینهی فولاد پیش تنیدگی (اعم از مصالح و اجرا) می باشد که به صورت زیر تعریف می شود:

$$C_T = C_{PC} + C_{PS} + Penalty \quad (1)$$

که در آن  $C_{PC}$  هزینهی ساخت قطعات بتنی پیش ساخته و  $C_{PS}$  هزینهی فولاد پیش تنیدگی می باشد که شامل اجرای تاندون های پس کشیدگی در مراحل مختلف نصب و تکمیل دهانه های پل است. این هزینه ها به صورت زیر در نظر گرفته می شوند:



شکل ۶: فلوچارت کلی الگوریتم بهینه سازی

<sup>13</sup> Multimodal

<sup>14</sup> Global optimum

<sup>15</sup> Ant Colony

<sup>16</sup> Fuzzy methods

<sup>17</sup> Neural-network based methods

<sup>18</sup> Particle Swarm Optimization

<sup>19</sup> Simulated Annealing



$$C_{PC} = UP_{PC} \times W_{PC} \quad (2)$$

$$C_{PS} = UP_{PS} \times W_{PS} \quad (3)$$

که در آن  $UP_{PC}$  بهای واحد حجم قطعات بتنی پیش ساخته،  $UP_{PS}$  بهای واحد وزن فولاد پیش تنیدگی،  $V_{PC}$  حجم کل بتن قطعات پیش ساخته و  $W_{PS}$  وزن کل فولادهای پیش تنیدگی می باشد. روش جریمه برای هدایت الگوریتم بهینه سازی به فضای قابل قبول در نظر گرفته شده است. تابع جریمه خارجی مطابق رابطه ۴ در نظر گرفته می شود:

$$Penalty = \alpha_p \sum_{i=1}^{n_g} [g_j]^q \quad (4)$$

که در آن  $\alpha_p$  ضریب جریمه ثابت،  $q$  یک ثابت نامنفی،  $n_g$  تعداد قیود مسأله و  $g_j$  کمیتی است که مطابق رابطه ۵ در صورت نقض قید، مساوی قید و در صورت ارضای آن مساوی صفر در نظر گرفته می شود:

$$if \ g_j \leq 0 \Rightarrow [g_j] = \max\{0, g_j\} \quad (5)$$

هزینه های واحد مصالح مختلف در جدول ۱ نشان داده شده است. این مقادیر مطابق گزارش کارفرمای پروژه پل مورد مطالعه [۱۴] و برای بتن با مقاومت فشاری ۴۰ مگا پاسکال در زمان ساخت تعیین شده است.

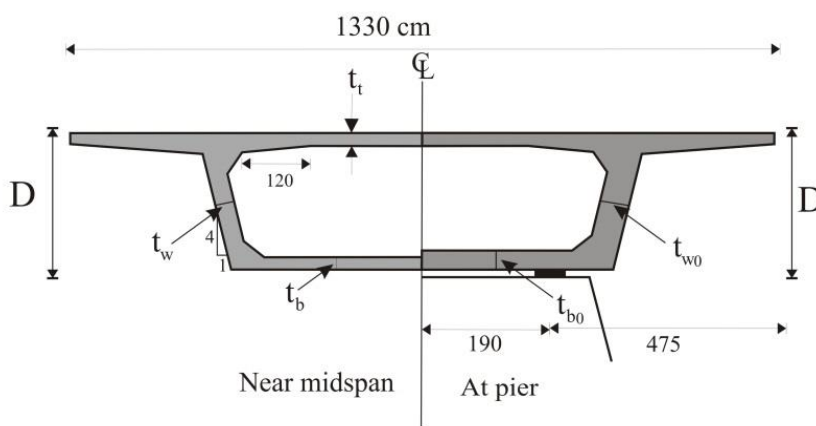
جدول ۱: هزینه واحد مصالح [۱۴]

$UP_{PC}$	۵۱ (میلیون ریال بر مترمکعب)
$UP_{PS}$	۶۳ (میلیون ریال بر تن)

#### ۳-۴- متغیرهای طراحی

در این مطالعه متغیرهای طرح عبارتند از: ابعاد مقطع عرضی شاه تیر جعبه ای و تعداد کابل های تاندون های پیش تنیدگی. متغیرهای طرح در جدول ۲ ارائه شده اند. همچنین یک مقطع عرضی تیپ پل به همراه متغیرهای طرح مقطع در شکل ۷ نشان داده شده است. به جز متغیرهای طرح (شامل  $D, t_t, t_{b0}, t_b, t_w, t_{w0}, n$ ) سایر ابعاد و شیب جان ثابت در نظر گرفته شده و به صورت ورودی به نرم افزار معرفی می شود.

سایر متغیرهای طراحی پل از جمله طول دهانه، عرض عرشه، سیستم مهار پس کشیده، بارگذاری زنده، بارهای مرده اضافی و مشخصات مصالح مصرفی ثابت و برابر مقادیر آن ها در پل مورد مطالعه فرض شده است که در بخش، پل مورد مطالعه معرفی می شود.



شکل ۷: مقطع عرضی تیپ از پل

جدول ۲: متغیرهای طرح

متغیر	شناسه	نوع متغیر	قید
$220 \leq D \leq 500 \text{ cm}$	$D$	پیوسته	عمق شاه تیر
$18 \leq t_t \leq 50 \text{ cm}$	$t_t$	پیوسته	ضخامت بال بالایی
$18 \leq t_{b0} \leq 50 \text{ cm}$	$t_{b0}$	پیوسته	ضخامت بال پایینی در تکیه گاه
$18 \leq t_b \leq 50 \text{ cm}$	$t_b$	پیوسته	ضخامت بال پایینی در وسط دهانه
$35 \leq t_{w0} \leq 50 \text{ cm}$	$t_{w0}$	پیوسته	ضخامت جان در تکیه گاه
$35 \leq t_w \leq 50 \text{ cm}$	$t_w$	پیوسته	ضخامت جان در وسط دهانه
$4 \leq n \leq 20$	$n$	گسسته	تعداد کابل‌های تاندون‌های پیش تنیدگی

## ۴-۴- محدودیت‌های طرح

قیود طرح شامل محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای اعم از محدودیت تنش (فشاری و کششی) مجاز حاصل از تحلیل سازه در مراحل مختلف نصب قطعات تا تکمیل و بهره‌برداری پل و محدودیت خیز و نیز محدودیت‌های هندسی و اجرایی می‌باشند.

## ۴-۴-۱- قیود تنش مجاز

قیود تنش مجاز مطابق آستو در تارهای بالایی و پایینی قطعات در هر مرحله از اجرا مطابق رابطه (۶) اعمال می‌گردد [۲۹]:

$$-0.4f'_c \leq f \leq 0.5\sqrt{f'_c} \quad (6)$$

که در آن  $f$  تنش در نقطه مورد نظر و  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن برحسب مگا پاسکال می‌باشد.

مرحله ۱: اجرای طره‌های قطعات و اعمال نیروهای پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱

$$f_{t1} = -\frac{F_{p1}}{A} - \frac{M_{p1}}{Z_t} + \frac{M_D}{Z_t} \quad (7)$$

$$f_{b1} = -\frac{F_{p1}}{A} + \frac{M_{p1}}{Z_b} - \frac{M_D}{Z_b} \quad (8)$$

$$M_{p1} = F_{p1} \times e_1 \quad (9)$$

که در آن  $F_{p1}$  نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱،  $M_{p1}$  لنگر ناشی از نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱،  $M_D$  لنگر بار مرده قطعات،  $Z_t$  و  $Z_b$  به ترتیب اساس مقطع تار بالا و پایین قطعات،  $A$  سطح مقطع،  $e$  برون‌محوری تاندون‌های گروه ۱ و  $f_{t1}$  و  $f_{b1}$  به ترتیب تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند. علامت منفی در تنش‌های حاصل از روابط فوق نشان‌دهنده‌ی تنش فشاری و علامت مثبت نشان‌دهنده‌ی تنش کششی است.

مرحله ۲ الف: تکمیل دهانه‌های کناری با پس کشیدن تاندون‌های گروه ۲

$$f_{t2} = -\frac{F_{p2}}{A} + \frac{M_{p2}}{Z_t} \quad (10)$$

$$f_{b2} = -\frac{F_{p2}}{A} - \frac{M_{p2}}{Z_b} \quad (11)$$

$$M_{p2} = F_{p2} \times e_2 \quad (12)$$

که در آن متغیرهای با اندیس ۲ همان نیروها و لنگرهای این بار برای تاندون‌های گروه ۲ می‌باشند.

مرحله ۲ ب: ترکیب تنش‌های مراحل ۱ و ۲

$$f_{t12} = f_{t1} + f_{t2} \quad (13)$$

$$f_{b12} = f_{b1} + f_{b2} \quad (14)$$

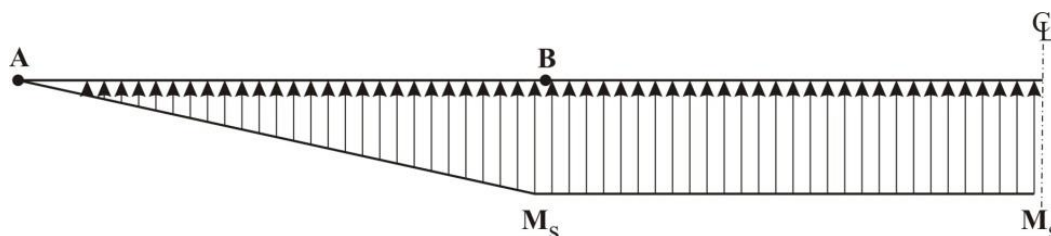
که در آن  $f_{b12}, f_{t12}$  به ترتیب تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ و ۲ در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند.

**مرحله ۳:** تکمیل دهانه‌ی میانی

در این مرحله با قالب‌بندی و اجرای بتن درجای قطعه‌ی کلید، بخش‌های طره‌ای چپ و راست دهانه میانی به یکدیگر متصل شده و با اجرای تاندون‌های  $3a$  و  $3b$  دهانه‌ی میانی تکمیل می‌گردد. نخست لنگر پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ مشابه گروه ۲ با لحاظ برون‌محوری مرکز هندسی تاندون‌ها در هر قطعه تعیین می‌گردد. از طرفی با یکسره شدن تیر در سه دهانه و تأثیر نیروی پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ لنگر ثانویه‌ای به نام  $M_S$  در محل تکیه‌گاه‌ها تولید می‌شود. این لنگر شرایط شیب مساوی در محل تکیه‌گاه‌های میانی را برقرار می‌کند. با استفاده از روش تیر مزدوج و اعمال شرایط سازگاری دوران انتهایی دهانه‌ها در تیر اصلی (نیروی برشی در تیر مزدوج)، لنگر ثانویه از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$M_S = \frac{3 \sum A_{M3}}{2L} \quad (15)$$

که در آن  $\sum A_{M3}$  مجموع جبری سطح زیر نمودار لنگرهای پیش تنیدگی (مثبت و منفی) تاندون‌های گروه ۳ و  $L$  طول دهانه‌ی میانی می‌باشد. لنگر ثانویه مطابق شکل ۸ به تیر اعمال می‌گردد.



شکل ۸: نحوه اعمال لنگر ثانویه

بنابراین روابط محاسبه‌ی لنگر در مرحله‌ی ۳ در دهانه‌های میانی و کناری به صورت زیر می‌باشند:

$$M_{p3SRi} = M_{p3Ri} + M_S \quad (16)$$

$$M_{p3SLi} = \frac{L_i}{L} M_S \quad (17)$$

که در آن  $M_{p3SRi}$  لنگر مرحله سوم با لحاظ اثر لنگر ثانویه،  $M_{p3Ri}$  لنگر پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ هر دو در درز  $i$ ام دهانه‌ی میانی،  $M_{p3SLi}$  لنگر مرحله سوم در درز  $i$ ام دهانه‌ی کناری،  $L_i$  فاصله درز  $i$ ام از مرکز تکیه‌گاه میانی و  $L$  طول دهانه‌ی کناری می‌باشند. تنش‌های حاصل از مرحله‌ی سوم در دهانه‌های کناری و میانی از روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$f_{t3} = -\frac{F_{p3}}{A} - \frac{M_{p3s}}{Z_t} \quad (18)$$

$$f_{b3} = -\frac{F_{p3}}{A} + \frac{M_{p3s}}{Z_b} \quad (19)$$

که در آن  $f_{b1}, f_{t1}$  به ترتیب تنش‌های حاصل از پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۳ در تارهای بالایی و پایینی قطعات و  $M_{p3s}$  لنگر پیش تنیدگی مرحله ۳ می‌باشد که در دهانه‌ی میانی برابر  $M_{p3SRi}$  و در دهانه‌ی کناری برابر  $M_{p3SLi}$  است.

$$f_{t123} = f_{t12} + f_{t3} \quad (20)$$

$$f_{b123} = f_{b12} + f_{b3} \quad (21)$$

و  $f_{t123}$  و  $f_{b123}$  تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱ تا ۳ می‌باشند.

**مرحله ۴:** اعمال بار مرده‌ی اضافی

پس از اجرای کلیه تاندون‌های پیش‌تنیدگی و یکپارچه شدن دهانه‌ها، بار مرده‌ی اضافی شامل وزن آسفالت و نرده‌ها بر پل تأثیر می‌گذارد. در این مرحله لازم است تیر سه دهانه با ممان اینرسی متغیر تحت بارهای فوق تحلیل شده و تنش‌های حاصل از بار مرده‌ی اضافی به تنش‌های مراحل قبل اضافه گردد. در این تحقیق از روش پخش لنگر در اعضای غیرمنشوری برای محاسبه‌ی لنگر بار مرده‌ی اضافی و همچنین در ترسیم خطوط تأثیر بار زنده در مرحله‌ی بعد استفاده شده است. لنگرهای گیرداری، ضرایب انتقال و سختی دورانی مطلق از روابط زیر محاسبه شده‌اند.

$$FEM_{AB} = \left(\frac{q}{2}\right) \frac{\left(\int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x}\right)^2 - \int_0^L \frac{xdx}{I_x} \int_0^L \frac{x^3 dx}{I_x}}{\int_0^L \frac{dx}{I_x} \int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x} - \left(\int_0^L \frac{xdx}{I_x}\right)^2} \quad (22)$$

$$C_{AB} = \frac{L \int_0^L \frac{xdx}{I_x} - \int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x}}{\int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x}} \quad (23)$$

$$K'_{AB} = \frac{E \left(\int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x}\right)}{\int_0^L \frac{dx}{I_x} \int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x} - \left(\int_0^L \frac{xdx}{I_x}\right)^2} \quad (24)$$

$FEM_{AB}$  لنگر گیرداری تکیه‌گاه  $A$ ،  $C_{AB}$  ضریب انتقال لنگر از  $A$  به  $B$ ،  $K_{AB}$  سختی دورانی مطلق  $AB$ ،  $x$  متغیر فاصله از تکیه‌گاه،  $I_x$  ممان اینرسی مقطع در نقطه‌ی  $x$ ،  $L$  طول دهانه،  $E$  مدول الاستیسیته بتن و  $q$  بار مرده‌ی اضافی می‌باشد. انتگرال‌های موجود در روابط به روش عددی و در طول هر قطعه از روسازه محاسبه شده است. پس از تعیین لنگر بار مرده‌ی اضافی، تنش ناشی از آن مطابق روابط زیر محاسبه شده و به تنش‌های مرحله‌ی قبل افزوده شد.

$$f_{tSD} = -\frac{M_{SD}}{Z_t} \Rightarrow f_{t123SD} = f_{t123} + f_{tSD} \quad (25)$$

$$f_{bSD} = -\frac{M_{SD}}{Z_b} \Rightarrow f_{b123SD} = f_{b123} + f_{bSD} \quad (26)$$

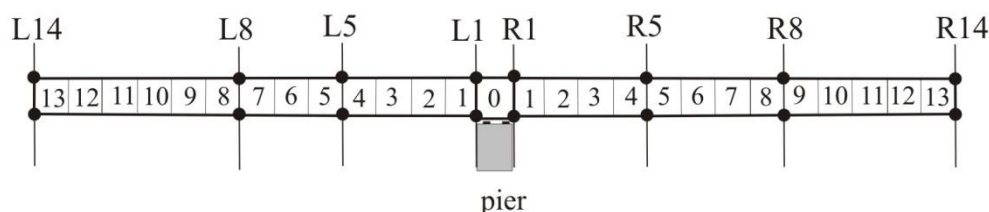
که در آن  $f_{tSD}$ ،  $f_{bSD}$  به ترتیب تنش حاصل از لنگر بار مرده‌ی اضافی ( $M_{SD}$ ) و  $f_{t123}$ ،  $f_{b123}$  تنش‌های حاصل از بار مرده و پیش‌تنیدگی تاندون‌های گروه ۱، ۲ و ۳ در تارهای بالایی و پایینی قطعات و  $f_{t123SD}$ ،  $f_{b123SD}$  تنش کل حاصل از لنگر بار مرده‌ی اضافی، بار مرده و پیش‌تنیدگی هر سه گروه تاندون‌ها همگی در تارهای بالایی و پایینی قطعات می‌باشند.

### مرحله ۵: اعمال بار زنده

در این مرحله از محاسبات، نخست خطوط تأثیر نیروی برشی و لنگر خمشی برای مقاطع بحرانی تیر یکسره با ممان اینرسی متغیر رسم شده و سپس با قرار دادن بار سه کامیون ۴۰۰ کیلو نیوتنی (استاندارد ایران) در عرض مقطع به همراه بارهای خطی ۱۵ کیلو نیوتن بر متری و لحاظ ضریب متوسط ضربه‌ی دهانه‌ها، بار طولی زنده به صورت شکل ۹ حاصل می‌شود. این بار به طور شناور بر روی خطوط تأثیر جایگذاری و بحرانی‌ترین حالات تعیین می‌گردند.



در شکل ۱۰، موقعیت ۸ مقطع بحرانی نیمی از پل و همچنین شماره‌گذاری برحسب ترتیب نصب طره‌ای متعادل قطعات نشان داده شده است. مقاطع بر مبنای شماره درز بین قطعات و جهت قرارگیری درز نسبت به قطعه‌ی صفر شماره‌گذاری شده‌اند. با توجه به تقارن سازه و بارگذاری، تنش‌های حاصل از مراحل فوق در نقاط مختلف دهانه‌ها محاسبه گردید و در هر مرحله ۳۲ قید تنش مجاز کششی و فشاری (۲) قید در تارهای بالا و ۲ قید در تارهای پایین ۸ مقطع بحرانی مشخص شده در شکل ۸) جمعاً در ۵ مرحله ۱۶۰ قید در نظر گرفته شد.



شکل ۱۰: ترتیب نصب قطعات و مقاطع بحرانی محاسبه تنش

#### ۴-۴-۲- قیود مقاومت خمشی نهایی

مقاومت‌های خمشی نهایی در مقاطع مختلف کنترل می‌گردند. این قیود بر مبنای روش طراحی مقاومت نهایی و به صورت زیر می‌باشند:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (27)$$

که در آن  $M_u$  لنگر خمشی ضریب دار در مقاطع مختلف و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی مقطع و  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت برای خمش است که مطابق ضوابط آشتو برابر ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود.

#### ۴-۴-۳- قیود شکل‌پذیری

میزان کل فولاد پیش‌تنیدگی برای تأمین لنگر نهایی در مقطع بحرانی باید حداقل ۱/۲ برابر لنگر ترک‌خوردگی باشد. قیود حداقل فولاد پیش‌تنیدگی در مقاطع مختلف به صورت رابطه‌ی ۲۸ تعریف می‌شود.

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_n \quad (28)$$

که در آن  $M_{cr}$  و  $\phi M_n$  به ترتیب لنگر ترک‌خوردگی و لنگر نهایی می‌باشند.

همچنین طراحی در حالت فولاد کم (گسیختگی نرم) انجام شده و مطابق ضوابط آشتو برای طراحی در این حالت، شاخص فولادگذاری نباید از میزان  $0.36\beta$  تجاوز کند. قیود حداکثر فولاد پیش‌تنیدگی در مقاطع مختلف به صورت زیر می‌باشند:

$$\omega \leq 0.36\beta_1 \quad (29)$$

که در آن  $\omega$  شاخص فولادگذاری و  $\beta_1$  ضریب مقاومت بتن می‌باشد که مطابق آشتو در حالت مقاومت فشاری ۴۰ مگاپاسکال برابر ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است.

#### ۴-۴-۴- قید خیز (تغییر شکل وسط دهانه میانی)

مطابق آیین‌نامه آشتو LRFD (۲۰۱۷) محدودیت خیز ناشی از بار زنده حداکثر ۱:۸۰۰ دهانه می‌باشد که این قید برای حداکثر لنگر بار زنده در وسط دهانه‌ی میانی محاسبه و به صورت زیر اعمال می‌شود [۱۹]:

$$\Delta \leq \frac{L}{800} \quad (30)$$

که در آن  $\Delta$  تغییر شکل در وسط دهانه و  $L$  طول دهانه‌ی میانی می‌باشد.

## ۴-۴-۵- قیود برش

مقاومت برشی نهایی در مقاطع بحرانی کنترل می‌گردد. ضابطه‌ی برش در روش طراحی مقاومت نهایی به صورت رابطه‌ی زیر است:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (31)$$

که در آن  $V_u$  نیروی برشی ضریب دار در مقاطع مختلف،  $\phi$  ضریب کاهش مقاومت برشی است که مطابق ضوابط آشتو برابر ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود؛  $V_n$  مقاومت برشی اسمی مقطع می‌باشد که حاصل جمع مقاومت برشی بتن ( $V_c$ ) و مقاومت برشی فولادهای عرضی ( $V_s$ ) می‌باشد. با فرض اینکه کمبود مقاومت برشی مقطع با اجرای فولادهای عرضی تأمین گردد، قیود برش بر مبنای حداکثر مجاز فولادهای عرضی به صورت زیر فرموله می‌شود:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq 0.67 \sqrt{f'_c} b d \quad (32)$$

$$V_c = \min\{V_{cw}, V_{ci}\} \quad (33)$$

که در آن  $b$  مجموع پهنای جان‌ها و  $d$  فاصله‌ی دورترین تار فشاری تا مرکز هندسی فولادهای لنگر منفی می‌باشد. همچنین  $V_{cw}, V_{ci}$  مقاومت برشی اسمی بتن به ترتیب بر مبنای ترک برشی خمشی و ترک برشی مقطع تیر پیش‌تنیده می‌باشد.

## ۴-۴-۶- قیود هندسی

مطابق ضوابط آشتو استاندارد [۲۹] و آشتو LRFD [۱۹] حداقل ضخامت بال بالایی برابر  $\frac{1}{3}$  فاصله‌ی بین ماهیچه‌ها یا جان‌ها و نه کمتر از ۱۵ سانتی‌متر می‌باشد و حداقل ضخامت بال پایینی برابر  $\frac{1}{3}$  فاصله‌ی بین ماهیچه‌ها یا جان‌ها و نه کمتر از ۱۴ سانتی‌متر می‌باشد. در این تحقیق با لحاظ ضوابط فوق، حداقل ضخامت بال‌های بالایی و پایینی مقطع برابر ۱۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. آشتو استاندارد محدودیتی برای عمق مقاطع جعبه‌ای در نظر نگرفته است؛ مطابق ضوابط آشتو LRFD (۲۰۱۷)، حداقل عمق مقطع معادل  $\frac{1}{6}$  عرض مقطع و برابر ۲۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

## ۵- پل مورد مطالعه: پروژه اجرایی پل میدان استقلال اصفهان

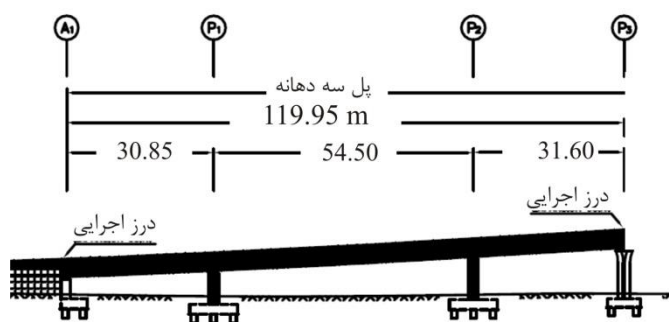
میدان استقلال در شمال غربی حومه شهر اصفهان و در نزدیکی دانشگاه صنعتی اصفهان قرار دارد. این میدان قبل از احداث تقاطع‌های غیر هم‌سطح به دلیل تقاطع چند بزرگراه برون‌شهری تهران، خمینی‌شهر، اصفهان دارای ترافیک سنگینی بود؛ لذا شهرداری اصفهان به منظور رفع مشکلات این میدان اقدام به احداث تقاطع‌های غیر هم‌سطح و نیز ساخت پل جداگانه‌ی به نام P6 به صورت قطعه‌ای پیش‌ساخته به روش اجرای طره متعادل نمود. پل مذکور در سال ۹۶ به بهره‌برداری رسید که با گذر از فراز میدان، بزرگراه خمینی‌شهر را به بزرگراه شاهین‌شهر (تهران) متصل می‌نماید.

## ۵-۱- مشخصات هندسی

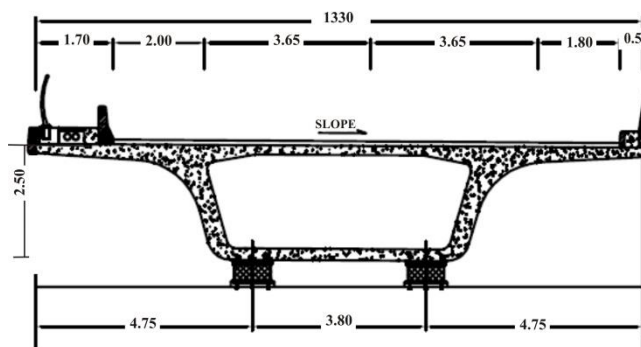
پل مورد مطالعه از اتصال سه دستگاہ پل ۳ و ۶ و ۴ دهانه به یکدیگر تشکیل شده است. طول تقریبی دهانه‌های کناری هر پل ۳۱ متر و دهانه‌های میانی ۵۴/۵ متر می‌باشد که از قطعات پیش‌ساخته ۲ متری تشکیل شده است. در شکل ۱۱ تصویر هوایی از میدان استقلال و پل مورد مطالعه، شکل ۱۲ نمای طولی سه دهانه اول و در شکل ۱۳ مقطع عرضی تیپ روسازه پل نشان داده شده است.



شکل ۱۱: تصویر هوایی از میدان استقلال و پل مورد مطالعه [۱۴]



شکل ۱۲: نمای طولی از سه دهانه اول پل مورد مطالعه استقلال [۱۴]



شکل ۱۳: ابعاد و مقطع عرضی عمومی پل مورد مطالعه استقلال [۱۴]

## ۵-۲- مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری

روسازه‌ی پل از نوع بتن پیش‌تنیده پیش‌ساخته می‌باشد که مشخصات مصالح مصرفی و بارگذاری پل در جدول ۳ ارائه شده است. بار زنده‌ی در نظر گرفته شده در این پل، مطابق آیین نامه بارگذاری پل‌های ایران (نشریه ۱۳۹) شامل بار کامیون و بار خطی گسترده یکنواخت می‌باشد.

جدول ۳: مشخصات مصالح مصرفی در پل مورد مطالعه [۱۴]

۴۰	مقاومت فشاری بتن (مگا پاسکال)
۱۸۹۰	مقاومت کششی فولاد پیش تنیدگی (مگا پاسکال)
۹۰ درصد مقاومت نهایی	مقاومت تسلیم فولاد پیش تنیدگی
۴۰۰	مقاومت تسلیم فولاد معمولی (مگا پاسکال)
۲۵	وزن واحد حجم بتن (کیلو نیوتن بر مترمکعب)
۷۸/۵	وزن واحد حجم فولاد (کیلو نیوتن بر مترمکعب)
۲۹۷۲۵	مدول الاستیسیته بتن (مگا پاسکال)
$1/93 \times 10^5$	مدول الاستیسیته فولاد پیش تنیدگی (مگا پاسکال)
$2 \times 10^5$	مدول الاستیسیته فولاد معمولی (مگا پاسکال)
۳ متر	عرض هر خط عبور (متر)
۵	بار نرده (کیلو نیوتن بر متر)
۷	ضخامت پوشش سطحی آسفالت (سانتیمتر)
۱۹	وزن واحد حجم آسفالت (کیلو نیوتن بر مترمکعب)

### ۵-۳- طرح تاندون‌های پیش تنیدگی و مراحل اجرای پل

طرح کلی و تعداد تاندون‌های پل مطابق طرح مرسوم در طراحی این گونه پل‌ها [۳۱ و ۱۵، ۲۵، ۳۰] به صورت زیر است:

گروه ۱: تاندون‌های طره‌ای شامل ۲۶ تاندون، ۱۳ تاندون در هر جان برای مرحله‌ی نصب طره‌ای قطعات.

گروه ۲: تاندون‌های یکسرگی دهانه‌های کناری شامل ۱۰ تاندون، ۴ تاندون در هر جان و دو تاندون در بال بالایی.

این تاندون‌ها در دو مرحله اجرا می‌گردند. تاندون‌های بال و دو تاندون از جان‌ها در مرحله اول یعنی پس از اجرای قطعه‌ی کلید دهانه، کشیده می‌شوند؛ ولی مابقی تاندون‌ها پس از تکمیل هر سه دهانه و قبل از اعمال بارهای مرده اضافی کشیده می‌شوند.

گروه ۳: تاندون‌های یکسرگی دهانه میانی شامل ۱۰ تاندون، ۴ تاندون در هر جان و دو تاندون در بال بالایی.

این تاندون‌ها در دو مرحله اجرا می‌گردند. تاندون‌های بال و دو تاندون از جان‌ها در مرحله اول یعنی پس از اجرای قطعه‌ی کلید

دهانه، کشیده می‌شوند؛ ولی مابقی تاندون‌ها پس از تکمیل هر سه دهانه و قبل از اعمال بارهای مرده اضافی کشیده می‌شوند. در شکل‌های

۱۴ تا ۱۶ طرح تاندون‌های طولی پل نشان داده شده است. با توجه به ثابت بودن مقطع کابل‌ها، نیروی پیش تنیدگی در هر تاندون ( $F_{pi}$ )

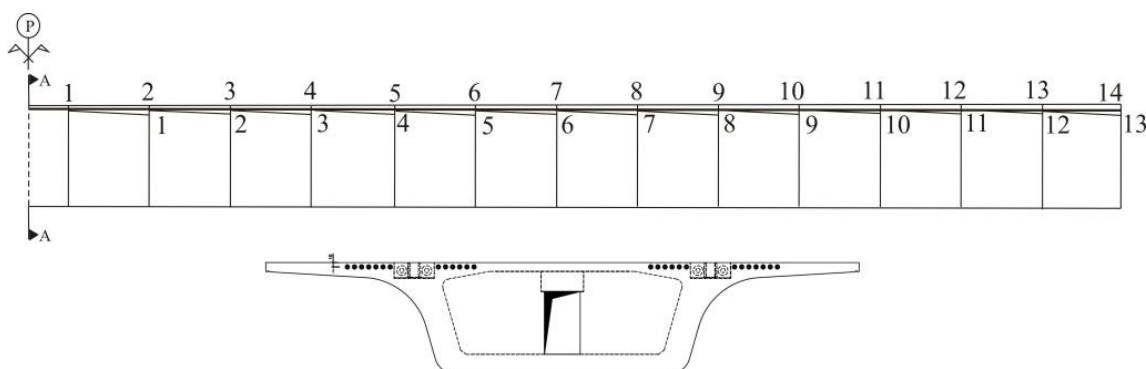
فقط به تعداد کابل‌های هر تاندون بستگی دارد. همچنین لنگر پیش تنیدگی هر گروه تاندون‌ها ( $M_{pi}$ ) در هر مقطع روسازه، از حاصل ضرب

نیروی پیش تنیدگی در برون مرکزی آن‌ها تعیین می‌گردد.

مراحل نصب قطعات، پس کشیدگی تاندون‌ها و تکمیل پل به ترتیب زیر می‌باشد.

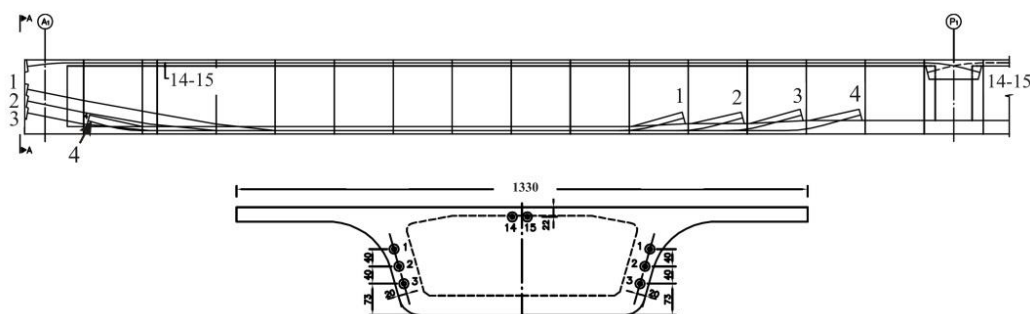
**مرحله ۱:** نصب طره‌ای قطعات و اعمال نیروهای پیش تنیدگی تاندون‌های گروه ۱

**مرحله ۲:** تکمیل دهانه‌های کناری با پس کشیدن تاندون‌های گروه ۲

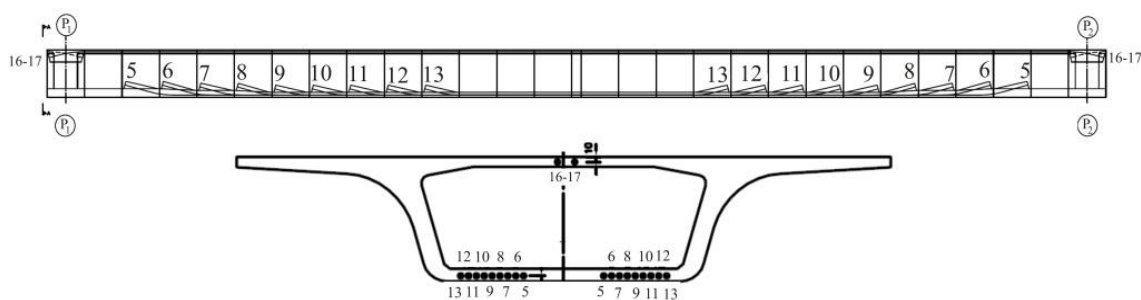


شکل ۱۴: طرح تاندون‌های طره‌ای (گروه ۱)





شکل ۱۵: تاندون‌های یکسرگی دهانه‌های کناری (گروه ۲)



شکل ۱۶: تاندون‌های یکسرگی دهانه میانی (گروه ۳)

### مرحله ۳: تکمیل دهانه میانی

در این مرحله با قالب‌بندی و اجرای بتن در جای قطعه‌ی کلید (شکل ۲)، بخش‌های طره‌ای چپ و راست دهانه میانی به یکدیگر متصل شده و با اجرای تاندون‌های 3a و 3b دهانه میانی تکمیل می‌گردد.

### مرحله ۴: اعمال بار مرده‌ی اضافی (اجرای پوشش آسفالت و نرده‌ها)

پس از اجرای کلیه‌ی تاندون‌های پیش‌تنیدگی و یکپارچه شدن دهانه‌ها، بار مرده‌ی اضافی شامل وزن آسفالت و نرده‌ها بر پل تأثیر می‌نماید.

### مرحله ۵: اعمال بار زنده (بهره‌برداری از پل)

ظرفیت بار زنده پل مطابق آیین‌نامه بارگذاری پل‌های ایران، شامل بار سه کامیون ۴۰۰ کیلو نیوتنی در عرض مقطع به همراه بارهای خطی ۱۵ کیلو نیوتن بر متر می‌باشد. در محاسبات تحلیل سازه پل و نیز تعیین قیود بهینه‌سازی، این بار به‌طور شناور بر روی خطوط تأثیر جایگذاری و بحرانی‌ترین حالات تعیین می‌گردند.

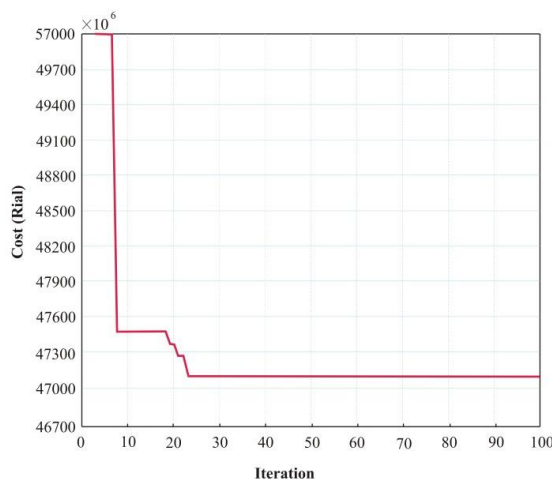
## ۶- نتایج و بحث

### ۶-۱- نتیجه‌ی بهینه‌سازی

پس از رابطه بندی محاسبات تحلیل پل برحسب متغیرهای طراحی، ابتدا صحت برنامه با اختصاص مقادیر عددی پل مورد مطالعه به متغیرهای طراحی و مقایسه‌ی نتایج بررسی گردید. سپس کد بهینه‌سازی در نرم‌افزار Matlab نوشته شده و به برنامه‌ی تحلیل و طراحی پل اضافه گردید. پس از اجرای الگوریتم بهینه‌سازی، نتایج بهترین حل بهینه در جدول ۴ ارائه شده است. در شکل ۱۷ نمودار روند کاهش تابع هزینه و همگرایی آن با الگوریتم ژنتیک نشان داده شده است.

جدول ۴: نتایج بهینه‌سازی هزینه روسازه پل مورد مطالعه استقلال

وزن روسازه (کیلو نیوتن)	هزینه‌ی بهینه کل روسازه (میلیون ریال)	طرح	D(m)	$t_t(m)$	$t_{b0}(m)$	$t_b(m)$	$t_{w0}(m)$	$t_w(m)$	n
۲۴۷۱۴	۵۴۲۱۴	پل استقلال	۲/۵۰	۰/۲۰	۰/۴۵	۰/۲۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۱۲
۲۱۵۳۰	۴۷۰۸۹	طرح بهینه	۲/۵۲	۰/۱۸	۰/۳۳۵	۰/۱۸	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۰
۳۱۸۴	۷۱۲۵	صرفه جویی							



شکل ۱۷: نمودار روند کاهش تابع هدف

نتایج نشان‌دهنده‌ی ۱۳ درصد صرفه‌جویی در هزینه و همچنین وزن روسازه‌ی پل مورد مطالعه می‌باشد. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود، از آنجا که تابع هزینه به فولاد پیش‌تندگی حساس‌تر است، لذا بهینه‌سازی هزینه منجر به کاهش بیشتری در فولاد پیش‌تندگی نسبت به حجم بتن قطعات شده است. بدیهی است در صورت اختصاص سهم بیشتری از هزینه به بتن قطعات (بابت تأثیر کاهش وزن روسازه بر هزینه‌ی ساخت زیرسازه) کاهش بیشتری در حجم بتن مشاهده خواهد شد. همچنین ضخامت بهینه بال‌های مقطع برابر با کران پایین آن شده است که در برخی بهینه‌سازی‌های پژوهش‌های قبلی از جمله [۳۲] نیز مشاهده می‌شود.

## ۲-۶- بهینه‌سازی با طول‌های مختلف دهانه

در این بخش نتایج حل مسأله‌ی بهینه‌سازی هزینه‌ی روسازه برای طول‌های مختلف دهانه از ۳۰ تا ۹۰ متر ارائه شده است. نتایج بهینه‌سازی هزینه‌ی روسازه در جدول ۵ ارائه شده است؛ که در آن  $L$  طول دهانه و سایر متغیرهای ارائه شده همان متغیرهای طراحی تعریف شده مطابق جدول ۴ می‌باشند.

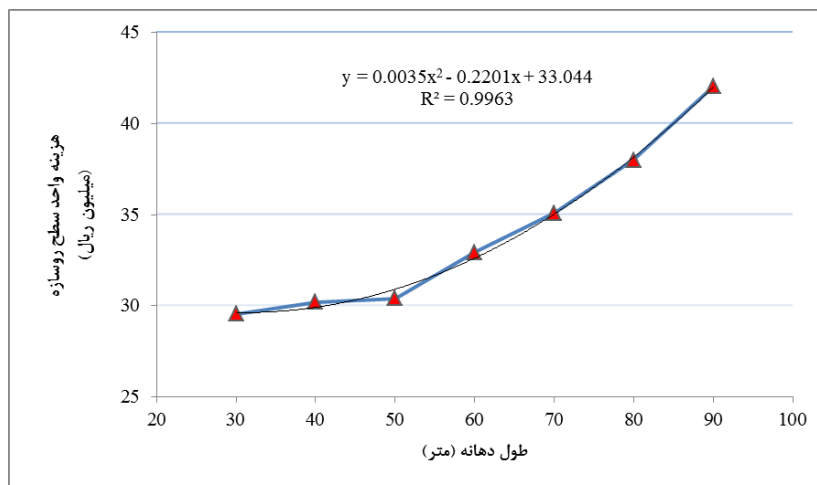
جدول ۵: نتایج بهینه‌سازی هزینه‌ی روسازه برای طول‌های مختلف دهانه اصلی پل

طول دهانه (متر)	D(m)	$t_t(m)$	$t_{b0}(m)$	$t_b(m)$	$t_{w0}(m)$	$t_w(m)$	n	هزینه‌ی بهینه کل روسازه (میلیون ریال)	هزینه‌ی واحد سطح عرشه (میلیون ریال)
۳۰	۲/۲۲	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۵	۰/۳۵	۴	۲۵۶۰۲	۲۹/۶
۴۰	۲/۵۷	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۲۱	۰/۳۵	۰/۳۵	۷	۳۴۸۸۹	۳۰/۲
۵۰	۲/۵۸	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۲	۰/۳۵	۰/۳۵	۹	۴۳۸۷۷	۳۰/۴
۶۰	۳/۳۶	۰/۱۸	۰/۱۸	۰/۳۷	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۰	۵۷۰۱۸	۳۲/۹
۷۰	۳/۷۳	۰/۱۸	۰/۳۰	۰/۳۳	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۴	۷۰۹۱۰	۳۵/۱
۸۰	۴/۸۶	۰/۱۸	۰/۲۷	۰/۴۲	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۵	۸۷۷۰۸	۳۸/۰
۹۰	۵/۱۸	۰/۱۸	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۳۵	۰/۳۵	۱۹	۱۰۹۱۹۴	۴۲/۰

مقادیر جدول ۵ نشان می‌دهد که بهینه‌سازی در طول دهانه‌ی ۳۰ متر منجر به طرحی منطبق بر کران پایین مقادیر متغیرهای طرح می‌گردد. به عبارت دیگر در طول دهانه‌ی ۳۰ متر و کمتر، کلیه نیروهای داخلی اعضا به حدی کاهش می‌یابد که ابعاد مقطع عرضی و فولاد پیش‌تنیدگی لازم از کران پایین محدوده‌ی تعریف‌شده برای آن‌ها نیز کمتر می‌گردد. با افزایش طول دهانه، فقط عمق مقطع و ضخامت بال پایینی افزایش می‌یابد و ضخامت بال بالایی و جان‌ها حتی در دهانه‌های با طول زیاد نیز ثابت و برابر حداقل مقدار تعریف‌شده خود باقی می‌مانند. مروری بر تاریخچه‌ی پل‌های ساخته‌شده از این نوع نیز تأییدکننده‌ی این مطلب است که حداکثر طول دهانه‌ی اجراشده پل‌های جعبه‌ای به روش پیش‌ساخته قطعه‌ای با عمق ثابت، ۸۰ متر می‌باشد که مربوط به پل بی‌بی‌۲۰ در آمریکا می‌باشد که در سال ۱۹۷۵ بر روی رودخانه‌ی بی‌بی‌یر احداث گردید و اغلب پل‌های ساخته‌شده با عمق ثابت در محدوده طول دهانه‌ی کمتر از ۶۰ متر می‌باشند [۳۳]. به‌منظور درک بهتر طول اجرایی این‌گونه پل‌ها هزینه روسازه در بخش بعد مورد بررسی قرار می‌گیرد.

### ۳-۶- تأثیر طول دهانه و تغییرات عمق مقطع بر هزینه روسازه

در شکل ۱۸ هزینه بهینه‌ی حاصل برحسب طول دهانه ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش طول دهانه، هزینه بهینه واحد سطح روسازه افزایش می‌یابد. همان‌طور که منحنی‌های برازش شده نشان می‌دهد، با دقت مناسبی می‌توان هزینه روسازه را تابع درجه‌دو از طول دهانه در نظر گرفت؛



شکل ۱۸: نمودار هزینه بهینه برحسب طول دهانه

نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در طول‌های دهانه تا ۵۰ متر، نرخ رشد هزینه کم می‌باشد؛ ولی نمودار از دهانه ۶۰ متر به بعد با شیب زیاد افزایش می‌یابد. این مطلب تأییدکننده‌ی محدوده‌ی پیشنهادی آشتو (AASHTO)، انجمن بتن پیش‌ساخته (PCI) و انجمن پل‌های پیش‌ساخته قطعه‌ای آمریکا (ASBI) برای این‌گونه پل‌ها یعنی ۳۰ تا ۶۰ متر می‌باشد. لازم به ذکر است که اجرای این‌گونه پل‌ها برای دهانه‌ی کمتر از ۳۰ متر نیز به دلیل هزینه‌های اولیه در مقایسه با سایر روش‌های پیش‌ساختگی هم چون روش باند غیراقتصادی می‌باشد.

### ۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، پس از معرفی پل‌های بتنی پیش‌تنیده قطعه‌ای پیش‌ساخته (با مقطع جعبه‌ای تک‌سلولی) با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، برنامه‌ی بهینه‌سازی مقطع عرضی این‌گونه پل‌ها با ۷ متغیر طراحی و حدود ۲۰۰ قید بر اساس آیین‌نامه آشتو (۲۰۱۷) با استفاده از نرم‌افزار Matlab ارائه شده است. پل جدیدالاحداث استقلال در شهر اصفهان به‌عنوان مطالعه موردی انتخاب و صحت برنامه

بهینه‌سازی بر مبنای آن اعتبارسنجی شد. همچنین مطالعه پارامتری روی رابطه‌ی هزینه و طول دهانه و توجیه اقتصادی روش ساخت نیز انجام گردید و نتایج زیر حاصل شد.

- بهینه‌سازی هزینه‌ی رو سازه پل مورد مطالعه منجر به صرفه‌جویی ۱۳ درصدی در هزینه می‌گردد که کاهش میزان فولاد پیش‌تندگی سهم بیشتری در این صرفه‌جویی دارد.
- با توجه به بالاتر بودن هزینه‌ی واحد بهای فولاد پیش‌تندگی به هزینه‌ی واحد بهای بتن، بهینه‌سازی هزینه منجر به کاهش ۲۰ درصدی فولاد پیش‌تندگی و کاهش ۱۲ درصدی بتن روسازه می‌گردد.
- در طرح بهینه، مقادیر متغیرهای ضخامت بال‌ها و جان‌ها (به جز ضخامت بال پایینی در پایه‌ها) منطبق بر کران پایینی آن‌ها می‌گردد که با برخی پژوهش‌های مشابه [۳۲] مطابقت دارد.
- با افزایش طول دهانه، هزینه‌ی بهینه‌ی واحد سطح روسازه به صورت تابع درجه‌دو از طول دهانه افزایش می‌یابد.
- طول دهانه‌ی اقتصادی اجرای مقطع ثابت ۳۰ تا ۶۰ متر می‌باشد که با محدوده‌ی پیشنهادی آستو، انجمن بتن پیش‌ساخته و انجمن پل‌های قطعه‌ای آمریکا مطابقت دارد.
- بررسی تاریخی پل‌های بتنی ساخته‌شده نیز نشان می‌دهد که محدوده‌ی با توجیه اقتصادی این نوع پل‌ها ۳۰ تا ۶۰ متر بوده، برای دهانه‌های کمتر از ۳۰ متر، سایر روش‌های پیش‌ساختگی هم چون روش باند و سایر مقاطع عرضی مثل مقطع I شکل و برای مقاطع بلندتر از ۶۰ متر از مقاطع عرضی با عمق متغیر و انواع دیگر پل‌ها استفاده می‌گردد.
- نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که الگوریتم ژنتیک از کارایی لازم برای بهینه‌سازی پل‌های بتنی پیش‌ساخته قطعه‌ای برخوردار است و با وجود ترکیبی از متغیرهای گسسته و پیوسته و همچنین قیود متعدد غیرخطی، نتیجه‌ی حاصل رضایت‌بخش می‌باشد.

## مراجع

- [1] Xu, D., Lei, J., & Zhao, Y. (2016). Prestressing optimization and local reinforcement design for a mixed externally and internally prestressed precast segmental bridge. *Journal of Bridge Engineering*, 21(7), 05016003.
- [2] Torres, G. G. B., Brotchie, J., & Cornell, C. (1966). A program for optimum design of prestressed concrete highway bridges. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, 11(3), 63-71.
- [3] Quiroga, A. S., & Arroyo, M. U. (1991). Optimization of prestressed concrete bridge decks. *Computers & Structures*, 41(3), 553-559.
- [4] Sirca Jr, G. F., & Adeli, H. (2005). Cost optimization of prestressed concrete bridges. *Journal of Structural Engineering*, 131(3), 380-388.
- [5] Aydın, Z., & Ayvaz, Y. (2010). Optimum topology and shape design of prestressed concrete bridge girders using a genetic algorithm. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 41(1), 151-162.
- [6] Aydın, Z., & Ayvaz, Y. (2013). Overall cost optimization of prestressed concrete bridge using genetic algorithm. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(4), 769-776.
- [7] Alqedra, M., Arafa, M., & Ismail, M. (2011). Optimum cost of prestressed and reinforced concrete beams using genetic algorithms. *Journal of Artificial Intelligence*, 4(1), 76-88.
- [8] Kaveh, A., Bakhshpouri T, Barkhori MA. (2014). Optimum design of multi-span composite box girder bridges using Cuckoo search algorithm. *Steel Composit Struct*, 17(5), 705-709.
- [9] Li, H., Li, F. & Wang, X. (2015). Cantilever member optimal design using improved genetic algorithm. *Journal of LNTU. Natural Science*, 34(6), 725-729.
- [10] Gaßner, G., Fuchs, K., & Kollegger, J. (2018). Comparison of balanced lift and balanced cantilever method for the San Leonardo viaduct. *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Springer, 2581-2589.

- [11] Chai, S., Guo, T., Chen, Z., & Yang, J. (2019). Monitoring and simulation of long-term performance of precast concrete segmental box girders with dry Joints. *Journal of Bridge Engineering*, 24(6), 04019043.
- [12] Yepes, V., Pérez-López, E., García-Segura, T., & Alcalá, J. (2019). Optimization of high-performance concrete post-tensioned box-girder pedestrian bridges. *International Journal of Computational Methods and Experimental Measurements*, 7(2), 118-129.
- [13] Holland, J. H. (1975). *Adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence*: U Michigan Press.
- [14] Isfahan-Municipality. (2017). Report on the Operation of the Bridge P6 of the Esteghlal Project. Retrieved from Isfahan, Iran.
- [15] Duan, L., & Chen, W.F. (1999). *Bridge engineering handbook*: CRC press.
- [16] Shushkewich, K. W. (2012). Eugène Freyssinet—Invention of Prestressed Concrete and Precast Segmental Construction. *Structural Engineering International*, 22(3), 415-420.
- [17] Rohani, M., Shafabakhsh, G., Haddad, A., & Asnaashari, E. (2016). Operation Planning of Concrete Box Girder Bridge by 4D CAD Visualization Techniques. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 10(6), 790-796.
- [18] Kumar, K., Varghese, K., Nathan, K. S., & Ananthanarayanan, K. (2008). Automated Geometry Control of Precast Segmental Bridges. In *The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction (Vol. 26)*.
- [19] AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD specifications for highway bridges (8 ed.)*. Washington, DC, USA.
- [20] American Segmental Bridge Institute, ASBI, Growth of Concrete Segmental, 142 Cimarron Park Loop, Suite F. Buda, TX 78610-2837, [www.asbi-assoc.org](http://www.asbi-assoc.org).
- [21] Pielstick, B. H. (2010). Florida DOT Procedures for Ensuring Durability of Segmental Bridges. Paper presented at the 2010 Structures Congress and the 19th Analysis and Computation Specialty Conference American Society of Civil Engineers Structural Engineering Institute.
- [22] Cruzado, H. J. (1998). Assessment of a precast prestressed segmental concrete rail transit guideway design. Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology.
- [23] Menn, C. (2012). *Prestressed concrete bridges*: Birkhäuser Basel.
- [24] Rajagopalan, N. (2006). *Bridge superstructure*. Alpha Science Int'l Ltd.
- [25] P.C.I. (1978). *Precast Segmental Box Girder Bridge Manual*, Chicago, Illinois: Prestressed concrete institute.
- [26] ACI-ASCE Committee 343. (1988). *Analysis and design of reinforced concrete bridge structures*. American Concrete Institute, Detroit.
- [27] Freyermuth, C. L. (1997). AASHTO-PCI-ASBI Segmental Box Girder Standards: A new product for grade separations and interchange bridges. *PCI JOURNAL*, 42(5), 32-42.
- [28] AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD specifications for highway bridges (sixth ed.)*. Washington, DC, USA.
- [29] AASHTO. (2002). *AASHTO Standard specifications for highway bridges (17 ed.)*. Washington, DC, USA.
- [30] Lacey, G., & Breen, J. (1975). The design and optimization of segmentally precast prestressed box girder bridges. Retrieved from University of Texas
- [31] Duan, L., & Chen, W.F. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design (second ed.)*. New York: Taylor & Francis.
- [32] Ahsan, R., Rana, S., & Ghani, S. N. (2011). Cost optimum design of posttensioned I-girder bridge using global optimization algorithm. *Journal of Structural Engineering*, 138(2), 273-284.
- [33] Heins, C. P., & Lawrie, R. A. (1984). *Design of modern concrete highway bridges*. New York: John Wiley & Sons.