Amirkabir Journal of Civil Engineering

Amirkabir J. Civil Eng., 58(1) (2026) 69-94
DOI: 10.22060/ceej.2026.21926.7856

Evaluation of Strand Deboning as a Method for Controlling End-Region Damage in Pretensioned Concrete Girders

Fatemeh Ranjbar, Hossein Yousefpour *, Javad Vaseghi-Amiri

Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Mazandaran, Iran.

ABSTRACT: Prestressed concrete is an effective solution for construction of flexural members under significant service loads, which can be pretensioned or posttensioned. In pretensioned concrete members, the transfer of prestressing force relies on direct contact between the prestressing steel and concrete. Modern pretensioned concrete girders employ thin webs and high levels of prestress. The transfer of large stresses from strands to concrete in such cross sections results in cracking at the ends of the girders and causes concerns about their durability and load-carrying capacity, specially under shear-critical loading. This paper presents a numerical evaluation of pretensioned beams in which end-region cracking is mitigated by means of strand debonding. Nonlinear models of prestressed girders are developed to simulate the conditions of the member at the time of transfer and under loading until failure. The model was validated using strains and load-displacement curves obtained from experimental studies on full-scale girders. The structural behavior of the pretensioned girders was investigated using the validated model for debonding of all strands in lengths between 250 and 1000 mm or half of the strands for lengths between 250 and 3000 mm. Results showed that debonding of all strands up to a length of 250 mm or half of strands for up to 1000 mm would control cracking in the end region areas without affecting the load-carrying capacity. Greater debonding lengths cause serious damage to the girder under shear-critical loading and necessitate additional transverse reinforcement at the beginning of the fully bonded zone.

Review History:

Received: Nov. 12, 2022
Revised: May, 21, 2025
Accepted: Sep. 16, 2025
Available Online: May, 24, 2026

Keywords:

Prestressed Concrete
Pretensioning
Finite Element Analysis
Debonding
End-Region Cracking

1- Introduction

One of the promising methods to reduce end-region cracking in pretensioned elements is debonding of strands at the end of the member. As a result, the bond between steel and concrete starts at regions far from the end of the member, leading to smaller end-region stresses [1, 2].

A few previous studies [3-10] have examined end-region stresses and cracking in pretensioned elements. These studies have not established a relationship between end-region damage and observed failure modes in pretensioned elements. Moreover, they have not addressed methods such as debonding in a way that is useful to the design practice.

This paper presents a numerical study on the effect of debonding on the end-region damage and shear strength of pretensioned concrete elements using experimentally validated FE models of bridge girders with the objective of helping design engineers choose the debonding plan.

2- Methodology

A 3-D finite element model of a bridge girder was developed in Abaqus [11] based on the series of specimens fabricated and tested by Yousefpour et al. [12-14]. The sectional geometry of the specimens, which had a length of 9.1 m, are shown in "Figure 1". A summary of the mechanical properties for the specimens is provided in "Table 1".

The model incorporated nonlinear material properties for steel and concrete as well as concrete compressive and tensile damage, as summarized in "Table 2".

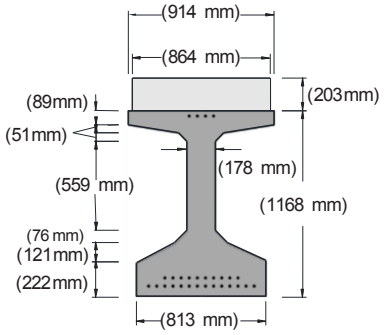


Fig. 1. Cross-sectional dimensions of the bridge girder.

*Corresponding author's email: hyousefpour@nit.ac.ir

Copyrights for this article are retained by the author(s) with publishing rights granted to Amirkabir University Press. The content of this article is subject to the terms and conditions of the Creative Commons Attribution 4.0 International (CC-BY-NC 4.0) License. For more information, please visit https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode.

Table 1. Mechanical properties used in the model.

Property	Assumption
Compressive strength of concrete	52.4 MPa
Modulus of Elasticity of concrete	33854 MPa
Direct tensile strength of concrete	4.43 MPa
Yield strength of shear reinforcement	418 MPa
Yield strength of prestressing steel	1600 MPa
Ultimate strength of prestressing steel	1904 MPa

Table 2. FE Model properties.

Property	Model Assumption
Compressive stress-strain model	Minh et al. [15]
Tensile stress-strain model	Cornelissen et al. [16]
Concrete damage plasticity	
Dilation angle	45 degrees
Viscosity parameter	0.0055

Concrete and prestressing steel were modeled using 3-D eight-node reduced integration (C3D8R) elements. The 3-D linear truss (T3D2) elements were used for modeling reinforcing bars.

The interaction properties between concrete and prestressing steel were defined as follows: Hard contact with allowance for separation after contact was used in the normal direction. In the tangential direction, a combination of Coulomb friction and cohesive behavior was employed.

3- Results and Discussion

The model was successfully validated against experimental data reported by Yousefpour et al. [12-14] in terms of strain distribution along the strand, stress in transverse reinforcement, and load-deformation behavior, examples of which are presented in "Figures 2, 3, and 4", respectively.

The validated model was then employed to assess the effects of debonding the strands within the end regions in two general conditions: a) debonding all strands over a distance of 250, 500, 750, or 1000 mm; and b) debonding half of the strands over a distance of 500, 1000, 1500, or 3000 mm from the end face.

Typical transverse steel stresses for the case of debonding all strands are shown in "Figure 5", which exhibit a significant reduction in the stresses at the end face for all debonded lengths except 1 m. On the other hand, contours of end-region damage in "Figure 6" show that if all strands are debonded over a distance greater than 250 mm, greater end-region transverse reinforcement would be needed to prevent additional damage at the end of the debonded region under shear-critical loading.

Debonding half of the strands was found to be a more practical approach, especially for lengths between 500 and 1000 mm from the girder end, for which the end-region damage would be minimized with no additional hear-induced

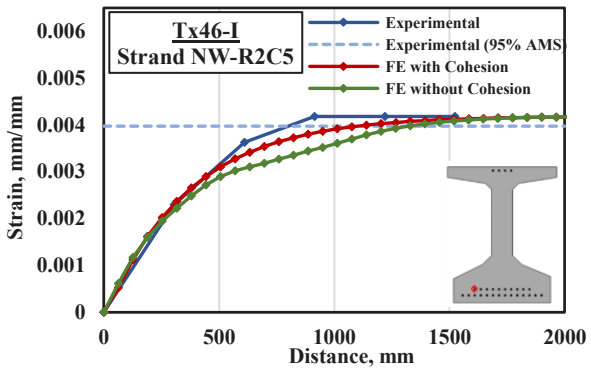


Fig. 2. Typical distribution of longitudinal strains along the strand in comparison with experimental data.

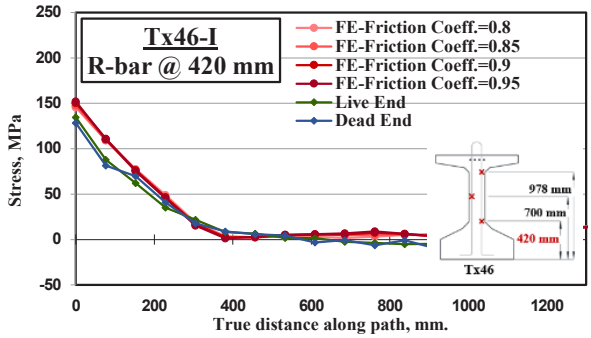


Fig. 3. Typical comparison between numerical and experimental strains in transverse reinforcement.

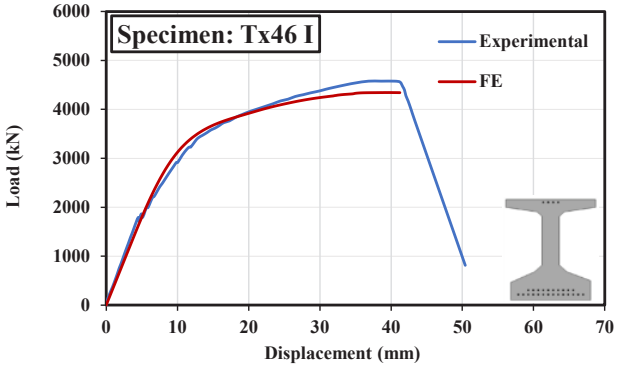


Fig. 4. Typical comparison between numerical and experimental load-deflection data.

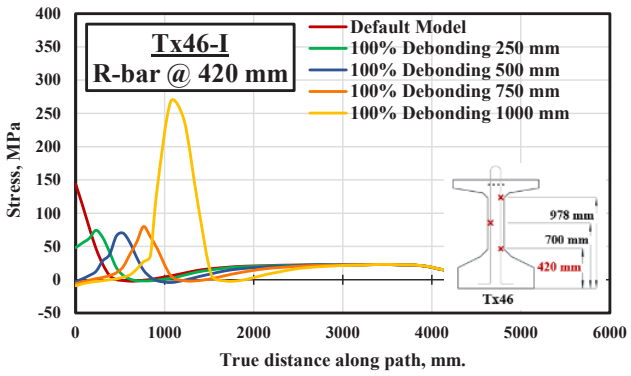


Fig. 5. Stress in transverse steel reinforcement assuming debonding of all strands.

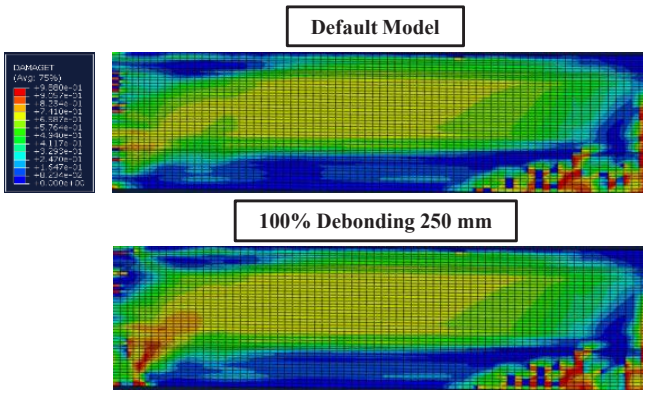


Fig. 6. Contours of end-region tensile damage at peak load assuming debonding of all strands.

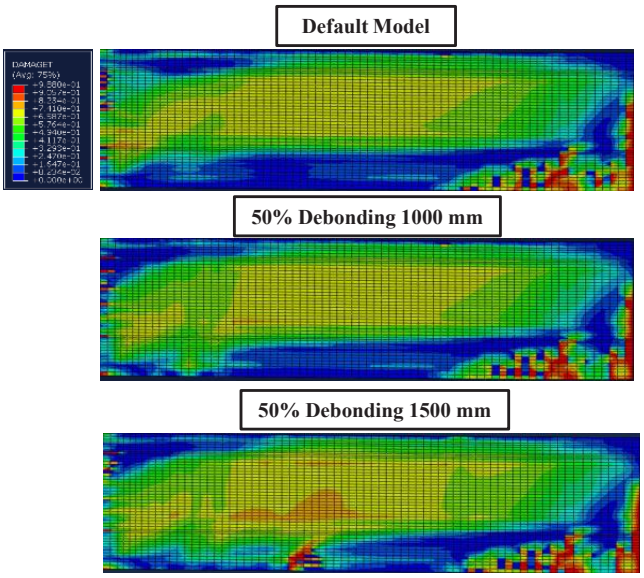


Fig. 7. Typical contours of end-region tensile damage at peak load assuming debonding half of the strands.

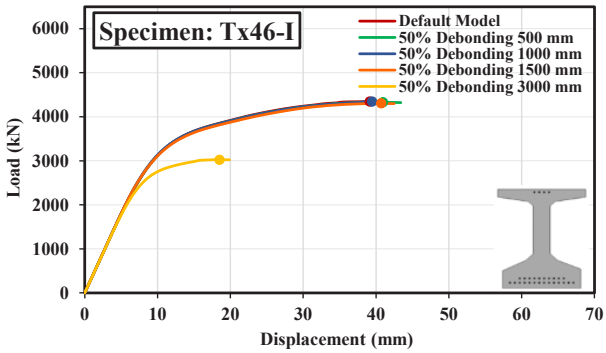


Fig. 8. Typical load-deflection behavior assuming debonding half of the strands.

damage (as shown in "Figure 7"), nor negatively affecting the load-deformation behavior (as shown in "Figure 8").

4- Conclusion

In this study, a three-dimensional nonlinear FE model was developed and validated against experimental data to examine the end-region damage and load-carrying capacity of a pretensioned concrete girder assuming different debonding scenarios.

Results from the model showed that debonding of the strands is an effective method to control end-region cracks in pretensioned girders. However, only a limited distance of strands may be entirely debonded without negatively affecting the shear strength. Debonding half of the strands over 500-1000 mm from the girder end was found to be a practical solution for the girder under investigation.

References

[1] M. Collins and D. Mitchell, Prestressed Concrete Structures. Response Publications, 1997.

[2] A. Naaman, Prestressed Concrete Analysis and Design Fundamentals, Techno Press 3000. 2012.

[3] P. Okumus and M. G. Oliva, "Evaluation of crack control methods for end zone cracking in prestressed concrete bridge girders," PCI J., vol. 58, no. 2, pp. 91–105, 2013.

[4] P. Okumus, R. P. Kristam, and M. Diaz Arancibia, "Sources of Crack Growth in Pretensioned Concrete-Bridge Girder Anchorage Zones after Detensioning," J. Bridg. Eng., vol. 21, no. 10, pp. 1–10, 2016.

[5] D. P. Langefeld and O. Bayrak, "Anchorage-Controlled Shear Capacity of Prestressed Concrete Bridge Girders," 2012.

[6] P. Okumus, M. G. Oliva, and S. Becker, "Nonlinear finite element modeling of cracking at ends of pretensioned bridge girders," Eng. Struct., vol. 40, pp. 267–275, 2012.

[7] O. Yapar, P. K. Basu, and N. Nordendale, "Accurate finite element modeling of pretensioned prestressed concrete beams," Eng. Struct., vol. 101, pp. 163–178, 2015.

[8] K. Van Meirvenne, "Nonlinear Analysis of the End Zones of Prestressed Concrete Girders," PCI J., 2017.

[9] K. Van Meirvenne, W. De Corte, V. Boel, and L. Taerwe, "New insights into the anchorage zones of precast Pretensioned concrete girders," Key Eng. Mater., vol. 754 KEM, pp. 341–344, 2017.

[10] K. Van Meirvenne, W. De Corte, V. Boel, and L. Taerwe, "Non-linear 3D finite element analysis of the anchorage zones of pretensioned concrete girders and experimental verification," Eng. Struct., vol. 172, no. April, pp. 764–779, 2018.

[11] Dassault Systems, "Abaqus theory guide. Version 6.14," USA Dassault Syst. Simulia Corp, 2018.

[12] H. Yousefpour, H. Kim, R. Bonetti, R. Alirezaei Abyaneh, A. Katz, A. Longshaw, J. Salazar, T. Hrynyk, and O. Bayrak, "End-Region Behavior and Shear Strength of Pretensioned Concrete Girders Employing 0.7-in. Diameter Strands," Report No. FHWA/TX-17/0-6831-1. University of Texas at Austin. Center for Transportation Research, 2018.

[13] Katz A, Yousefpour H, Kim H, Alirezaei Abyaneh R, Salazar J, Hrynyk T, and Bayrak O, "Shear Performance of Pretensioned Concrete I-Girders Employing 0.7-in. (17.8-mm) Strands," ACI Structural Journal, 114(5), pp 1273-1284, 2017.

[14] Salazar J, Yousefpour H, Abyaneh R, Kim H, Katz A, Hrynyk, T, and Bayrak O, "End-Region Behavior of Pretensioned I-Girders Employing 0.7-in. (17.8-mm) Strands," ACI Structural Journal, 115 (1), pp 91-114, 2018.

[15] H. Le Minh, S. Khatir, M. Abdel Wahab, and T. Cuong-Le, "A concrete damage plasticity model for predicting the effects of compressive high-strength concrete under static and dynamic loads," J. Build. Eng., vol. 44, no. March, p. 103239, 2021.

[16] H. Cornelissen, D. Hordijk, and H. Reinhardt, "Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight," Heron, vol. 31, no. 2, pp. 45–46, 1986.

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۸، شماره ۱، سال ۱۴۰۵، صفحات ۶۹ تا ۹۴
DOI: 10.22060/ceej.2026.21926.7856

بررسی عددی کارایی روش منفصل‌سازی فولاد پیش‌تنیدگی برای کنترل آسیب انتهایی در تیرهای بتن پیش‌کشیده

فاطمه رنجبر، حسین یوسف‌پور*، جواد واثقی امیری

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل، ایران.

خلاصه: بتن پیش‌تنیده روشی کارامد برای ساخت اعضای خمشی در سازه‌های دارای بار بهره‌برداری قابل توجه محسوب می‌شود که می‌تواند به حالت پیش‌کشیده یا پس‌کشیده مورد استفاده قرار گیرد. در اعضای پیش‌کشیده، که برای کاربرد به‌صورت پیش‌ساخته بسیار مطلوب هستند، از قطعات مهار استفاده نشده و انتقال پیش‌تنیدگی بر تماس مستقیم بین فولاد پیش‌تنیدگی و بتن متکی می‌باشد. نسل نوین تیرهای پیش‌کشیده با جان لاغر و نیروی پیش‌تنیدگی بزرگ ساخته می‌شوند که موجب ایجاد ترک‌های متعدد در نواحی انتهایی این تیرها شده و دوام، بهره‌برداری، و مقاومت برشی آن‌ها را تحت تاثیر قرار می‌دهد. پژوهش حاضر به ارزیابی روش منفصل‌سازی فولاد پیش‌تنیدگی برای کنترل ترک‌های انتهایی در تیرهای پیش‌کشیده می‌پردازد. یک مدل غیرخطی در محیط اجزای محدود توسعه داده شده و در زمان انتقال پیش‌تنیدگی و تحت بارگذاری برشی در قیاس با نتایج آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. سپس رفتار سازه‌ای تیرهای پیش‌کشیده با انفصال تمامی فولاد در فواصل ۲۵۰ تا ۱۰۰۰ میلیمتر و یا نیمی از فولاد در فواصل ۲۵۰ تا ۳۰۰۰ میلیمتر مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که از بین بردن پیوستگی بین بتن و تمامی فولاد پیش‌تنیدگی تا فاصله ۲۵۰ میلیمتری از انتهای تیر و یا نیمی از فولاد پیش‌تنیدگی تا ۱۰۰۰ میلیمتر از انتهای تیر باعث کنترل آسیب در نواحی انتهایی در زمان اعمال پیش‌تنیدگی می‌گردد. انفصال فولاد تا طول بیشتر، با وجود کاهش آسیب در زمان انتقال پیش‌تنیدگی، باعث آسیب جدی نواحی انتهایی حین بارگذاری برشی شده و با توجه به اندرکنش برش–پیوستگی، مستلزم کاربرد آرماتور عرضی بیشتر در ابتدای ناحیه پیوستگی خواهد بود.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۴۰۱/۰۸/۲۱
بازنگری: ۱۴۰۴/۰۲/۳۱
پذیرش: ۱۴۰۴/۰۶/۲۵
ارائه آنلاین: ۱۴۰۵/۰۳/۰۳

کلمات کلیدی:
بتن پیش‌تنیده
پیش‌کشیده
روش اجزای محدود
انفصال فولاد و بتن
ترک‌خوردگی انتهایی

۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، نیاز ساختمان‌ها و پل‌ها به دهانه‌های بلندتر و وزن کمتر به شدت افزایش یافته است. بتن پیش‌تنیده با کاهش یا حذف ترک‌خوردگی در سازه‌های بتن مسلح، امکان افزایش ظرفیت باربری بهره‌برداری و بهبود رفتار عضو سازه‌ای را فراهم آورده و کاربرد دهانه‌های بلندتر را در سازه ممکن می‌سازد. به‌کارگیری فن پیش‌تنیدگی در ساخت چنین سازه‌هایی، نه تنها در افزایش کارایی و طول عمر مفید آن‌ها نقش بسزایی دارد، بلکه هزینه‌ی نگهداری آنها را نیز به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد.

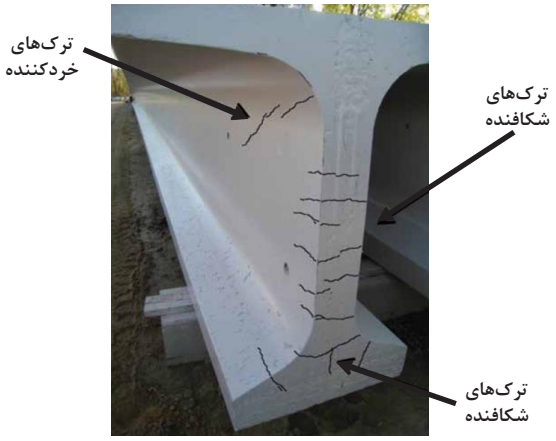
پیش‌تنیده کردن عبارت است از اعمال تنش فشاری دائمی به عضو سازهای قبل از اعمال بارهای بهره‌برداری، به منظور کاهش و یا از بین بردن تنش‌های کششی که ممکن است در اثر بارهای بهره‌برداری ایجاد گردند[۱]. این تنش فشاری از طریق اعمال کشش اولیه به فولاد در عضو سازهای ایجاد می‌گردد. به منظور تسهیل در فرایند کشش، عموماً از فولاد پرمقاومت از نوع کابل بافته (استرند[1]) به عنوان فولاد پیش‌تنیده استفاده می‌شود. بسته به آنکه عملیات کشش استرندها پیش از بتن‌ریزی یا پس از آن انجام شود، اعمال نیروهای پیش‌تنیدگی به دو روش پیش‌کشیدگی[2] یا پس‌کشیدگی[3] صورت می‌گیرد [۲]. در این بین، روش پیش‌کشیده‌سازی با توجه به مزایای اقتصادی و سازگاری بیشتر با فرایند ساخت صنعتی، گزینه‌ای بسیار مطلوبتر برای پیش‌ساخته‌سازی محسوب می‌گردد.

در پیش‌کشیده سازی، ابتدا استرندها بین دو تکیه‌گاه ثابت خارج از عضو یا اعضای متوالی، کشیده شده و سپس بتن‌ریزی انجام می‌شود. در ادامه، بعد از رسیدن بتن به مقاومت مورد نظر، استرندها از تکیه‌گاه‌های مزبور رها می‌شوند تا تنش به بتن منتقل شود. در اعضای ساخته شده به روش

1. Strand
2. Pretensioned
3. Post tensioned

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: hyousefpour@nit.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode دیدن فرمائید.



شکل ۱. ترک‌های نواحی انتهایی در یک تیر پیش‌کشیده [۳].

Fig. 1. End-region cracks in a pretensioned girder [3].

پیش‌کشیدگی از قطعات مهاری انتهایی استفاده نمی‌شود؛ بلکه انتقال نیروی پیش‌تنیدگی به تماس بین فولاد و بتن، به ویژه در نواحی انتهایی متکی است. در اعضای پیش‌کشیده، تنش موثر در فولاد پیش‌تنیدگی از مقدار صفر در انتهای عضو به سطح کامل نیروی پیش‌تنیدگی در فاصله‌ای موسوم به طول انتقال[۱] یا L_t افزایش می‌یابد.

در اثر سازگاری کرنشها و تغییرات قابل توجه آنها در طول انتقال، تنشهایی از نوع تنش خردکننده[۲] و تنش شکافنده[۳] در انتهای تیرهای پیش‌کشیده ایجاد می‌شود. این تنشها منجر به ایجاد ترک‌های شدید در نواحی انتهایی تیرها می‌شود که نگرانی قابل توجهی را در ارتباط با دوام سازه در پی دارد [۳]؛ چرا که این ترکها امکان نفوذ آب و یون کلر را به داخل بتن افزایش داده و موجب خوردگی[۴] فولاد می‌شوند. این ترک‌ها، که در شکل ۱ قابل مشاهده هستند، معمولاً در طول و عرض تیر ادامه پیدا می‌کنند و رشد آنها به عواملی چون خزش[۵]، جمع‌شدگی[۶] و اختلاف دمای بین سطح و عمق تیر در اثر سرد شدن ناهمسان[۷] بستگی دارد [۴].

افزایش ترک در نواحی نزدیک فولاد پیش‌تنیدگی، نواحی انتهایی تیرها، و نواحی اتصال بال به جان تیر در تیرهای I شکل، علاوه بر تاثیر مخرب بر روی دوام، موجب نگرانی در خصوص باربری تیرها در برابر برش می‌شود؛ چرا که احتمال رخداد حالتی غیرمتعارف در مکانیزم خرابی[۸] مانند گسیختگی برشی مرتبط با مهار فولاد پیش‌تنیدگی[۹] یا گسیختگی برشی افقی[۱۰] را افزایش می‌دهد [۵] که در شکل ۲ مشاهده می‌شوند.

گسیختگی برشی مرتبط با مهار فولاد پیش‌تنیدگی در اثر ضعیف شدن مهار فولاد پیش‌تنیدگی و یا گسیختگی پیوستگی بین فولاد پیش‌تنیده و بتن به وجود میآید. در مقابل، گسیختگی برشی افقی هنگامی ایجاد می‌شود که در اثر تمرکز تنش و صدمهی ناحیه انتهایی، شکستی در صفحه افقی در طول تیر ایجاد شود. چنین شکستی منجر به لغزش برشی در طول صفحه افقی شده و در نتیجه، تیر به جای یک مقطع یکپارچه، به صورت دو تیر کم عمق عمل میکند و مقاومت آن به شدت کاهش می‌یابد. گسترش کاربرد تیرهای بتن پیش‌تنیده با استفاده از استرندهای با قطر بزرگ و مقاطع I شکل بالپهن با جان لاغرتر منجر به افزایش تقاضا برای تنشهای پیوستگی و افزایش

شکل ۲. گسیختگی برشی مرتبط با مهار فولاد پیش‌تنیدگی [۷] (سمت راست) و گسیختگی برشی افقی [۸] (سمت چپ).

Fig. 2. Anchorage induced shear failure [7] (Left) and horizontal shear failure [8] (right)

1. Transfer Length
2. Spalling Stresses
3. Bursting stresses

4. Corrosion
5. Creep
6. Shrinkage
7. Differential cooling
8. Failure mechanisms
9. Anchorage-induced shear failure
10. Horizontal shear failure

تنش برشی افقی شده و نسل جدید تیرهای پیش‌تنیده را برای هر دو نوع گسیختگی مستعدتر می‌سازد [۶].

ترک‌خوردگی ناحیه انتهایی تیرهای بتن پیش‌تنیده از مدتها قبل مورد توجه محققین در سراسر دنیا بوده‌است. با این وجود، در دو دهه‌ی اخیر، تمرکز بر بهبود اقتصاد ساخت تیرهای پیش‌کشیده، منجر به تحقیقات جامعتری بر روی این مسئله شده است. روشهای مختلفی برای کنترل ترک در نواحی انتهایی بررسی شده است. رایج‌ترین روشی که در حال حاضر استفاده می‌شود، قرار دادن میلگردهای تقویت کننده فولادی در منطقه‌ای است که احتمال ترک‌خوردگی بالاتری دارد. این روش در کنترل اندازه ترک از تاثیر بالایی برخوردار است، اما ترک‌خوردگی را از بین نمی‌برد [۹].

از بین بردن پیوستگی[1] استرند و بتن یکی از دیگر راه‌های کاهش خسارت در نواحی انتهایی در اثر انتقال نیروی پیش‌تنیدگی می‌باشد. در این روش، بر روی بخشی از استرندها در نواحی انتهایی تیر روکشی نازک[2] قرار داده می‌شود تا تماس بین بتن و فولاد از نقطه انتهایی تیر شروع نشده و در نتیجه شدت تنشهای ناحیه انتهایی کاهش یابد. شکل ۵ تصویر استرند با روکش جهت از بین بردن پیوند آن با بتن را نشان می‌دهد. این روش، با وجود کاهش خسارت ناشی از تنشهای انتهایی به صورت بالقوه می‌تواند منجر به بروز مشکلاتی در مقاومت برشی تیرها گردد؛ چرا که در اثر آن، مهار استرندها در نواحی با بیشترین نیروی برشی دچار ضعف می‌گردد [۹].

با توجه به پیچیدگی رفتار غیرخطی در نواحی انتهایی تیرهای پیش‌کشیده، تاکنون تنظیم جزئیات‌بندی مناسب برای این اعضا در سطح دنیا بیشتر متکی بر مطالعات آزمایشگاهی بر روی اعضای در مقیاس واقعی بوده است. از آنجایی که برای چنین مطالعاتی صرف هزینه‌ی قابل توجهی مورد نیاز است، توسعه‌ی مدل‌های اجزای محدود جهت شبیه‌سازی اعضای پیش‌کشیده به منظور ارزیابی رفتار آنها در زمان انتقال پیش‌تنیدگی و تحت بهرهبرداری ضروری به نظر میرسد. با این وجود، به واسطهی پیچیدگی شبیه‌سازی فرایند پیش‌تنیدگی و پدیده‌های موثر بر آن و کمبود داده‌های آزمایشگاهی به منظور صحت‌سنجی نتایج، تاکنون پژوهش‌های اندکی در این ارتباط صورت گرفته است.

در سال‌های ۲۰۱۲ تا ۲۰۱۶، اوکوموش[3] و همکاران مجموعه‌ای از تحقیقات عددی را برروی نواحی انتهایی تیرهای بتن پیش‌کشیده انجام دادند. در یک مطالعه عددی در سال ۲۰۱۲، یک مدل اجزای محدود غیر

شکل ۳. تصویر استرند با روکش جهت از بین بردن پیوند آن با بتن [۱۰].

Fig. 3. Covering the strand to remove bond with concrete [10].

خطی[4] در نرمافزار آباکوس[5] برای ترک‌های ناحیه انتهایی تیر پل بتن پیش‌تنیده ارائه شد که قادر بود تخمین مناسبی از تنش‌ها و کرنش‌های نواحی انتهایی تیر بتن پیش‌تنیده فراهم نماید. به واسطه رفتار غیرخطی نواحی انتهایی، به خصوص تغییر سختی و توزیع مجدد کرنش بعد از ترک‌خوردگی، نتایج تحلیل حساسیت قابل توجهی به فرضیات مدلسازی غیرخطی داشته و به همین دلیل، فرضیات مدلسازی بر اساس آزمایشهای اوکالاگان صحت‌سنجی گردیدند [۳و ۴ و ۱۱].

در پژوهشی دیگر در سال ۲۰۱۳، اوکوموش و همکاران با کاربرد چارچوب فوق به ارزیابی روش‌های کنترل ترک در هنگام رهاسازی استرندها برای ناحیه انتهایی تیر پل بتن پیش‌کشیده پرداختند. مشاهده شد که منفصل نمودن تمام استرندها در فاصله‌ای کوتاه از انتهای تیر یا منفصل نمودن برخی از استرندها در فاصله‌های مختلف در طول تیر، بهترین راه‌حل‌ها برای کنترل ترک هستند؛ البته باربری تیرها تحت برش موضوع این مطالعه نبوده است [۳].

در سال ۲۰۱۵ یاپار[6] و همکاران به ارائه یک چارچوب جدید برای مدل‌سازی تیرهای پیش‌کشیده پرداختند. طی این پژوهش تیرهای پیش‌کشیده کوچک مقیاس با مقطع I شکل و دو استرند در بال‌های بالا و پایین مطابق با ضوابط AASHTO LRFD [۱۲] ساخته شدند. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی توافق خوبی را با نتایج استخراج شده از آزمایش خمشی ۴ نقطه‌ای نشان دادند. در این پژوهش، تمرکز کلی بر روی بررسی رفتار کلی تیر پیش‌کشیده تحت بارگذاری بود؛ از این رو فرایند انتقال پیش‌تنیدگی از

1. Debonding
2. Sheathing
3. Okumus
4. Nonlinear Finite Element Modeling (FEM)
5. Abaqus
6. Yapar

استرند به بتن و آسیب‌های ناشی از آن مورد بررسی قرار نگرفتند. علاوه بر این، استرندهای پیش‌تنیدگی با مقاطع معادل مربعی مدل‌سازی شدند و انتقال تنش از استرند به بتن به صورت دقیق مورد شبیه‌سازی قرار نگرفت [۱۳].

ونمروین[1] و همکاران در سال ۲۰۱۷ به مطالعه و مدل‌سازی نواحی تکیه‌گاهی یک تیر پیش‌کشیده با بلوک های انتهایی و با انواع مختلف استرند پرداختند. نتایج کرنش عددی استخراج شده از مدل با کرنش‌های آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردید. نتایج نشان داد که تعیین دقیق خواص بتن در زمان انتقال پیش‌تنیدگی بسیار حائز اهمیت است. از دیگر نقاط تمرکز این پژوهش، تعیین پارامترهای انتقال پیش‌تنیدگی از استرند به بتن با استفاده از تعریف خواص مکانیکی بتن و استرند بود که در نتیجهی آن مقدار ضریب اصطکاک ۰٫۸–۱ به عنوان ضریب اصطکاک بهینه پیشنهاد شد [۱۴–۱۶].

ترک‌های نواحی انتهایی قطعات پیش‌تنیده در مطالعات متعدد مورد بررسی قرار گرفته و از سوی دیگر، مطالعات آزمایشگاهی متعددی در زمینه‌ی گسیختگی برشی و خمشی در تیرهای بتن پیش‌تنیده انجام شده است. با این وجود، ارتباط بین این دو دسته مطالعات به صورت منسجمی بررسی نشده و علیرغم تاثیر قطعی صدمه‌ی انتهایی حین انتقال نیروی پیش‌تنیدگی بر روی باربری تیر، همچنان جمع‌بندی مناسبی در خصوص این‌که چه نوع و چه میزان از صدمه‌ی انتهایی می‌تواند باربری تیر را دچار خدشه نماید وجود ندارد.

در این پژوهش تیرهای بتن پیش‌کشیده با مقطع I شکل بهصورت عددی در نرم افزار آباکوس مورد شبیه‌سازی قرار می‌گیرد تا کارایی روش منفصلسازی فولاد پیش‌تنیده برای کنترل آسیب انتهایی و آثار احتمالی آن بر روی باربری برشی تیر بررسی شود. رفتار بتن و فولاد و پیوستگی بین آن‌ها به صورت غیرخطی شبیه‌سازی شده و نتایج مطالعات آزمایشگاهی پیشین در مقیاس واقعی برای صحت‌سنجی مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای بتن، مولفه‌های رفتار غیرخطی در کشش و فشار مورد شبیه‌سازی قرار میگیرد. رفتار تیر ابتدا تحت انتقال نیروی پیش‌تنیدگی بررسی شده و ترک‌خوردگی انتهایی در شرایط مختلف در آن ایجاد می‌شود. سپس این تیر صدمه دیده تحت بارگذاری برش–حاکم به صورت کنترل شده توسط تغییرمکان قرار می‌گیرند تا اثر از بین بردن پیوستگی بتن و استرندها در فواصل مشخص مورد بررسی قرار گیرد.

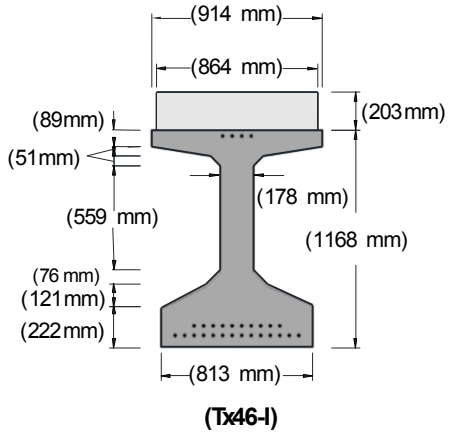
1. Van Meirvenne

۲- مدل عددی

در مطالعه‌ی حاضر، از مدلسازی عددی تیرهای پیش‌کشیده در محیط نرمافزار اجزای محدود آباکوس استفاده شد و هر دو فرایند اعمال پیش‌تنیدگی و بارگذاری برشی تا حد خرابی بر روی آنها اعمال گردید. برای صحت‌سنجی فرایند مدلسازی، نتایج گزارش شده توسط یوسفپور و همکاران [۵ و ۱۷–۱۶] از مطالعات جامع آزمایشگاهی بر روی رفتار تیرهای پیش‌کشیده مورد استفاده قرار گرفتند. در ادامه، مطالعات آزمایشگاهی مزبور به همراه فرایند مدل‌سازی و صحت‌سنجی مورد معرفی قرار می‌گیرد.

۲- ۱- هندسه و مشخصات کلی تیرهای بتن پیش‌تنیده در مطالعات یوسفپور و همکاران

یوسفپور و همکاران ۶ تیر بتن پیش‌کشیده در مقیاس واقعی را در آزمایشگاه ساخته و مورد آزمایش قرار دادند. اینتیرها، که در جدول ۱ معرفی گردیدهاند، از نوع تیرهای پیش‌ساخته‌ی ایالت تگزاس بوده و در دو ارتفاع ۱۱۶۰ میلیمتر (۴۶ اینچ) و ۱۷۸۰ میلیمتر (۷۰ اینچ) ساخته شدند که به اختصار به نام های Tx46 و Tx70 مرسوم هستند. جهت اختصار، تنها جزئیات طراحی و نتایج مربوط به صحت‌سنجی تیر I-Tx46 در این مقاله ارائه می‌شود. ابعاد سطح مقطع و آرایش استرندگذاری این تیر در شکل ۴ و جزئیات آرماتورگذاری آن در شکل ۵ قابل مشاهده هستند. طول نمونه‌های آزمایشگاهی برابر با ۹۱۰۰ میلیمتر بوده است. تعداد ۲۴ عدد استرند هفت رشته‌ای با قطر ۱۷/۸ میلیمتر و آرایش ۵۱ در ۵۱ میلیمتر در بال پایینی و ۴ استرند در بال بالایی این تیر استفاده شده است.

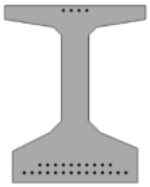
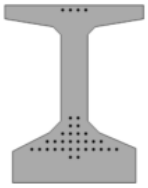
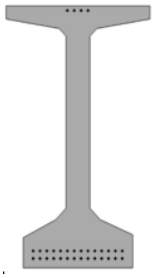
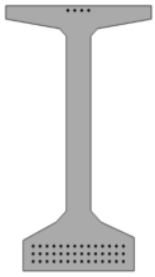
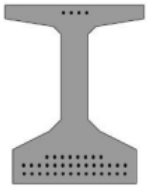


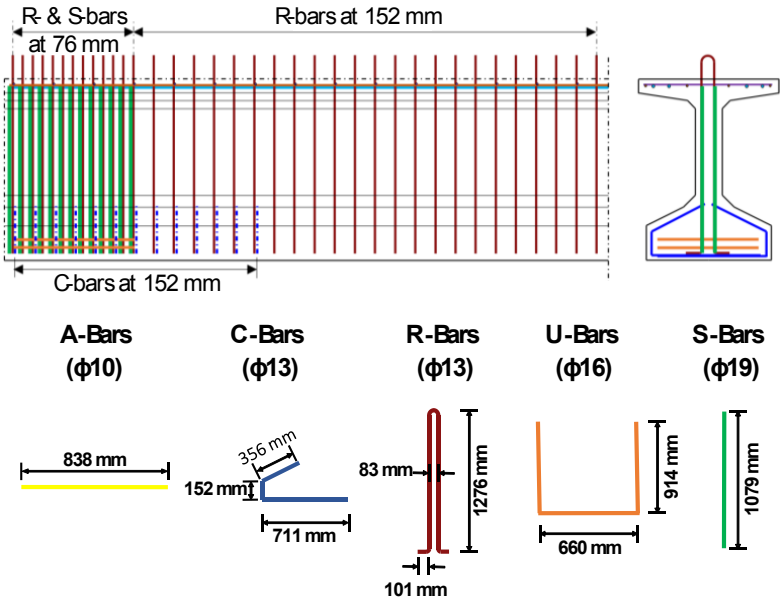
شکل ۴. ابعاد سطح مقطع تیر I-Tx46 [۵].

Fig. 4. Cross-sectional dimensions of the Tx46-I girder specimen [5].

جدول ۱. معرفی تیرهای مورد مطالعه توسط یوسف‌پور و همکاران [۵].

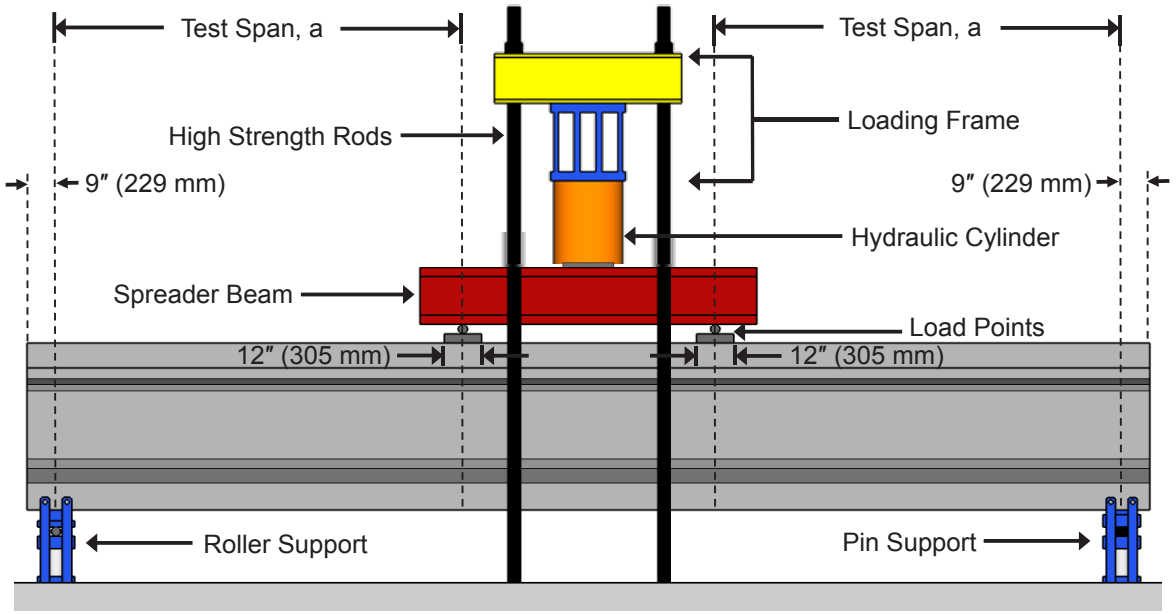
Table 1. Overview of girder specimens experimentally investigated by Yousefpour et al. [5].

نام تیر		Tx46-I	Tx46-II	Tx70-I	Tx70-II	Tx46-IV Tx46-V
هندسه و آرایش استرند گذاری						
تعداد استرند	بال پایینی	۲۴	۳۰	۲۸	۴۲	۳۶
	بال بالایی	۴	۴	۴	۴	۴
تنش پیش‌تنیدگی (MPa)	بال پایینی	۱۰۸۶	۱۳۹۶	۷۵۸	۱۳۹۶	۱۱۷۲
	بال بالایی	۱۳۹۶	۱۳۹۶	۱۳۹۶	۱۳۹۶	۱۳۹۶



شکل ۵. جزئیات آرماتورگذاری تیرهای I-Tx46 [۵].

Fig. 5. Reinforcement details for the Tx46-I girder specimen [5].



شکل ۶. پیکربندی تست برشی برای تیرهای Tx46 در مطالعات یوسف‌پور و همکاران [۵].

Fig. 6. Configuration for shear-critical testing of Tx46 girder specimens by Yousefpour et al. [5]

جدول ۲. جدول مشخصات مکانیکی بتن

Table 2. Mechanical properties of concrete.

مشخصات	بتن تیر			بتن عرشه	
	f_{cm}, MPa	E_{cm}, MPa	f_{tm}, MPa	f_{cm}, MPa	E_{cm}, MPa
Tx46-I	۵۲/۴	۳۳۸۵۴	۴,۴۳	۷۳,۸	۴۷۷۸۲

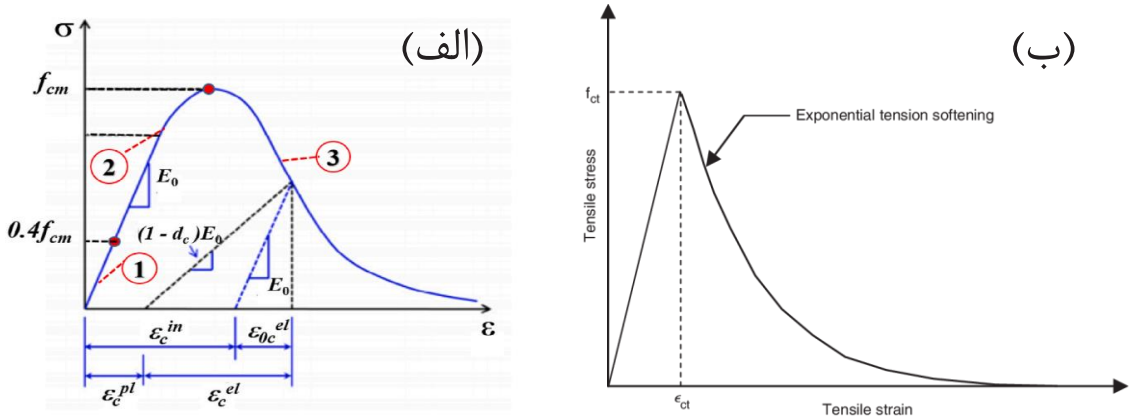
تیرهای مزبور در زمان انتقال نیروی پیش‌تنیدگی به صورت جامعی مورد ابزاربندی قرار گرفتند و کرنش فولاد پیش‌تنیدگی در طول، تنش در آرماتورهای عرضی، و وضعیت ترک‌خوردگی آنها پایش و ثبت گردید. در ادامه، به منظور شبیه‌سازی واقعبینانه‌تر شرایط تیر قرار گرفته در پل بزرگراهی، یک دال بتنی به ضخامت ۲۰۰ میلیمتر بر روی تیرها ساخته شد. با گذشت حداقل ۲۸ روز از ساخت، این تیرها تحت بارگذاری برشی تا حد خرابی قرار گرفتند. شکل ۶ پیکربندی تست برشی را نشان می‌دهد. همهی نمونه‌ها تحت بارگذاری متقارن قرار گرفتند تا به دو انتهای تیر به میزان مساوی نیروی برشی وارد شود. تیرهای Tx46 تحت بارگذاری متمرکز دو نقطه‌ای متقارن قرار گرفتند. اندازه دهانه‌های برشی برای تیرI-Tx46 برابر با ۳۸۵۱ میلیمتر گزارش شد. هر تیر تحت بارگذاری مطابق شکل قرار داده شد و بار با کاربرد جک هیدرولیکی افزایش یافت تا خرابی رخ دهد.

مشخصات مکانیکی اندازه گیری شده برای بتن و آرماتورهای فولادی استفاده شده در تیر I-Tx46 به ترتیب در جداول ۲ و ۳ قابل مشاهده هستند. در این جداول، f_{cm} مقاومت فشاری متوسط، E_{cm} مدول الاستیسیته‌ی متوسط، f_{tm} مقاومت کششی دونیم شدن متوسط، f_{ym} تنش تسلیم اندازه‌گیری شده و f_{um} تنش گسیختگی اندازه‌گیری شده برای فولاد می‌باشد. برای مشخصات مکانیکی استرندهای استفاده شده نیز مقادیر تنش تسلیم، تنش گسیختگی و مدول الاستیسیته به ترتیب برابر ۱۶۰۰، ۱۹۰۴ و ۱۹۱۷۵۰ مگاپاسکال گزارش شد.

جدول ۳. مشخصات مکانیکی فولادهای استفاده شده (نام گروهای آرماتور در شکل ۵ نشان داده شده‌است.)

Table 3. Mechanical properties of steel reinforcing bars (see Fig. 5 for rebar labels).

مشخصات	R-bars		S-bars and P-bars		C-, T-, Deck bars		U-bars	
	f_{ym}, MPa	f_{um}, MPa	f_{ym}, MPa	f_{um}, MPa	f_{ym}, MPa	f_{um}, MPa	f_{ym}, MPa	f_{um}, MPa
Tx46-I	۴۱۸	۶۸۵	۴۹۵	۷۹۶	۴۱۸	۶۸۵	۵۱۰	۷۹۱



شکل ۷. مدل‌های شبیه‌سازی رفتار بتن. الف) در فشار [۱۸] ب) در کشش [۱۹].

Fig. 7. Models used for simulating the mechanical behavior of concrete in compression [18] (left) and tension [19] (right).

۲- ۲- فرضیات مدلسازی مصالح

به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بتن در فشار، در این پژوهش از مدل ارائه شده توسط مینح[1] و همکاران [۱۸] و برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بتن در کشش از مدل ارائه شده توسط کورنلیسن[2] و همکاران [۱۹] استفاده شد. این دو مدل بتن در شکل ۷ قابل مشاهده هستند.

برای در نظر گرفتن آسیب مصالح بتن، از مدل خرابی پلاستیک بتن[3] استفاده گردید که در آن، دو فرض اصلی ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری در ارزیابی سطح خرابی بتن در نظر گرفته شده است. پارامترهای مورد نیاز برای مدل خرابی پلاستیک بتن، که به اثرات چند محوره بودن تنشها و روش توسعه پلاستیسیته اختصاص دارند، مطابق جدول ۴ فرض گردید.

شایان ذکر است که انتخاب مقادیر پارامتر ویسکوزیته و زاویه اتساع با توجه به یک مطالعه پارامتری اولیه صورت پذیرفت که در آن مقادیر زاویه اتساع از ۳۰ تا ۴۵ درجه و پارامتر ویسکوزیته از ۰ تا ۰/۰۱ تغییر داده شدند. نتایج حاصله از مدل‌های اولیه در شکل ۸ نشان داده‌شده‌اند. این نتایج نشان می‌دهند که خرجی مدل تحلیلی حساسیت قابل توجهی به مقدار هر دو پارامتر داشته است. همچنین مشاهده گردید که مدل‌های مبتنی بر زاویه اتساع ۴۵ درجه و پارامتر ویسکوزیته ۰/۰۰۵۵ در عین ایجاد مشکلات همگرایی کم، قادر بوده‌اند بهترین نتایج را در هر دو مرحله‌ی انتقال پیش‌تنیدگی و اعمال نیروی خارجی فراهم نمایند. در نتیجه، از این مقادیر به صورت ثابت در تمامی مدل‌ها استفاده شد.

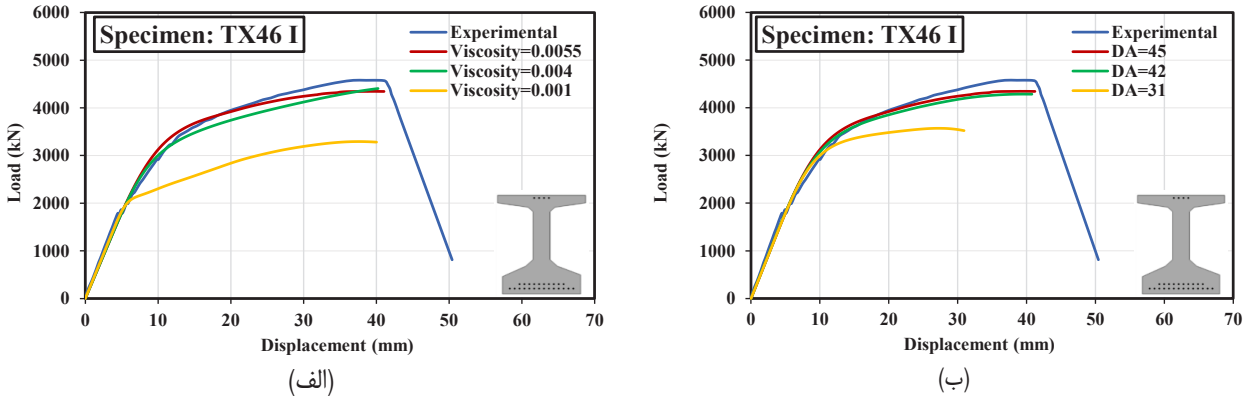
برای در نظر گرفتن صدمه‌ی وارد شده به بتن در اثر بارگذاری، متغیرهای خرابی d_t و d_c در کشش و فشار تعریف می‌شوند. این متغیرها از صفر تا یک تغییر می‌کنند. عدد صفر مربوط به زمانی است که ماده آسیبندیده و سالم

1. Minh
2. Cornelissen
3. Concrete Damage Plasticity

جدول ۴. پارامترهای مدل خرابی پلاستیک بتن مورد فرض در مطالعه‌ی حاضر.

Table 4. Parameters assumed for the concrete damage plasticity model in this study

پارامتر ویسکوزیته (μ)	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	خروج از مرکزیت (ϵ)	زاویه اتساع (ψ)
۰/۰۰۵۵	۰/۶۶۷	۱/۲	۰/۱	۴۵



شکل ۸. نمودار بار-تغییر مکان تیر TX46-1 برای (الف) مقادیر مختلف پارامتر ویسکوزیته و (ب) مقادیر مختلف زاویه اتساع

Fig. 8. Load-deformation plots for the TX46-1 specimen for different viscosity parameters (left) and different dilation angles (right)

می‌باشد. برای بتن کاملا آسیب دیده، از ضریب آسیب برابر با یک استفاده می‌گردد. رابطه تنش-کرنش بتن آسیب دیده تحت فشار محوری با کاربرد رابطه ۱ بیان می‌شود که در آن، E_0 مدول الاستیسته اولیه بتن آسیب ندیده می‌باشد. مقادیر کرنش پلاستیک در فشار $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ نیز با کاربرد رابطه ۲ تعیین می‌گردد.

$$\sigma_c = (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (۱)$$

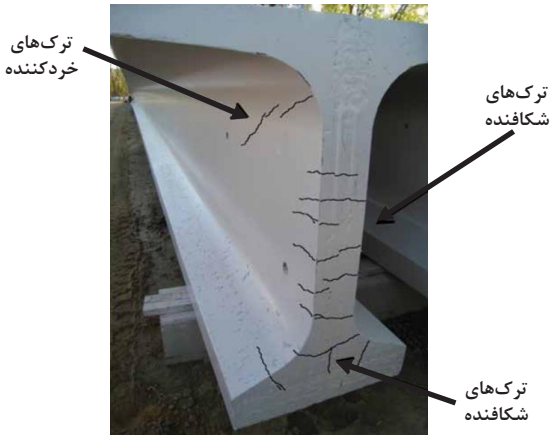
$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)}\frac{\sigma_c}{E_0} \quad (۲)$$

رفتار تنش-کرنش کششی بتن آسیبدیده پس از مرحله ترک‌خوردگی از رابطه ۳ تبعیت می‌نماید.

$$\sigma_t = (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (۳)$$

در این رابطه، $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ کرنش پلاستیک بتن بوده و از رابطه ۴ محاسبه می‌گردد که در آن d_t پارامتر خرابی کششی، $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ کرنش شکست، و ε_t کرنش کششی کل می‌باشد. برای محاسبه $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ می‌توان از رابطه ۵ استفاده نمود.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)}\frac{\sigma_t}{E_0} \quad (۴)$$



شکل ۹. دل دو خطی تنش- کرنش فولاد پیش‌تنیدگی و فولاد عرضی سازگار با آیین‌نامه AASHTO LRFD [۱۲].

Fig. 9. Bilinear stress-strain model for prestressing and reinforcing steel consistent with AASHTO LRFD [12].

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \qquad (۵)$$

که در آن ε_{ot}^{el} کرنش الاستیک یعنی همان کرنش ترک‌خوردگی می‌باشد و مطابق مشخصات مصالح آسیب ندیده و ترکنخورده محاسبه می‌گردد.

برای اعمال خواص فولاد پیش‌تنیدگی و آرماتورهای عرضی مورد استفاده در اعضای مورد بررسی، از مدل ساده دوخطی استفاده شد که در شکل ۹ نشان داده شده است و با فرضیات آیین‌نامه AASHTO LRFD [۱۲] سازگار است. در این مدل، منحنی تنش- کرنش فولاد تا نقطه تسلیم خطی بوده و پس از آن با شیب مورد نیاز تا تنش گسیختگی فولاد ادامه می‌یابد. به منظور ساده‌سازی، سطح مقطع استرند هفت رشته‌ای به صورت یک دایره با قطری معادل درنظرگرفته شد؛ به‌طوریکه سطح مقطع استرند با سطح مقطع دایره معادل برابر باشد.

فرضیات انجام شده برای اندرکنش مصالح در سطوح تماس، از اصلی‌ترین تصمیمگیریهای مدلسازی می‌باشند که تاثیر قابل توجهی بر نزدیک‌تر شدن هرچه بیشتر مدل عددی به واقعیت در عین رعایت محدودیتهای موجود در هزینه محاسباتی دارند. اندرکنش‌های موجود در پژوهش حاضر، شامل اندرکنش بین استرند و بتن و بین آرماتورها و بتن می‌باشند. برای اندرکنش بین استرند و بتن، فولاد به صورت سه بعدی شبیه‌سازی شده و حفره‌هایی با سطح مقطع برابر سطح مقطع استرند در داخل بتن در نظر گرفته شد. سپس، سطح داخلی بتن به عنوان سطح مغلوب[1] و سطح بیرونی استرند به عنوان سطح غالب[2] انتخاب شده و مشخصات تماس[3] بین آندو تعریف گردید. شکل ۱۰ سطوح غالب و مغلوب را برای یکی از استرندها در تیر I-Tx46 نشان می‌دهد.

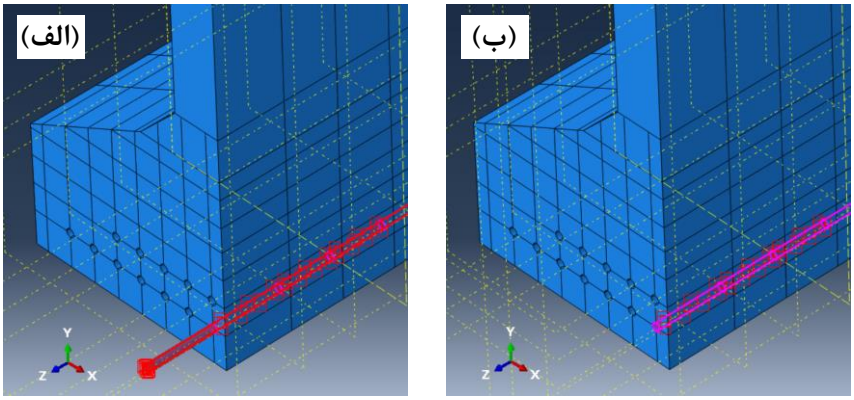
مشخصات تماس سطوح اندرکنش بین استرند و بتن شامل عملکرد در جهت‌های نرمال[4] و مماسی[5] می‌باشد. برای رفتار در جهت نرمال از فرض تماس سخت[6] در عین اجازه جدایی[7] و لغزش استرند به درون بتن استفاده شد. در جهت مماسی نیز وجود اصطکاک کلمب[8] به همراه رفتار چسبنده[9] در نظر گرفته شد. در مدل استاندارد اصطکاک کلمب که در شکل ۱۱ مشاهده می‌گردد، فرض می‌شود که اگر تنش اصطکاکی معادل (τ_{eq}) کم‌تر از تنش بحرانی (τ_{crit}) که در رابطه ۶ بیان شده‌است باشد، هیچ حرکت نسبی یا لغزشی اتفاق نمی‌افتد. در این رابطه P فشار تماسی بین سطوح می‌باشد و μ_f ضریب اصطکاک می‌باشد که مقدار آن در این شبیه‌سازی برابر ۰/۹۵ در نظر گرفته شده است.

$$\tau_{crit} = \mu_f P \qquad (۶)$$

برای پرهیز از مشکلات همگرایی در اثر تغییر ناگهانی از فاز عدم لغزش به فاز لغزش، مدل اصطکاک پنالتی با لغزش الاستیک در حد مجاز بهکار می‌رود که با خط چین در شکل ۱۱ نشان داده شده‌است. نرم‌افزار به صورت خودکار سختی پنالتی را محاسبه می‌کند و اطمینان می‌دهد که لغزش الاستیک مجاز بر دقت مدلسازی تاثیری نمی‌گذارد [۲۰].

برای شبیه‌سازی رفتار چسبنده بین بتن و استرند از رابطه تنش–لغزش[10] ارائه شده توسط الیجهاوزن[11] و همکاران [۲۱] به عنوان مبنای عددی مدل‌سازی استفاده گردید. شکل ۱۲–الف نمودار این رابطه را نشان می‌دهد. در این نمودار، قسمت صعودی اولیه بیانگر نفوذ برآمدگی‌های سطحی استرند به داخل ملات بتنی و شروع پیوند می‌باشد. این رفتار تا تنش $\tau_{b\max}$ ادامه

1. Slave Surface
2. Master Surface
3. Contact
4. Normal Behavior
5. Tangential Behavior
6. Hard Contact
7. Allow Separation
8. Coulomb Friction Model
9. Cohesive behavior
10. Bond Stress-Slip
11. Eligehausen



شکل ۱۰. سطوح تماس یک استرند در مدل: الف) سطح خارجی استرند به عنوان سطح غالب. ب) سطح داخلی بتن به عنوان سطح مغلوب.

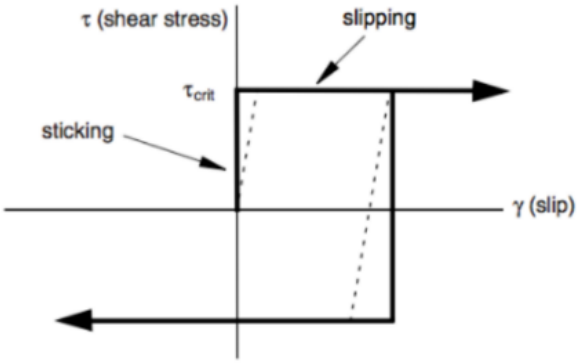
Fig. 10. Contact surfaces for one strand in the model: outer surface of the strand as master (left) and inside surface of the concrete as slave (right).

شکل ۱۲-ب قابلیت شبیه‌سازی رفتار تلاش-جدایی[2]را در نرم‌افزار آباکوس نمایش می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌گردد، آباکوس تنش نرمال و تنش برشی را به جابجایی نرمال و برشی در طول سطح تماس و قبل از شروع خرابی مرتبط می‌سازد. فرض می‌شود تنشها در سطح تماس چسبنده با ماتریس t با ضرایب t_n، t_s و t_t نشان داده شوند که به ترتیب معرف تنش در جهت نرمال و تنش برشی در دو جهت عمودبرهم هستند. جابجایی متناظر با این تنش‌ها نیز با δ_n، δ_s و δ_t نشان داده می‌شود. در این حالت، ماتریس تلاش-جدایی در رابطه ۷ قابل مشاهده است.

$$t_m = \begin{bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{ns} & k_{nt} \\ k_{ns} & k_{ss} & k_{st} \\ k_{nt} & k_{st} & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{bmatrix} = k_m \delta_m \qquad (۷)$$

با فرض رفتار غیر همبسته بین تلاشهای عمودی و تلاشهای برشی، ماتریس k_m به صورت قطری در میآید. برای محاسبه ضرایب ماتریس سختی از رابطه ارائه شده توسط گَن[3] و همکاران [۲۲] استفاده شده‌است که در رابطه ۸ و ۹ بیان گردیده است. در این رابطه $\tau_{\max}$ تنش حداکثر و s_1 لغزش متناظر با این تنش می‌باشد.

2. Traction-Separation
3. Gan

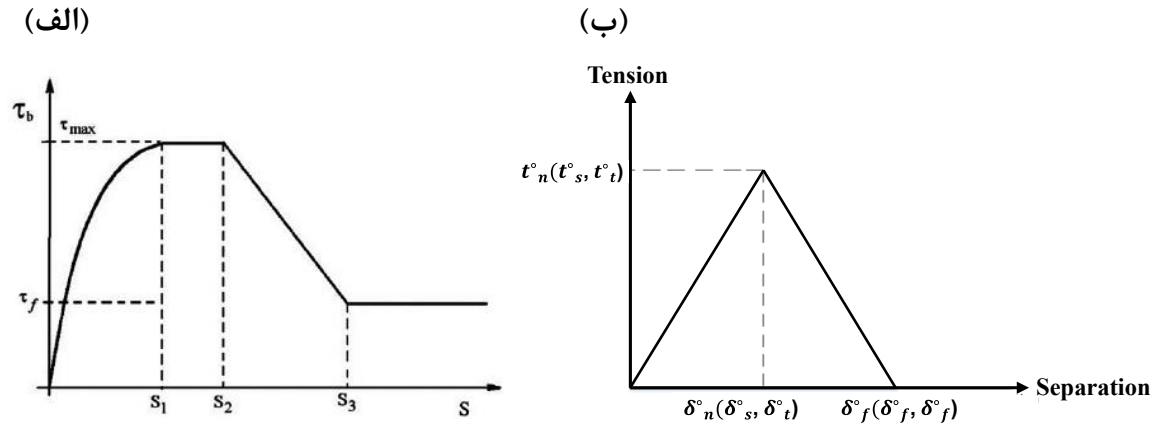


شکل ۱۱. مدل اصطکاک پنالتی آباکوس [۲۰].

Fig. 11. Penalty friction model in Abaqus [20].

می‌یابد و در ادامه، قسمت افقی[1]برای بتن محصور شده در نظر گرفته می‌شود. در انتها نیز، قسمت نزولی نمودار حاکی از شروع برش بین بتن و برآمدگی‌های استرند است. نمودار پیشنهادی الیجهاوزن و همکاران [۲۱] تا تنش پسماند τ_{bf} ادامه می‌یابد که به علت وجود اصطکاک خالص بین استرند و بتن ترک‌خورده اطراف به وجود می‌آید.

1. Plateau



شکل ۱۲. نمودار تنش-جابجایی: الف) مدل ارائه شده توسط الیجهاوزن و همکاران [۲۱]. ب) مدل استفاده شده در آباکوس [۲۰].

Fig. 12. The traction-separation model: the model proposed by Eligehausen et al. [21] (left) and the cohesive model used in Abaqus [20] (right).

$$k_{ss} = k_{tt} = \frac{\tau_{\max}}{s_1} \quad (۸)$$

$$k_{nn} = 100 k_{ss} \quad (۹)$$

برای محاسبه این ضرایب در مطالعهی حاضر، از نتایج تست بیرونکشی[1] صورت گرفته توسط دنگ[2] و همکاران [۲۳] استفاده شد که در آن برای تنش ۱٫۳۸ مگاپاسکال مقدار لغزش ۲٫۵۴ میلیمتر گزارش گردید. بنابراین مقادیر k_{ss}، k_{tt} و k_{nn} به ترتیب برابر ۰/۵۴، ۰/۵۴ و ۵۴ نیوتون بر میلیمتر مکعب به دست آمده و در مدل در نظر گرفته شد.

با توجه به پیش‌بینی لغزش بسیار محدود برای فولاد غیر پیش‌تنیده در داخل بتن، برای تعریف اندرکنش بین بتن و آرماتورها از روش المان مدفون[3] استفاده شد. در این روش، بتن به عنوان ناحیه میزبان و میلگرد به عنوان جزئی با سختی محوری است که به صورت مدفون در بتن مدلسازی می‌گردد.

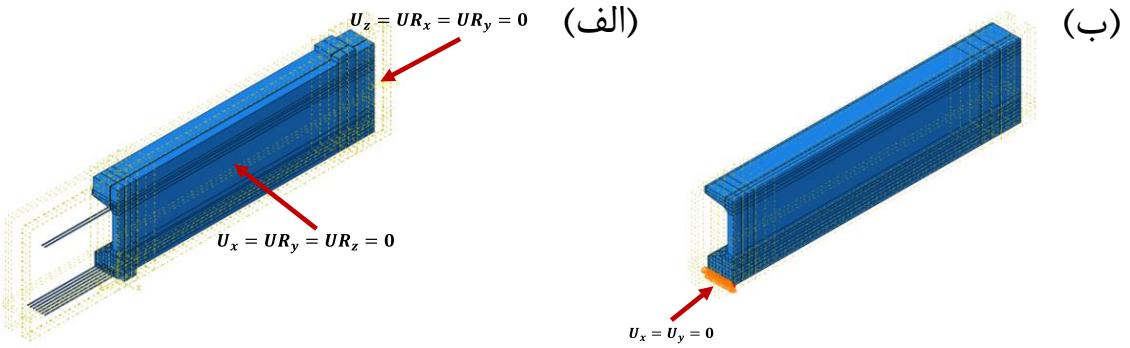
۲- ۳- مش‌بندی

برای مش‌بندی بتن و فولاد نمونه‌های مطالعاتی به ترتیب از المان شش وجهی خطی[4] (المان مکعبی هشت گره‌ای) و المان میله‌ای خطی[5] (المان میله‌ای دو گره‌ای) استفاده شد. سایز مش استفاده شده برای بتن در طول ۶۳/۵ میلیمتر و در سطح مقطع ۲۵/۴ میلیمتر بوده‌است. به علت آرایش نزدیک به هم استرندها و همینطور پیچیدگی هندسه‌ی تیرها، که علاوه بر شکستگی‌های متعدد می‌بایست مسیر عبور استرندها در آن به صورت سوراخ تعبیه شود، محدودیت‌هایی از بابت اندازه المان در سطح مقطع وجود دارد که باعث کوچک شدن ناخواسته اندازه المان در نواحی نزدیک استرندها در صفحه مقطع تیرمی‌گردد. برای رعایت این ملاحظات در عین عدم افزایش بیشاز حد تعداد المانها، اندازه‌ی المان‌های مجاور استرند کوچکتر در نظر گرفته شده و همچنین بعد المانها در جهت طولی تیر بزرگتر فرض شد. این فرایند با استفاده از بخش‌بندی[6] سطح در نرم‌افزار پیش از ایجاد مش اعمال شد.

بال‌های بالایی و پایینی تیر به جهت برآورده کردن ویژگی‌های سطوح قابل مش‌بندی با استفاده از المان شش وجهی خطی، در فواصل مرکز استرندها در این نواحی شبکه بندی شدند. از این رو، بال‌های بالایی و پایینی به شبکه‌های ۵۰ در ۵۰ میلیمتر تقسیم شدند. به علت حضور روزنه‌های محل قرارگیری استرند، که منجر به ایجاد گره‌های اضافی گردید، شبکه‌های ۵۰ در ۵۰ میلیمتر در اطراف استرند به هشت المان و شبکه‌های کناری به

1. Pull-out
2. Dang
3. Embedded

4. Linear Hexahedral Element
5. Linear Bar Element
6. Partitioning



شکل ۱۳. الف) شرایط مرزی صفحات تقارن. ب) شرایط مرزی تکیه‌گاه تیر.

Fig. 13. Boundary conditions at symmetry surfaces (left) and supports (right).

چهار المان در صفحه سطح مقطع تبدیل شدند. بهطور کلی، اندازه المان در نواحی بال بالایی و بال پایین حدودا ۲۰ میلیمتر می‌باشد .از آن‌جایی که از نظر بررسی رفتار در داخل مقطع، جزئیات مزبور کافی بودهاند، اندازه‌های المان کوچک‌تر از این مقدار در داخل مقطع بررسی نشده و آنالیز حساسیت بر تعیین ابعاد المان در طول تیر متمرکز گردید.

برای آنالیز حساسیت، پارامتر تغییر مکان تیر در راستای بارگذاری برشی به عنوان معیار قضاوت قرار گرفت. نتایج نشان داد که تغییر ابعاد المان بین ۴۰ و ۱۲۰ میلیمتر در جهت طولی تفاوت قابل ملاحظهای در نتایج ایجاد نمی‌نماید؛ با وجود این مشاهده، از آنجایی که تحلیلهای اولیه نشان داد نسبت ابعادی بزرگتر منجر به همگرایی ضعیفتر حل عددی می‌شوند، در نهایت ابعاد ۶۳/۵ میلیمتر برای المانها در جهت طولی انتخاب شده و مورد استفاده قرار گرفت. لازم به ذکر است که ابعاد مش کوچکتر از ۴۰ میلیمتر به دلیل حجم و زمان بسیار بالای حل غیر عملی تشخیص داده شده و مورد بررسی قرار نگرفتند؛ البته باید توجه داشت که علاوه بر بررسی فوق، نتایج حاصله جهت صحت‌سنجی نیز مورد مقایسه قرار میگیرند تا نگرانی احتمالی در خصوص عدم بررسی سایز مش کوچکتر مرتفع گردد.

۲- ۴- اعمال شرایط مرزی و بارگذاری

از آنجایی که تیرهای مورد مطالعه در این پژوهش از دو جهت طولی و عرضی متقارن بودهاند، برای صرفه جویی در هزینه‌های محاسباتی و زمان آنالیز، تیرها در این دو جهت به صورت نیمه مدلسازی شدند و محاسبات بر روی یک چهارم از تیرها صورت گرفت. از این رو، برای صفحات تقارن X و Z تمام تغییرمکان‌ها و چرخش‌ها در این دو جهت مقید شدند. شرایط مرزی تکیه‌گاه تیر نیز با توجه به تقارن تعریف شدند.

شکل ۱۳ شرایط مرزی صفحات تقارن و تکیه گاه تیر را در زمان انتقال پیش‌تنیدگی را نشان می‌دهد. لازم به یاداوری است که در زمان انتقال پیش‌تنیدگی، تیر فاقد هرگونه صفحه تکیه‌گاهی بوده و دقیقاً بر روی لبه انتهایی بر روی زمین قرار دارد. بارهای وارده بر تیر نیز شامل بار مرده ناشی از وزن تیر و تنش کششی وارد شده به استرندها جهت اعمال فرایند پیش‌تنیده سازی می‌باشد. باید توجه داشت که روش‌های مختلفی برای اعمال نیروی پیش‌تنیدگی در نرم‌افزار آباکوس در دسترس هستند که از آن‌جمله می‌توان به اعمال دما، اعمال کرنش اولیه به فولاد پیش از اضافه کردن بتن به مدل، و کاربرد تنش اولیه از پیش تعریف شده[1] اشاره نمود. در این مطالعه از تنش اولیه از پیش‌تعریف شده استفاده شده است. به این منظور، در گام ابتدایی حل[2]، تنش مزبور به اندازه‌ی گزارش شده در مطالعه آزمایشگاهی برای کشش اولیه به المانهای تشکیل دهنده استرند در جهت محور طولی تیر (محور Z) وارد شد. در ادامه با اعمال شرایط اندرکنش بین بتن و فولاد که از گام بعدی حل به مدل اضافه می‌شود، این تنش‌ها منجر به ایجاد پیش‌تنیدگی در تیر مشابه شرایط واقعی یک تیر پیش‌کشیده می‌گردند.

پیش از اعمال بارگذاری نهایی به تیر، دال بتنی بالایی و صفحات فولادی مورد استفاده به عنوان سطوح تکیهگاهی و سطح بارگذاری به مدل اضافه شدند. این اجزا با استفاده از قابلیت تغییر مدل[3] نرم‌افزار آباکوس همگی در یک گام واسطه به روند مدل‌سازی اضافه شده و از ابتدای گام اول و شروع

1. Predefined Field
2. Initial Step
3. Model Change

فرآیند پیش‌تنیده‌سازی در محاسبات شرکت نداشتند. در این گام، همچنین شرایط مرزی از لبه تیر غیرفعال شده و به مرکز سطح صفحات تکیهگاهی منتقل شد. اتصال بتن دال با تیر پیشساخته و اتصال صفحات بارگذاری و تکیهگاهی با دال بتنی از نوع قید کامل[1] در نظر گرفته شدند. آرماتورهای دال بهصورت مدفون در بتن شبیهسازی شده و صفحات فولادی بارگذاری نیز به صورت الاستیک فرض شدند.

در گام نهایی، بارگذاری به صورت جابجایی-کنترل[2] به میزان ۷۵ میلیمتر به مدل اعمال گردید؛ به عبارت دیگر، میزان تغییر مکان به صورت تدریجی به سازه اعمال شده و با اعمال شرایط مرزی و مقید نمودن عضو در تکیهگاه، عکسالعملهای تکیهگاهی استخراج‌گردید.

۳- صحت‌سنجی نتایج مدل عددی

مهم‌ترین پارامترها برای اطمینان از صحت فرایند مدلسازی عددی تیرها در این پژوهش، طول انتقال، تنش در آرماتورهای عرضی موسوم به آرماتورهای R در شکل ۵، و نمودار بار-تغییرمکان می‌باشند؛ چرا که با دانستن این پارامترها می‌توان وضعیت تنش‌ها و خسارت وارد بر سازه و همچنین رفتار کلی عضو سازهای را تعیین نمود.

۳- ۱- طول انتقال

یکی از مهم‌ترین ابزارهای صحت‌سنجی در پژوهش حاضر، نمودارهای تغییرات کرنش در مرکز استرند در طول دهانه تیر می‌باشد که می‌توان از آن برای محاسبه طول انتقال تیر استفاده کرد. با توجه به روش پیشنهادی توسط راسل و برنز [۲۴]، که ملاک تعیین آزمایشگاهی طول انتقال محسوب می‌گردد، طول انتقال نقطه‌ای است که در آن کرنش موجود در استرند برابر با ۹۵٪ کرنش حداکثر آن باشد. در این پژوهش، برای هرکدام از تیرها دو استرند برای طول انتقال بررسی شدند تا بتوان از مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی گزارش شده توسط یوسفپور و همکاران [۵] برای صحت‌سنجی استفاده نمود.

در مطالعه آزمایشگاهی در هر تیر چهار استرند در هر انتها مورد ابزاربندی و پایش کرنش قرار گرفتند که قرارگیری این استرندها نسبت به صفحه نیمساز مقطع متقارن بودهاست. از آنجایی که در پژوهش عددی حاضر، تیرها به صورت یک چهارم شبیه‌سازی شدند و هرکدام از استرندها فقط از یک جهت مورد بررسی قرار گرفتند، هریک از نمودارهای کرنش حاصل شده از مطالعه عددی با چهار نمودار کرنش متناظر به‌دست آمده از پژوهش آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. به عنوان نمونه، شکل ۱۴ به صورت نمونه نمودار کرنش طولی استرند را در تیر I-Tx46 با و بدون چسبندگی در فرضیات مدل‌سازی نشان می‌دهند.

همان‌طور که از نتایج برمی‌آید، اضافه کردن پارامتر چسبندگی دقت مدل را در پیشبینی کرنش در مرکز استرند و همچنین پیش‌بینی طول انتقال به نحو قابل ملاحظهای بهبود داده است. بهعلاوه، مشاهده شد که افزودن چسبندگی به مدل عددی تاثیر مثبت چشمگیری بر روی هزینه تحلیل نرم‌افزار داشته و زمان محاسبات را تا یک سوم کاهش می‌دهد.

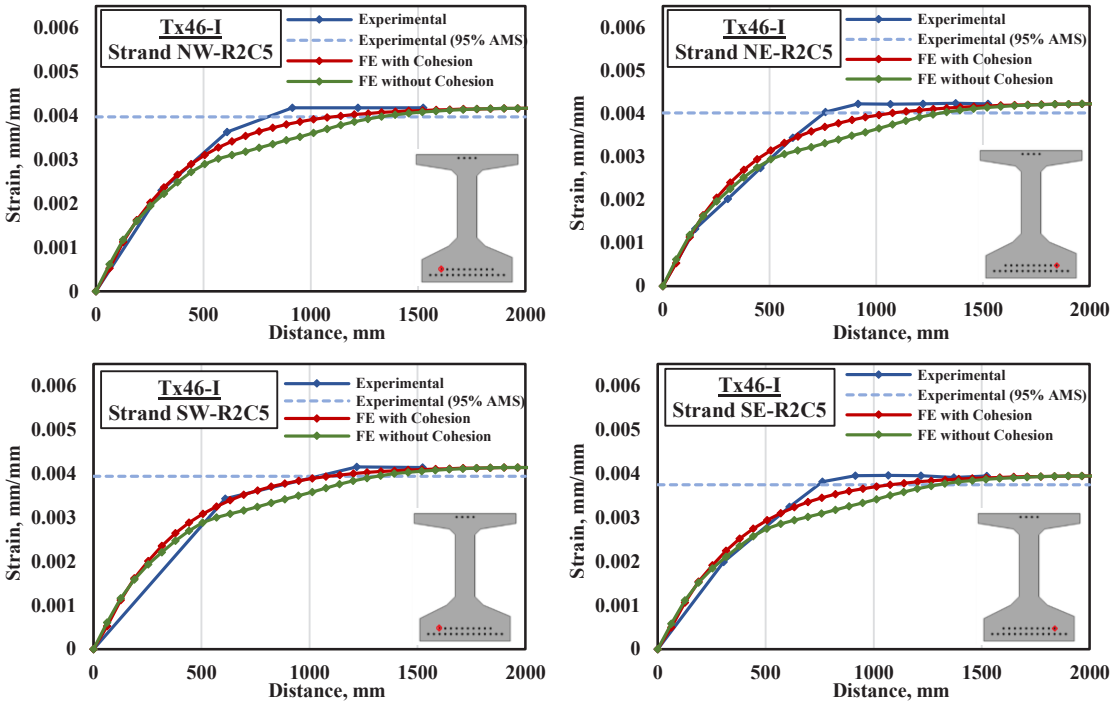
۳- ۲- تنش در آرماتورهای عرضی

از دیگر ابزار استفاده شده جهت صحت سنجی نتایج این پژوهش می‌توان به تنش داخل آرماتورهای عرضی موسوم به آرماتورهای R اشاره کرد. این تنش‌ها توسط کرنش‌سنج‌های متصل به آرماتورهای عرضی طی پژوهش آزمایشگاهی انجام گرفته توسط یوسف‌پور و همکاران در سه نقطه اندازه گیری شدند. تراز این نقاط (فاصله از پایین تیر) برای تیرهای Tx46 برابر با ۴۲۰، ۷۰۰ و ۹۷۸ میلیمتر می‌باشد. آماتورهای عرضی در هر دو انتهای تیر موسوم به انتهای زنده و مرده پایش شدند. انتهای زنده به انتهایی اطلاق می‌گردد که کشیدن و رهاسازی استرند از آن صورت گرفته، و انتهای مرده به انتهای دیگر تیر گفته می‌شود.

ون‌مروین و همکاران [۱۵] در تحقیقات پیشین، مقدار ۰٫۸-۱ را به عنوان ضریب اصطکاک بین استرند و بتن برای تیرهای بتن پیش‌کشیده پیشنهاد نمودند. در این پژوهش، جهت صحت‌سنجی، تنش‌های استخراج شده از آنالیز عددی با تنشهای گزارش شده از پژوهش آزمایشگاهی یوسفپور و همکاران مقایسه شدند. شکل ۱۵ نمودار تنش آرماتورهای عرضی در تیر I-Tx۴۶ را برای چهار ضریب اصطکاک ۰/۸، ۰/۸۵، ۰/۹ و ۰/۹۵ در مقایسه با نتایج مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهد. شکل مزبور نشان می‌دهد که مقدار تنش در آرماتورهای عرضی وابستگی چندانی به ضریب اصطکاک میان بتن و استرند ندارد.

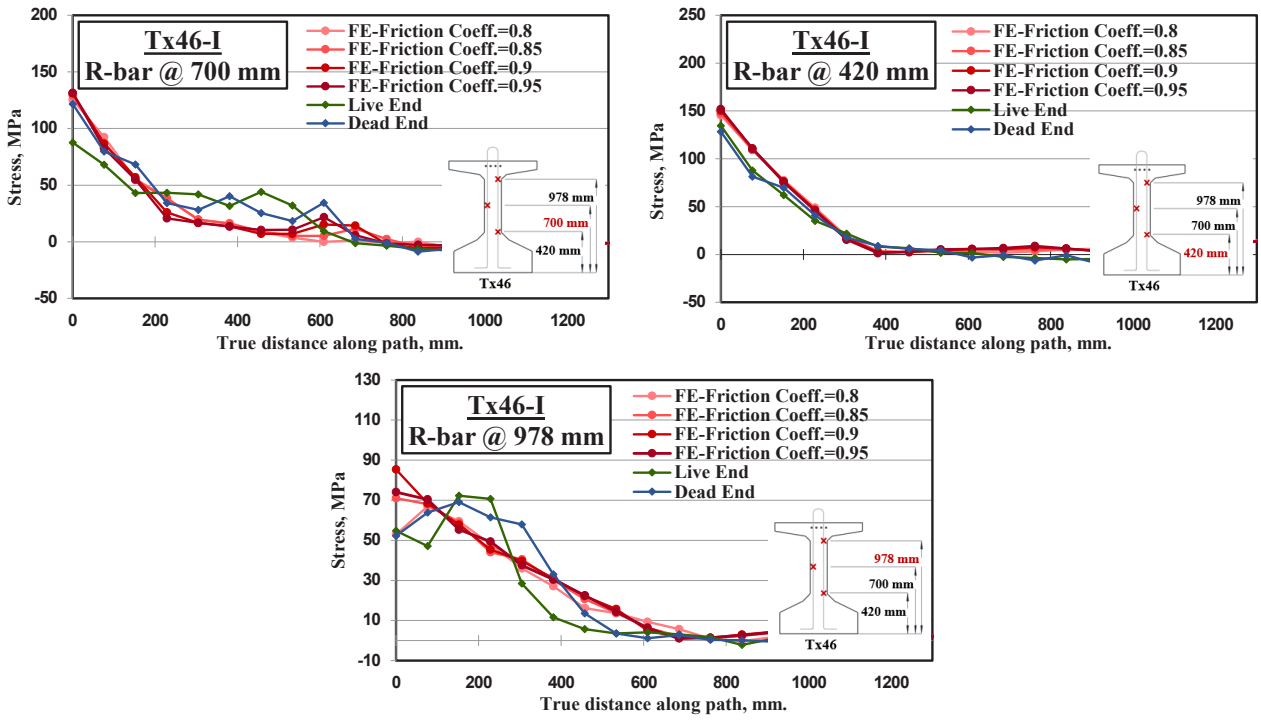
همان‌طور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌گردد، تنش آرماتورهای عرضی با دقت بسیار خوبی نسبت به مقادیر آزمایشگاهی پیشبینی شده و این تنش‌ها برای هر چهار ضریب اصطکاک فرض شده دارای مقادیری نزدیک به هم بودند. در ادامه، حساسیت طول انتقال نیز نسبت به ضریب اصطکاک مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به مشاهدات، مقدار ۰/۹۵ به عنوان ضریب

1. Tie
2. Displacement Control



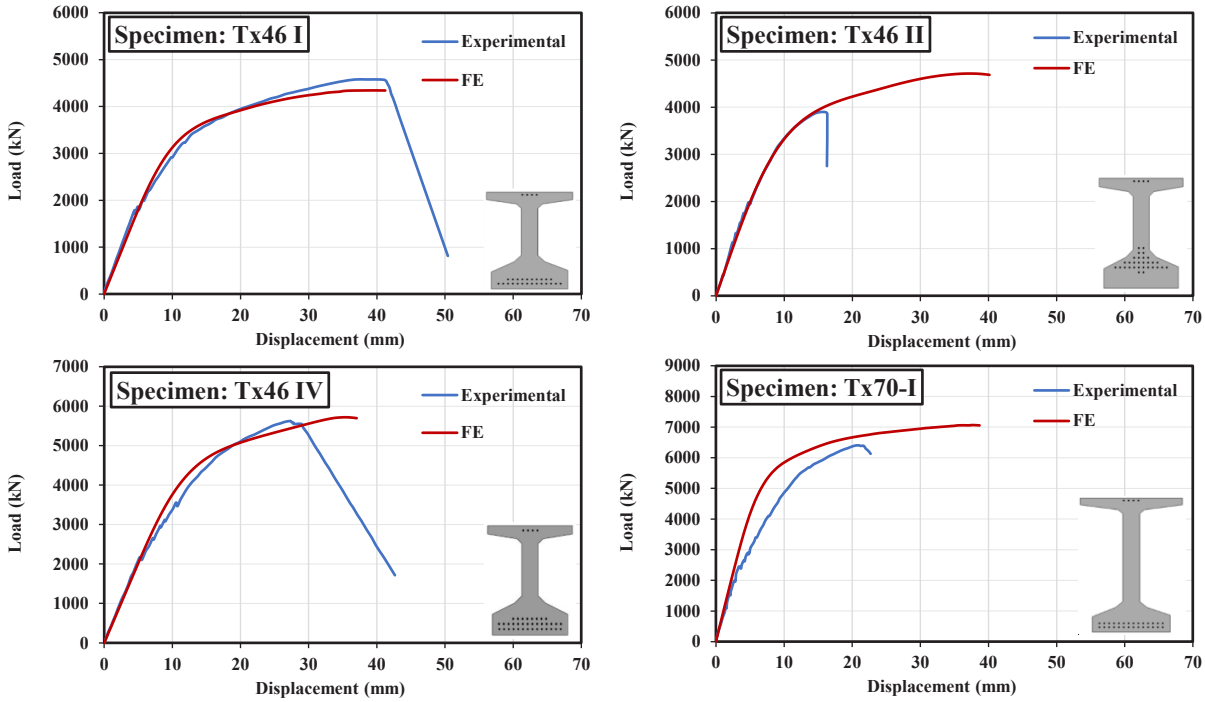
شکل ۱۴. نمودار کرنش در طول دهانه تیر برای دو انتهای دو استرند در تیر Tx46-I با و بدون چسبندگی.

Fig. 14. Plots of longitudinal strain vs. distance along the specimen for two ends of two strands in Tx46-I with and without cohesion



شکل ۱۵. نمودار تنش آرماتورهای عرضی در سه تراز ۴۲۰، ۷۰۰ و ۹۷۸ میلیمتری.

Fig. 15. Plots of stress in transverse steel reinforcement in three levels of 420, 700, and 978 mm.



شکل ۱۶. نمودار بار- تغییرمکان تیرهای بررسی شده در صحت‌سنجی.

Fig. 16. Load-Deflection plots of the specimens used for model validation.

اصطکاک برای این چارچوب مدل‌سازی مناسب تشخیص داده شد.

۳- ۳- رفتار بار-تغییرمکان

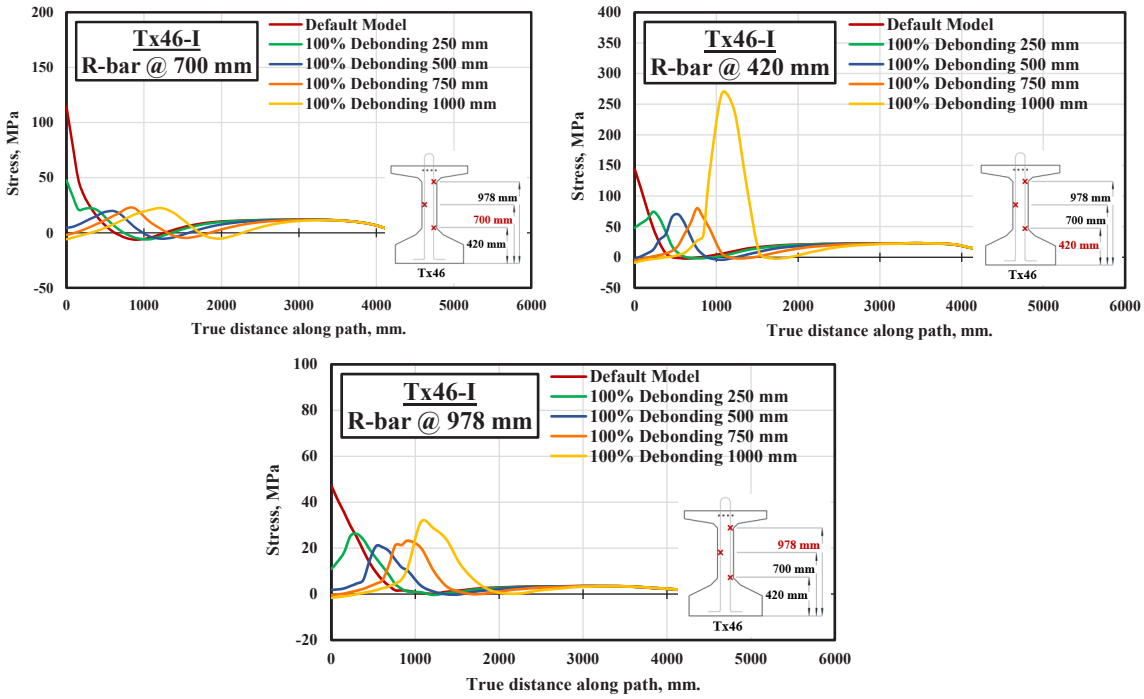
شکل ۱۶ رفتار بار-تغییرمکان آزمایشگاهی نمونه‌ها را در مقایسه با نتایج مدل عددی پژوهش حاضر نشان می‌دهد. همان‌طور که از شکل مزبور دیده می‌شود، چارچوب مدل‌سازی ارائه شده در شبیه‌سازی تیرهای خانواده Tx بسیار موثر عمل کرده و در ارائه الگوی کلی نمودار بار-تغییر مکان تیرها موفق بوده است. به‌طوری‌که علاوه بر روند کلی رفتار بار-تغییرمکان، مدل عددی در اغلب موارد در تعیین بار خرابی نیز بسیار موفق عمل نموده است. بر این اساس، صحت فرضیات مدل عددی حاصل شده برای شبیه‌سازی تیرهای پیش‌کشیده مورد تایید قرار میگیرد.

شکل ۱۶ نشان می‌دهد که در مورد تیر II-Tx46 هر چند الگوی کلی نمودار بار-تغییر مکان حاصل از مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت مناسبی داشته است، در محاسبه بار نهایی توسط مدل موفقیت محدودی حاصل شده است؛ به‌طوری‌که خطای پیش‌بینی بار نهایی در این تیر ۱۸٪ بوده است. همچنین مدل عددی تیر مزبور شکل‌پذیری بیشتری در مقایسه با نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری برشی از خود نشان داده است. عدم تطابق نتایج حاصل از نمونه مزبور در مدل‌سازی‌های پیشین در نرم‌افزار ATENA نیز توسط یوسف‌پور و همکاران [۵] نیز گزارش شده بود. به نظر میرسد ضعف در تخمین بار نهایی در تیر II-Tx46 به علت طراحی بحرانی این تیر و حضور استرندها در نزدیکی اتصال بال به جان باشد، چرا که منجر به ایجاد ترک‌های شکافنده در این ناحیه در هنگام انتقال پیش‌تنیدگی می‌شود که ممکن است شبیه‌سازی آنها با دقت مناسبی امکانپذیر نباشد.

بررسی اثرات منفصل نمودن فولاد پیش‌تنیدگی

پس از صحت‌سنجی مدل عددی، اثرات از بین بردن پیوستگی برای استرندها مورد بررسی قرار گرفت. جهت منفصل نمودن فولاد از بتن، ابتدا اندرکنش بتن و تمامی استرندها در فواصل ۲۵۰، ۵۰۰، ۷۵۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متری انتهایی حذف گردیده و وضعیت تنشها و آسیب تیر در زمان انتقال پیش‌تنیدگی و تحت بارهای نهایی مورد بررسی قرار گرفت.

شکل ۱۷ تنش آرماتورهای عرضی در لحظه رهاسازی را برای تیر I-Tx46 در طول های مختلف انفصال استرند با فرض انفصال تمامی آنها نشان می‌دهد. مشاهدات از این شکل نشان می‌دهد که تنش آرماتورهای



شکل ۱۷. تنش آرماتورهای عرضی تیر Tx46-I در هنگام پیش‌تنیدگی در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمامی استرندها.

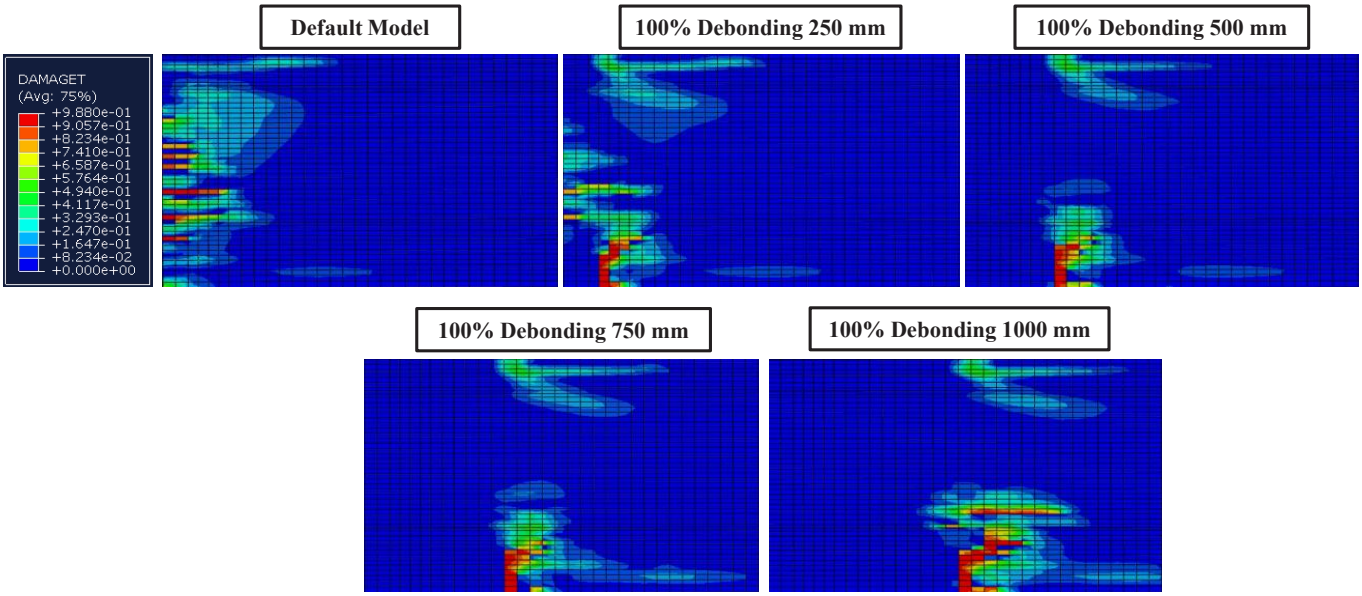
Fig. 17. Stress in transverse reinforcement of Tx46-I at the time of prestress transfer with all strands debonded.

عرضی در فاصله‌ی بدون پیوستگی به شدت کاهش یافته است، چراکه در این ناحیه هیچ تنشی از استرند به بتن وارد نمی‌شود. با نزدیک شدن به نقطه‌ی شروع پیوستگی، این تنش‌ها به تدریج افزایش می‌یابند، تا حدی که در نقطه شروع پیوستگی بتن و استرند تنش آرماتورهای عرضی به مقدار حداکثر خود می‌رسد. افزایش این تنش در شروع ناحیه پیوستگی برای حالت حذف پیوستگی در ۱ متر انتهایی بسیار قابل توجه می‌باشد. پس از این نقطه و ورود به محدوده‌ی دارای پیوستگی، تنش آرماتورهای عرضی به تدریج کاهش یافته و مطابق روند در حالت بدون ناپیوستگی ادامه پیدا می‌کنند.

وضعیت آسیب کششی تیرها در هنگام اعمال پیش‌تنیدگی برای تیر I-Tx46 در شکل ۱۸ مورد مقایسه قرار گرفته است. در این شکل قابل مشاهده است که بر خلاف تیر مبنا، تیرهای دارای فولاد منفصل انتهایی در نواحی بدون پیوستگی دچار آسیب نشدند. با افزایش طول ناپیوستگی، میزان آسیب در انتهای تیر کاهش می‌یابد؛ به طوری که در طول انفصال بیش از ۲۵۰ میلیمتر، به نظر میرسد آسیب کششی در انتهای تیر رخ ندهد. با این وجود، با افزایش طول انفصال، آسیب بیشتری در نقطه شروع پیوستگی رخ می‌دهد که حتی بیش از آسیب انتهایی در تیر مبنا می‌باشد. در مجموع به نظر می‌رسد تیرهای با طول ناپیوسته‌ی ۲۵۰ و ۵۰۰ میلیمتر عملکرد مطلوب و بهتری از تیر مبنا را در کنترل آسیب انتهایی داشته‌اند.

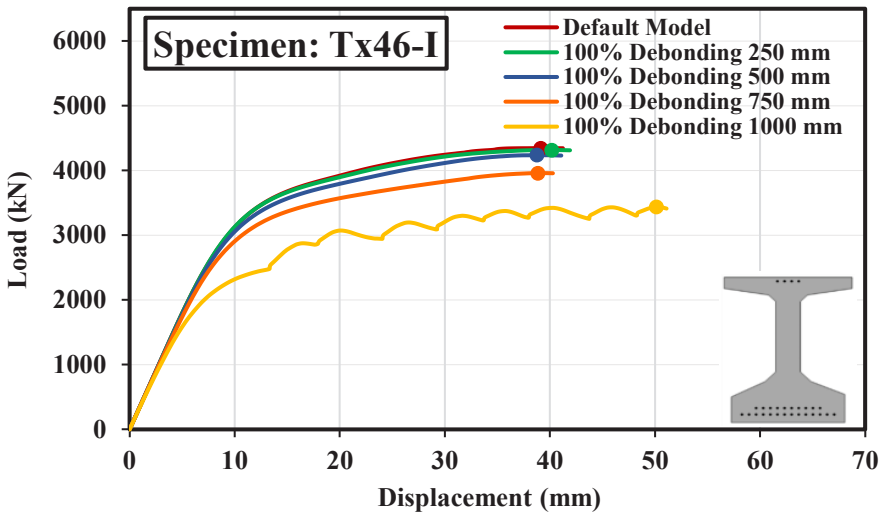
مهمترین نگرانی در خصوص عملکرد تیرهای با فولاد منفصل در خصوص رفتار بار–تغییرمکان آنها به خصوص در حالت بارگذاری برش حاکم می‌باشد. نمودار بار–تغییر مکان برای تیر I-Tx46 تحت حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمام استرندها در طولهای مختلف در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود. مشاهده می‌شود که باربری تیر مزبور در دو حالت از بین بردن پیوستگی در طول ۲۵۰ و ۵۰۰ میلی‌متری نسبت به حالت پیش فرض تغییر چندانی نداشته است؛ اما بیشتر کردن این طول تا ۷۵۰ میلی‌متر با کاهش ۱۰٪ باربری همراه بوده است. همچنین ادامه دادن این فاصله در تمام طول ناحیه انتهایی (۱۰۰۰ میلی‌متر) باعث کاهش باربری تا حد ۲۰٪ شده است. البته در این حالت، مشکلات همگرایی در حل نیز بسیار زیاد بوده است.

مقایسه تنش آرماتورهای عرضی در لحظه باربری نهایی برای تیرهای با طول انفصال مختلف در شکل ۲۰ ارائه شده است. مشاهده می‌شود که رفتار آرماتورها در حالت طول ناپیوسته ۲۵۰ میلی‌متر در نقطه اوج برای هر سه ردیف کرنش‌سنج کاملا مشابه حالت مبنا بوده و آرماتورهای عرضی



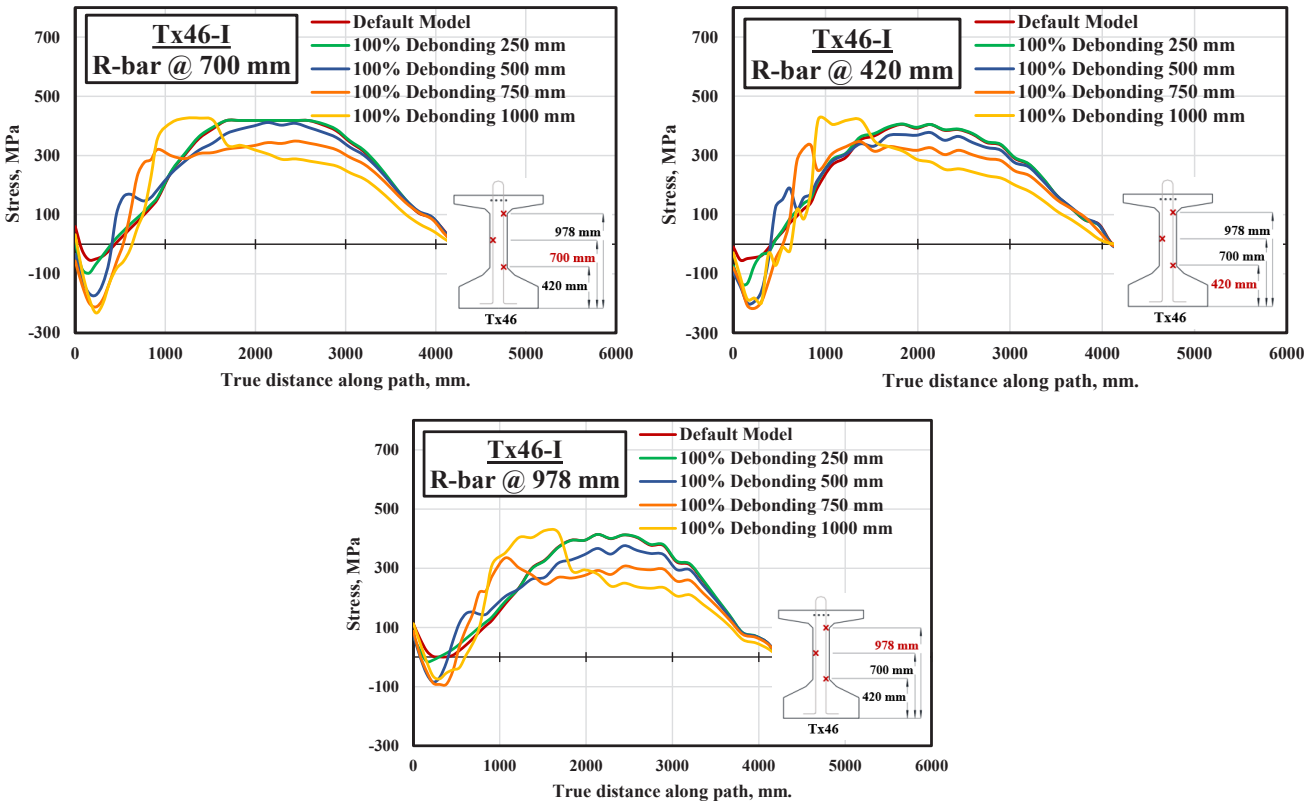
شکل ۱۸. کانتورهای آسیب کششی تیر Tx46-I در هنگام پیش‌تنیدگی در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمامی استرندها.

Fig. 18. Contours of tensile damage for Tx46-I at the time of prestress transfer with all strands debonded.



شکل ۱۹. نمودار بار-تغییر مکان تیر Tx46-I در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمام استرندها.

Fig. 19. Load-deflection plots for Tx46-I for different debonded lengths of all strands.



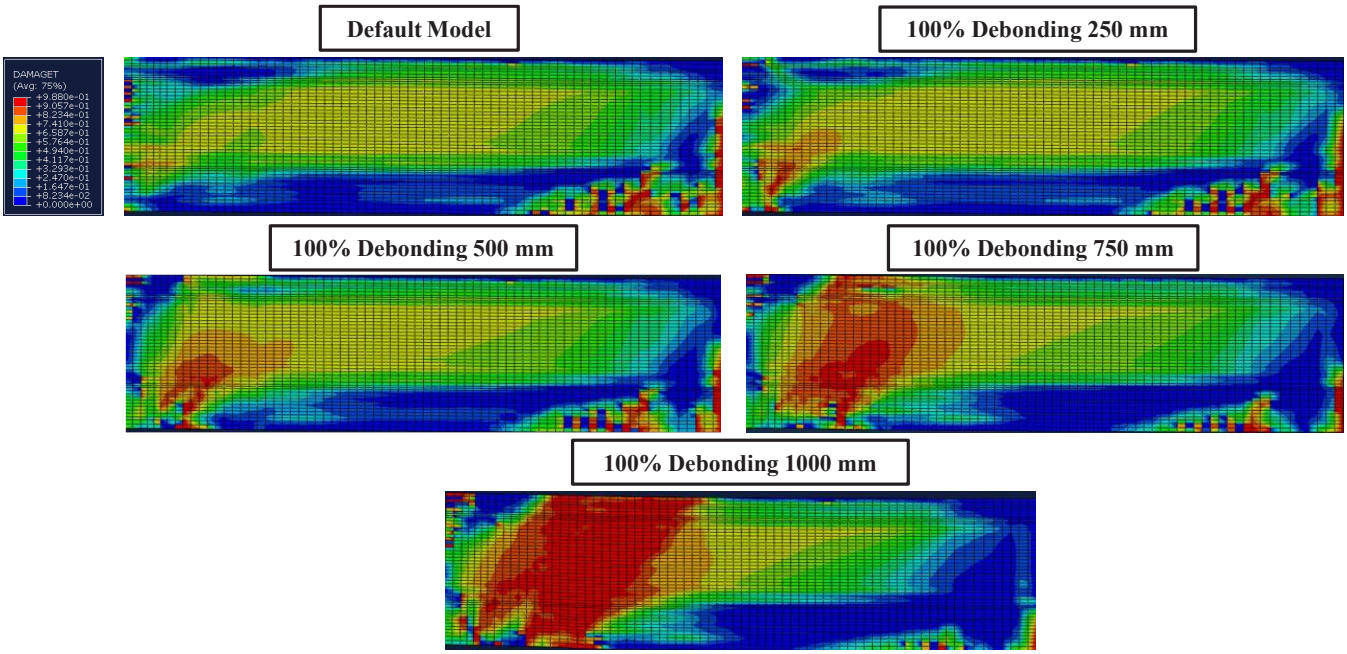
شکل ۲۰. تنش آرماتورهای عرضی تیر Tx46-I در نقطه اوج در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمام استرندها.

Fig. 20. Stress in the transverse steel of Tx46-I at peak load with all strands debonded.

در تراز میانی دچار تسلیم شدند. با افزایش طول ناپیوستگی، سطح تنش آرماتورها به تدریج کاهش می‌یابد. در حالت طول ناپیوسته ۵۰۰ میلی‌متر، ابتدای تیر تحت فشار بیشتری نسبت به حالت پیش‌فرض و حالت با ۲۵۰ میلی‌متر ناپیوستگی قرار گرفتند. در حالت‌های با طول ناپیوستهی ۵۰۰، ۷۵۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متر با نزدیک شدن به نقطه شروع پیوستگی، جهش قابل توجهی در تنش آرماتورهای عرضی مشاهده می‌شود. با توجه به اندرکنش برش–پیوستگی، این جهش مورد انتظار می‌باشد. به نظر میرسد در صورت کاربرد طول ناپیوستهی ۵۰۰ میلیمتر و بالاتر باید از آرماتور عرضی بیشتری در ابتدای ناحیه پیوستگی استفاده شود.

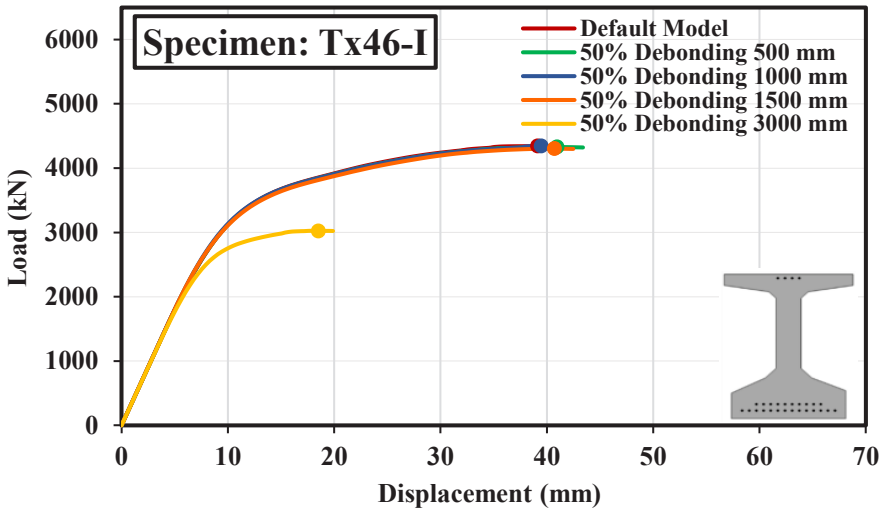
وضعیت آسیب دیدگی تیرها در نقطه اوج نمودار بار–تغییر مکان در حالتهای مختلف ایجاد ناپیوستگی در تمام استرندها در شکل ۲۱ مشاهده می‌شود. به نظر میرسد که با افزایش فاصله بدون پیوستگی، آسیب دیدگی کششی تیر نیز تحت بارگذاری افزایش یافته است. این آسیب کششی برای حالت‌های طول انفصال ۷۵۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متر بسیار شدید بوده تا جایی که بخش زیادی از تیر در حالت ناپیوستگی ۱۰۰۰ میلی‌متر دچار آسیب جدی شده است. در مجموع به نظر میرسد ایجاد ناپیوستگی بین تمامی استرندها و بتن در طول حداکثر ۲۵۰ میلیمتر قابل بررسی باشد؛ چرا که در این حالت آسیب ناحیه انتهایی کاهش یافته و باربری نهایی و یا آسیب در شروع ناحیه پیوستگی دچار تغییرات محدودی می‌گردد.

در ادامه، حالت از بین بردن پیوستگی بین بتن و ۵۰٪ استرندها در فواصل ۵۰۰، ۱۰۰۰، ۱۵۰۰ و ۳۰۰۰ میلی‌متر بررسی و با حالت مبنای تیر مقایسه شد. شکل ۲۲ نمودار بار–تغییرمکان برای تیر با از بین بردن پیوستگی در این حالت را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل پیداست، باربری تیر در حالت‌های ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۱۵۰۰ میلی‌متر با از بین بردن پیوستگی برای نیمی از استرندها تغییر چندانی نداشته است. اما در حالت ۳۰۰۰ میلی‌متر بدون پیوستگی برای نیمی از استرندها، باربری تیر با کاهش ۴۵ درصدی همراه بوده و شکلپذیری در این حالت نیز به میزان قابل توجهی کاهش یافته است.



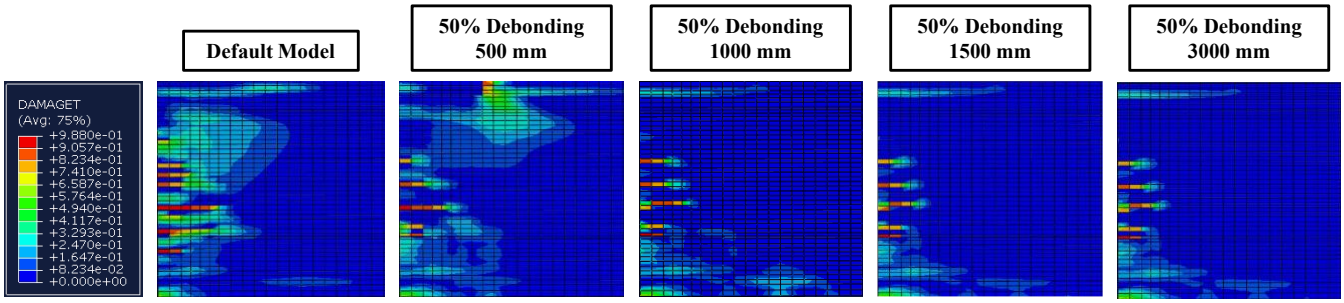
شکل ۲۱. کانتورهای آسیب کششی تیر Tx46-I در نقطه اوج در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و تمام استرندها.

Fig. 21. Contours of tensile damage for Tx46-I at peak load with all strands debonded.



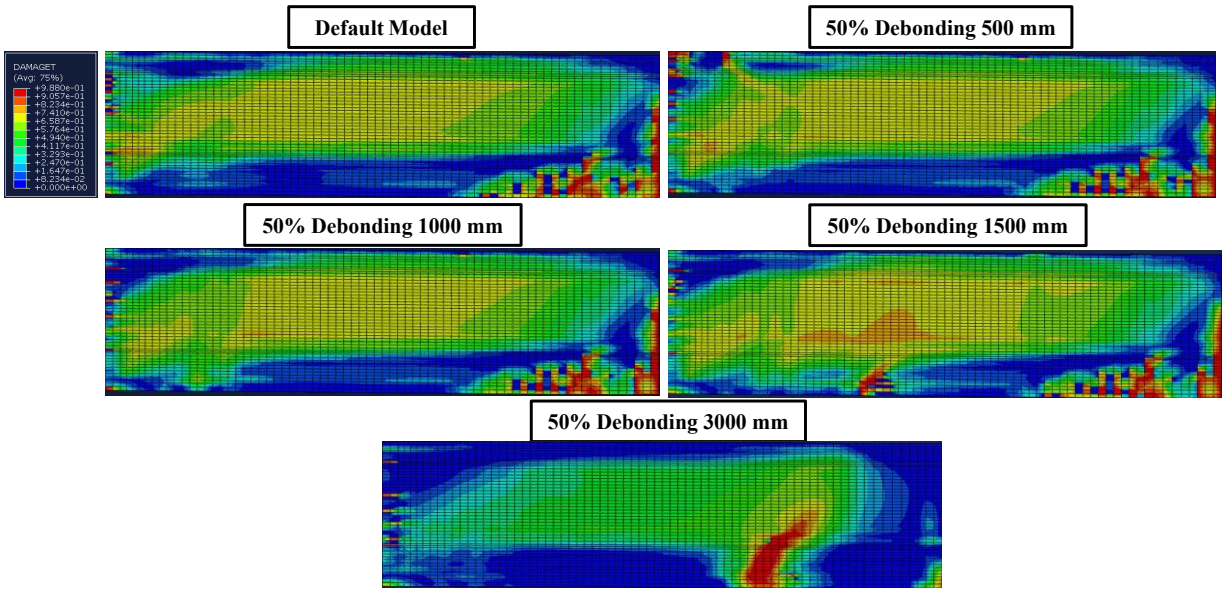
شکل ۲۲. نمودار بار-تغییر مکان تیر Tx46-I در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و نیمی از استرندها.

Fig. 22. Load-deflection plots for Tx46-I for different debonded lengths of half of the strands.



شکل ۲۳. کانتورهای آسیب کششی تیر Tx46-I در هنگام پیش‌تنیدگی در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و نیمی از استرندها.

Fig. 23. Contours of tensile damage for Tx46-I at the time of prestress transfer with 50% of the strands debonded.



شکل ۲۴. کانتورهای آسیب کششی تیر Tx46-I در نقطه اوج در حالت از بین بردن پیوستگی بتن و نیمی از استرندها.

Fig. 24. Contours of tensile damage for Tx46-I at peak load with 50% of the strands debonded.

علاوه بر این، آسیب کششی تیر در لحظه پیش‌تنیدگی مورد بررسی قرار گرفت. همان‌طور که از شکل ۲۳ پیداست، با از بین بردن پیوستگی بین استرند و بتن برای نیمی از استرندها، آسیب ناحیه انتهایی تیر تا حد زیادی کاهش یافته است. بهجز حالت انفصال نیمی از استرندها به طول ۵۰۰ میلی‌متر که تیر، آسیب دیدگی در بال بالایی از خود نشان داده است، دیگر تیرها الگوی مشابه و کاهش یافته‌ای در آسیب ناحیه انتهایی از خود نشان دادند.

آسیب کششی تیرها در نقطه اوج با فرض انفصال نیمی از استرندها در طولهای مختلف در شکل ۲۴ مقایسه گردیده است. مشاهده می‌شود که در دو حالت انفصال ۵۰۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متر، الگوی آسیب دیدگی مشابه حالت پیش فرض می‌باشد. اما در حالت انفصال ۱۵۰۰ میلی‌متر، در محل شروع پیوستگی، آسیبدیدگی متمرکز دیده می‌شود. این نوع آسیبدیدگی در حالت انفصال ۳۰۰۰ میلی‌متر با گسترش بیشتری مواجه شده است. در مجموع به نظر میرسد از بین بردن پیوستگی بین بتن و نیمی از استرندها تا طول ۱۰۰۰ میلیمتر به عنوان گزینه‌ای مناسب قابل اعمال باشد؛ چرا که منجر به کاهش آسیب انتهایی شده و به مکانیزم باربری تیر صدمه نمی‌زند.

۴- نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، یک مدل عددی غیرخطی برای تعیین باربری تیر پیش‌کشیده با درنظر گرفتن آسیب در مراحل ساخت آن توسعه داده شد. در این مدل عددی، رفتار غیرخطی بتن و فولاد و اندرکنش بین آنها به دقت مورد شبیه‌سازی قرار گرفته و نتایج شامل طول انتقال، تنش در آماتور عرضی، و رفتار بار–تغییرمکان بر اساس نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردید. دسترسی به یک چارچوب قابلاتکا و صحت‌سنجی شده برای بررسی رفتار تیرهای پیش‌کشیده یکی از مهم‌ترین و پرکاربردترین نتایج این پژوهش می‌باشد که می‌تواند برای بررسی‌های پارامتری مختلف مورد استفاده قرار گیرد.

با کاربرد مدل عددی توسعه یافته، از بین بردن پیوستگی بتن و استرند به عنوان یکی از راه‌های کنترل ترک‌خوردگی در نواحی انتهایی تیرها مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که این روش قادر است آسیب انتهایی تیرهای پیش‌کشیده را در زمان اعمال پیش‌تنیدگی به نحو موثری کنترل نماید، اما چنانچه بر روی تمام استرندها در طولی بیش از ۲۵۰ میلیمتر انجام شود باعث آسیب جدی نواحی انتهایی حین بارگذاری می‌شود. با نزدیک شدن به نقطه شروع پیوستگی، جهش قابل توجهی نیز در تنش آرماتورهای عرضی مشاهده می‌شود. با توجه به اندرکنش برش–پیوستگی به نظر می‌رسد در صورت کاربرد طول ناپیوسته‌ی ۵۰۰ میلیمتر و بالاتر نیاز است از آرماتور عرضی بیشتری در ابتدای ناحیه پیوستگی استفاده شود.

از بین بردن پیوستگی بتن و نیمی از استرندها نیز به عنوان گزینه‌ای عملیتر ارزیابی گردید. مشاهده شد که انفصال نیمی از استرندها در فاصله ۵۰۰ الی ۱۰۰۰ میلیمتر از انتهای تیرهای مورد بررسی، در عین حفظ مقاومت، تیر را از آسیب‌های نواحی انتهایی حین انتقال پیش‌تنیدگی و بارگذاری تا حد خوبی مصون میدارد. با این وجود، برای طول ناپیوستهی بیشتر، امکان رخداد گسیختگی وابسته به مهار به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

باید توجه داشت که طول انفصال مزبور برای یک هندسه‌ی مشخص از تیرهای پیش‌کشیده به دست آمده و در حالت کلی، انتظار می‌رود این طول به پارامترهایی همچون طول تیر، هندسه مقطع، شرایط بارگذاری، سطح پیش‌تنیدگی، الگوی قرارگیری فولاد پیش‌تنیدگی، مشخصات فولاد و بتن و نظایر آن‌ها وابسته باشد. بر همین اساس، ضروری است مطالعات پارامتری جامع‌تری برای بررسی طول انفصال مناسب برای محدوده‌های مناسب این متغیرها انجام شود. پیش از انجام چنین مطالعاتی، باید در خصوص تعمیم نتایج حاصل از این مطالعه به تیرهایی با پارامترهای متفاوت هندسی یا مشخصات مکانیکی احتیاط نمود.

منابع

[1] M. Collins and D. Mitchell, Prestressed Concrete Structures. Response Publications, 1997.

[2] A. Naaman, Prestressed Concrete Analysis and Design Fundamentals, Techno Press 3000. 2012.

[3] P. Okumus and M. G. Oliva, “Evaluation of crack control methods for end zone cracking in prestressed concrete bridge girders,” PCI J., vol. 58, no. 2, pp. 91–105, 2013.

[4] P. Okumus, R. P. Kristam, and M. Diaz Arancibia, “Sources of Crack Growth in Pretensioned Concrete-Bridge Girder Anchorage Zones after Detensioning,” J. Bridg. Eng., vol. 21, no. 10, pp. 1–10, 2016.

[5] H. Yousefpour, H. Kim, R. Bonetti, R. Alirezaei Abyaneh, A. Katz, A. Longshaw, J. Salazar, T. Hrynyk, and O. Bayrak, “End-Region Behavior and Shear Strength of Pretensioned Concrete Girders Employing 0.7-in. Diameter Strands,” Report No. FHWA/TX-17/0-6831-1. University of Texas at Austin. Center for Transportation Research, 2018.

[6] A. Katz, H. Yousefpour H, H. Kim, R. Alirezaei Abyaneh, J. Salazar, T. Hrynyk, and O. Bayrak, “Shear Performance of Pretensioned Concrete I-Girders Employing 0.7-in. (17.8-mm) Strands,” ACI Structural Journal, 114(5), pp 1273-1284, 2017.

[7] D. B. Garber, J. M. Gallardo, D. J. Deschenes, and O. Bayrak, “Nontraditional Shear Failures in Bulb-T Prestressed Concrete Bridge Girders,” J. Bridg. Eng., vol. 21, no. 7, pp. 1–10, 2016.

[8] C. G. Hovell, “Structural Performance of Texas U-Beams at Prestress Transfer and Under Shear-Critical Loads,” University of Texas at Austin. Center for Transportation Research, 2011.

[9] D. P. Langefeld and O. Bayrak, “Anchorage-Controlled Shear Capacity of Prestressed Concrete Bridge Girders,” University of Texas at Austin. Center for Transportation Research, 2012.

[10] Civil Engineering Organization, “Stress Control by Deflecting & Debonding Tendons in PSC Design.” https://engineeringcivil.org/articles/prestressed-

2018.

[18] H. Le Minh, S. Khatir, M. Abdel Wahab, and T. Cuong-Le, "A concrete damage plasticity model for predicting the effects of compressive high-strength concrete under static and dynamic loads," J. Build. Eng., vol. 44, no. March, p. 103239, 2021.

[19] H. Cornelissen, D. Hordijk, and H. Reinhardt, "Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight," Heron, vol. 31, no. 2, pp. 45–46, 1986.

[20] Dassault Systems, "Abaqus theory guide. Version 6.14," USA Dassault Syst. Simulia Corp, 2018.

[21] R. Eligehausen, E. P. Popov, and V.V. Bertero, "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations," Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering. Vol. 4. Athens : Techn. Chamber of Greece, 1982.

[22] Y. Gan, "Bond stress and slip modeling in nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures," PhD thesis Univ. Toronto, 2000.

[23] C. N. Dang, C. D. Murray, R. W. Floyd, W. Micah Hale, and J. R. Martí-Vargas, "Analysis of bond stress distribution for prestressing strand by Standard Test for Strand Bond," Eng. Struct., vol. 72, no. August, pp. 152–159, 2014.

[24] B. W. Russell and N. H. Burns., "Measurement of transfer lengths on pretensioned concrete elements," J. Struct. Eng., vol. 123, no. 5, pp. 541–549, 1997

concrete/stress-control-deflecting-debonding-tendons-prestressed-concrete-designtheoryapplication/.

[11] P. Okumus, M. G. Oliva, and S. Becker, "Nonlinear finite element modeling of cracking at ends of pretensioned bridge girders," Eng. Struct., vol. 40, pp. 267–275, 2012.

[12] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, U.S. Customary U.S. Units, 9th Edition. Washington, D.C., 2020.

[13] O. Yapar, P. K. Basu, and N. Nordendale, "Accurate finite element modeling of pretensioned prestressed concrete beams," Eng. Struct., vol. 101, pp. 163–178, 2015.

[14] K. Van Meirvenne, "Nonlinear Analysis of the End Zones of Prestressed Concrete Girders," PCI J., 2017.

[15] K. Van Meirvenne, W. De Corte, V. Boel, and L. Taerwe, "New insights into the anchorage zones of precast Pretensioned concrete girders," Key Eng. Mater., vol. 754 KEM, pp. 341–344, 2017.

[16] K. Van Meirvenne, W. De Corte, V. Boel, and L. Taerwe, "Non-linear 3D finite element analysis of the anchorage zones of pretensioned concrete girders and experimental verification," Eng. Struct., vol. 172, no. April, pp. 764–779, 2018.

[17] J. Salazar, H. Yousefpour, R. Abyaneh, H. Kim, A. Katz, T. Hrynyk, and O. Bayrak, "End-Region Behavior of Pretensioned I-Girders Employing 0.7-in. (17.8-mm) Strands," ACI Structural Journal, 115 (1), pp 91-114,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

F. Ranjbar, H. Yousefpour , J. Vaseghi-Amiri, Evaluation of Strand Deboning as a Method for Controlling End-Region Damage in Pretensioned Concrete Girders, Amirkabir J. Civil Eng., 58(1) (2026) 69-94.

DOI: 10.22060/ceej.2026.21926.7856