

Experimental and Numerical Investigation of Cyclic Behavior of RC Beams Using Anti-buckling System of Wrapped Steel Sheet in Plastic Hinge Region

Amir Jabbari¹, Saeed Tariverdiloo^{2*}, Mohammad Reza Sheidaii³

1- PhD Student, Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Urmia University International Campus, Urmia, Iran

2- Professor, Engineering Faculty, Civil Engineering Department, Urmia University, Urmia, Iran

3- Professor, Engineering Faculty, Civil Engineering Department, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT

In reinforced concrete moment frames, the plastic hinge regions of concrete beams provide most of the demanded deformations of the structure. That is why there are always strict rules regarding the distance between transverse reinforcements in different seismic design regulations, which makes them difficult to implement in the construction process. In the plastic hinge regions of the concrete beams with high heights, the main rebars with low diameter are prone to buckling under the effect of a low number of cyclic loads, which we know as low cycle fatigue. In this study, we introduced a new system to prevent the buckling of longitudinal reinforcements in the plastic hinges. Experimental and numerical studies were conducted on full-scale specimens with cyclic loading. The new system employs two bent steel sheets to prevent the buckling of longitudinal reinforcements and to improve the lateral restraint and ductility of the plastic hinge by confining the concrete core of the beam. The laboratory samples were two 5-meter specimens. Unlike the first sample, the second one used the anti-buckling system of the perforated sheet. The showed that the steel plate prevented the longitudinal reinforcement from buckling outward in the plastic hinges. The numerical models were analyzed using finite element software LS-Dyna, which confirmed the positive performance of this system.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 August 2023

Revise Date: 08 October 2023

Accept Date: 17 November 2023

Keywords:

*Buckling
Reinforced Concrete Beam
Plastic Hinge
Cyclic Behavior
Longitudinal Rebars*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.409497.3188>

*Corresponding author: Saeed Tariverdiloo
Email address: s.tariverdilo@urmia.ac.ir

بررسی آزمایشگاهی و عددی رفتار چرخه‌ای تیرهای بتن آرمه با استفاده از سیستم ضد کمانش ورق فولادی دورگیر در محل مفصل پلاستیک

امیر جباری^۱، سعید تاروردیلو^{۲*}، محمدرضا شیدائی^۳

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی سازه، گروه مهندسی عمران، پردیس بین الملل دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۲- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

چکیده

در قاب‌های خمشی بتن آرمه، در محل مفصل پلاستیک تیرهای بتنی، بیشترین تغییر شکل‌های مورد نیاز سازه تأمین می‌شود و به همین دلیل است که همواره در آیین‌نامه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای، ضوابط بسیار سخت‌گیرانه‌ای در مورد فاصله بین آرماتورهای عرضی در نظر گرفته شده است که اجرا و بتن‌ریزی در این نواحی را به دلیل ازدیاد آرماتور دچار مشکل می‌کند. در محل مفصل پلاستیک تیرهای بتنی با ارتفاع زیاد، به دلیل ازدیاد نیاز کرنشی آرماتورهای طولی، آرماتورهای با قطر کم تحت بارهای چرخه‌ای، دچار کمانش شده و به صورت خستگی تحت کمانش بارهای چرخه‌ای کوتاه، گسیخته می‌شوند. در این پژوهش، با معرفی یک سیستم جدید برای استفاده در محل مفصل پلاستیک تیرهای بتن مسلح، سعی شده تا مشکلات مطرح شده در مفصل پلاستیک سازه‌های بتنی کاهش داده شود. بررسی‌های انجام شده در این تحقیق، هم به صورت آزمایشگاهی و هم به صورت عددی بوده که در ابعاد واقعی و تحت بار چرخه‌ای، در نظر گرفته شده است. در سیستم معرفی شده جدید در محل مفصل پلاستیک، با استفاده از دو ورق فولادی خم و سوراخ‌کاری شده، یک سیستم مهارتی برای آرماتورهای طولی ساخته شده است که هم بتواند یک محصورشدگی مناسب برای کمانش آرماتورهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک باشد، و هم با افزایش محصورشدگی بتن هسته مرکزی تیر، شکل‌پذیری سیستم را افزایش دهد. نمونه‌های آزمایشگاهی تعداد ۲ نمونه ۵ متری بوده که نمونه اول، بدون ورق دورگیر فولادی و به صورت معمولی طراحی و ساخت شده است ولی در نمونه دوم، از سیستم ضد کمانش ورق دورگیر کننده استفاده شده است. با مشاهده نتایج آزمایش‌های تجربی و عددی، می‌توان به این نتیجه رسید که با استفاده از ورق فولادی در محل مفصل پلاستیک، از کمانش آرماتورهای طولی به صورت کلی در جهت خارج از تیر، جلوگیری شده است. همچنین با تحلیل مدل‌های عددی با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود *LS-Dyna*، عملکرد مثبت این سیستم بررسی شده است.

کلمات کلیدی: کمانش، تیر بتنی، مفصل پلاستیک، رفتار چرخه‌ای، آرماتور طولی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2023.409497.3188	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2023.409497.3188	۱۴۰۲/۰۴/۳۱	۱۴۰۲/۰۸/۲۶	۱۴۰۲/۰۸/۲۶	۱۴۰۲/۰۷/۱۶	۱۴۰۲/۰۵/۱۲
سعید تاروردیلو s.tarverdilo@urmia.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

یکی از پرکاربردترین سیستم‌های باربری جانبی در سازه‌های بتنی، سیستم قاب خمشی است که در این نوع از سیستم باربری جانبی، تغییر شکل‌های اعمال شده بر روی سازه، در محل اتصال تیر به ستون یا مفاصل پلاستیک، تحمل می‌شود. در محل مفصل پلاستیک به دلیل وجود نیاز شکل‌پذیری بالا و ایجاد ترک‌های مختلف بر روی بتن، وظیفه تأمین این نیاز شکل‌پذیری بر روی آرماتورهای طولی در محل ترک‌ها تحمیل می‌شود. به دلیل کرنش‌های بالای آرماتورهای طولی در این ناحیه و رفتار چرخه‌ای ایجاد شده در بارگذاری لرزه‌ای، امکان ایجاد کمناش در اثر خستگی با چرخه کم^۱ را افزایش می‌دهد [۱-۴]. چانگ و کسلر در سال ۱۹۵۸ از اولین کسانی بودند که مکانیسم خستگی تیرهای بتن مسلح مقیاس کوچک را مطالعه کردند و کشف کردند که بارهای چرخه‌ای کم سطح منجر به شکست خستگی میلگردها می‌شود، در حالی که بارهای چرخه‌ای سطح بالاتر منجر به شکست فشاری برشی می‌شود [۵؛ ۶]. برونو و همکارانش یافتند که با اعمال بارگذاری تکرارشونده در هر سطحی، تغییر شکل‌های پیش‌رونده در نمونه تیر بتنی رخ می‌دهد که این امر به دلیل کاهش اتصال آرماتورهای طولی و بتن و همچنین به دلیل اضافه ترک‌های ایجاد شده در ناحیه کششی اتفاق می‌افتد [۷]. یکی از عوامل مهم در جلوگیری از ایجاد کمناش در اثر خستگی با چرخه کم، ایجاد مهار جانبی مناسب توسط آرماتورهای عرضی است و هرچه مقدار آرماتورهای عرضی بیشتر باشد، احتمال کمناش آرماتورهای طولی و گسیختگی پیش از موعد را کاهش می‌دهد [۸-۱۰]. بنابراین افزایش آرماتورهای عرضی در محل مفصل پلاستیک، می‌تواند منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم باربری شود. همچنین در مفصل‌های پلاستیک، مطالعات نشان داده شده است که با کاهش قطر آرماتورهای طولی در تیرهای بتنی، مقدار شکل‌پذیری افزایش می‌یابد [۱۱]. کاهش احتمال کمناش در آرماتورهای طولی، ارتباطی با افزایش تعداد آرماتورهای عرضی یا کاهش فاصله آن‌ها خواهد داشت. به صورتی که نقش اصلی برای آرماتورهای عرضی بیش از این که محصورشدگی بتن باشد، بیشتر در جلوگیری از کمناش آرماتورهای طولی مؤثر است [۱۲]. با توجه به مجموعه این عوامل، تأمین محصورشدگی مناسب برای آرماتورهای طولی به یک امر حیاتی برای افزایش شکل‌پذیری قاب بتنی و جلوگیری از کمناش آرماتورهای طولی تبدیل شده است.

در این‌گونه موارد استفاده از سیستم ضد کمناش، به‌عنوان یک جایگزین برای آرماتورهای عرضی، مزیت‌هایی به دنبال خواهد داشت. سیستم‌های ضد کمناش طراحی شده برای آرماتورهای طولی می‌تواند در طول یکنواختی از مفصل پلاستیک، مهار جانبی مناسب را ایجاد نماید و از کمناش تحت بارهای فشاری یا چرخه‌ای به مقدار زیادی جلوگیری نماید. محققان زیادی بر روی سیستم‌های ضد کمناش برای آرماتورهای طولی در مفصل پلاستیک ستون‌های بتنی مطالعه کرده‌اند [۱۳-۲۰]. همچنین با استفاده از این نوع سیستم‌های ضد کمناش، نیاز کرنشی در محل ترک‌های موضعی در مفصل پلاستیک محدود نشده و توزیع نیاز کرنشی نسبت به حالت استفاده از آرماتورهای عرضی، یکنواخت خواهد شد. یکی دیگر از مزیت‌های استفاده از سیستم‌های ضد کمناش برای آرماتورهای طولی این است که با استفاده از تضعیف نمودن اتصال بین آرماتورهای طولی و بتن، نوع گسیختگی تیر بتنی از برشی به خمشی تغییر خواهد یافت و مقاومت برشی تیر افزایش می‌یابد [۲۱-۲۵] همچنین ایجاد جدادشدگی در اتصال بتن و آرماتور در نواحی مفصل پلاستیک به شکل‌پذیری المان نیز کمک بسیار زیادی می‌کند [۲۴؛ ۲۶-۳۳]. می‌توان با استفاده از جدادشدگی این اتصال بین بتن و آرماتورهای طولی، فاصله آرماتورهای عرضی را در نواحی مفصل پلاستیک افزایش داد [۳۴]. این جدادشدگی حتی در المان‌های پیش‌ساخته نیز به بهبود رفتار لرزه‌ای کمک خواهد کرد [۳۵].

استفاده از سیستم‌های ضد کمناش موضعی برای هر آرماتور و دورگیری تک‌به‌تک آرماتورهای طولی در ساخت سازه‌های بتنی با مشکلاتی اجرایی همراه خواهد بود. به همین دلیل، با توجه به ارائه شیوه‌هایی برای بهبود رفتار آرماتور در کمناش و همچنین حل مشکل توزیع کرنش در تک ترک‌های ایجاد شده در اعضای با نسبت آرماتور پایین با استفاده از سیستم‌های ضد کمناش معرفی شده توسط سایر محققین، همچنان از سیستم‌های قدیمی برای طراحی تیرها در قسمت مفصل پلاستیک استفاده می‌شود. در این تحقیق با استفاده از نتایج آزمایش‌های گذشته، یک روش جدید برای افزایش محصورشدگی جانبی در محل مفصل پلاستیک معرفی شده است. در این روش، دو ورق

¹ Low Cycle Fatigue

فولادی به صورت U شکل از بالا و پایین آرماتورهای اصلی در داخل مقطع، قرار می‌گیرد و در کناره‌ها توسط چندپیچ به یکدیگر متصل می‌شوند. این ورق‌ها در بالا و پایین دارای چند سوراخ بوده تا هوای محبوس شده در داخل بتن، به راحتی هنگام بتن‌ریزی تخلیه شده و بتن اطراف ورق اتصال مناسبی با آن پیدا نماید. این ورق دورگیر فولادی، فقط در ناحیه مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده است که اولاً از کمناش آرماتورهای طولی در بالا و پایین مقطع جلوگیری می‌کند. ثانیاً با یکنواخت شدن نیروهای اعمالی از ورق به آرماتورهای طولی، نیاز کرنشی به صورت یکنواخت در طول ورق بر روی آرماتورهای طولی وارد می‌شود. ثالثاً با افزایش محصورشدگی بتن در محل مفصل پلاستیک، شکل‌پذیری عضو را افزایش می‌دهد. همچنین با استفاده از این سیستم، می‌توان اتصال بتن و آرماتورهای طولی را در نواحی مفصل پلاستیک تضعیف نموده و مود گسیختگی برشی تیر را به تعویق انداخت. در ادامه به بررسی آزمایشگاهی و عددی این روش جدید پرداخته شده است.

۲- مشخصات اولیه و هندسه مقطع

مدل‌های آزمایشگاهی در این تحقیق دو مدل در ابعاد واقعی^۲ بوده که در مرکز تحقیقات مدیریت بحران و مهندسی زیرساخت واقع در پردیس دانشگاه ارومیه ساخته و تحت آزمایش قرار گرفته است. هر نمونه آزمایشگاهی شامل دو تیر بتن مسلح با عرض ۳۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر و به طول ۲۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد که به یک ستونک مربعی شکل با ابعاد ۵۰۰ در ۵۰۰ میلی‌متر متصل شده است. طراحی مقاطع به نحوی صورت گرفته است که آرماتورهای طولی به پایین‌ترین درصد مجاز در آیین‌نامه ACI 318-14 برسد. مشخصات کاملی از جزئیات مقطع تیر و ستون انتخابی در جدول ۲ آورده شده است. شکل ۱ نشان‌دهنده هندسه نمونه و نحوه آرماتورگذاری آن است. برای استقرار نمونه زیر جک هیدرولیک بارگذاری، از دویانه بتن مسلح که مخصوص این آزمایش ساخته شده است، به عنوان تکیه‌گاه استفاده شده است. جزییات بیشتری از این دو تکیه‌گاه را می‌توان در شکل ۱ و شکل ۲ مشاهده نمود.

تیر شماره ۱ نمونه مینا است که در آن فقط از میلگردهای فولادی برای آرماتور گذاری استفاده شده است. تیر شماره ۲ نمونه‌ای است که به اندازه ۳۰ سانتی‌متر از بر تکیه‌گاه از ورق فولادی دورگیر کننده در آن استفاده شده است. جزییات آرماتور گذاری و جزییات هندسی نمونه شماره ۲، در شکل ۲ نشان داده شده است. در این نمونه، به جای استفاده از آرماتورهای عرضی معمولی در محل مفصل پلاستیک، دو ورق فولادی که به شکل U خم شده‌اند، به هم اتصال یافته و اطراف آرماتورهای طولی قرار می‌گیرد. این دو ورق در بالا و پایین خود با ۵ پیچ با مقاومت ۸.۸ با قطر ۱۲ میلی‌متر به یکدیگر متصل می‌شوند. با توجه به محاسبات انجام شده برای برش پیچ‌ها در محل اتصال دو ورق فولادی، از دو ورق فولادی به ضخامت ۲ میلی‌متر و عرض ۱۰ سانتی‌متر در دو طرف محل قرارگیری پیچ‌ها (به صورت کلی در هر سمت ۴ عدد) استفاده شده است. ورق‌های ساخته شده در این مرحله و محل قرارگیری آن‌ها را می‌توانید در **Error! Reference source not found.** برای خروج هوا هنگام بتن‌ریزی از درون ورق‌های فلزی ساخته شده، در بالا و پایین آن تعداد ۹ عدد سوراخ به قطر ۲۰ میلی‌متر با استفاده از دستگاه برش لیزری در آن ایجاد شده است. در اطراف ورق‌ها و در محل پیچ‌ها، سوراخ‌های با قطر ۱۴ میلی‌متر با برش لیزری برای عبور پیچ‌ها، در نظر گرفته شده است.

۳- مشخصات مصالح

۳-۱ آرماتورهای فولادی

در دو نمونه آزمایشگاهی ساخته شده از یک نوع آرماتور طولی و عرضی استفاده شده است. آرماتورهای طولی به قطر ۱۲ بوده که در دو قطعه تحویل آزمایشگاه مقاومت مصالح گردید تا طبق استاندارد ملی ایران به نام "میل‌گردهای فولادی گرم نورد دیده برای تسلیح بتن- ویژگی‌ها و روش‌های آزمون" [۶۴] به شماره ۳۱۳۲ تحت آزمایش کشش قرار گیرند. نتایج این آزمایش برای دو نمونه از آرماتورهای طولی در دمای ۲۲ درجه و رطوبت نسبی ۳۲ درصد، در جدول ۲ آورده شده است.

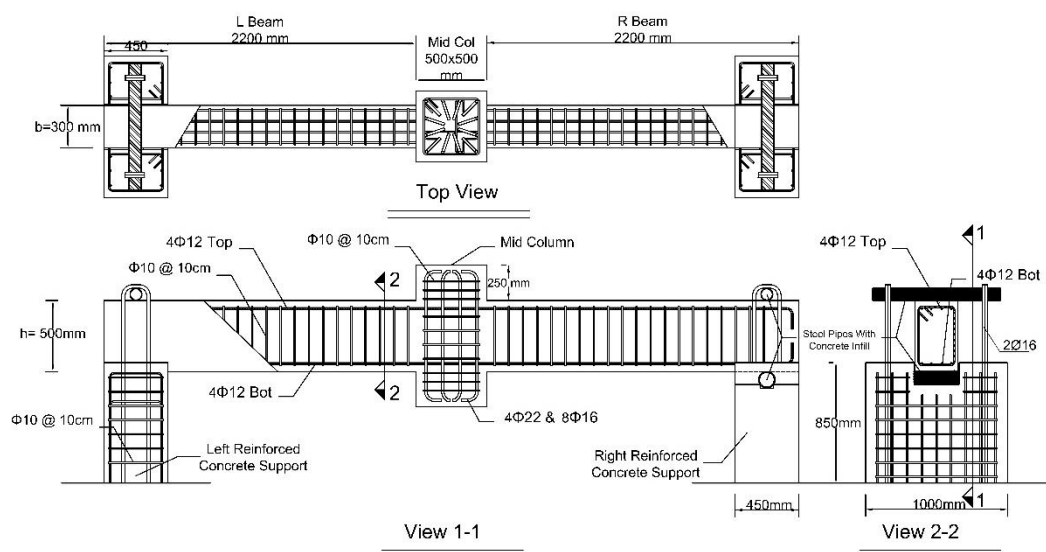
² Full Scale

جدول ۱ مشخصات آرماتورهای مورد استفاده در ساخت نمونه‌های ۱ و ۲

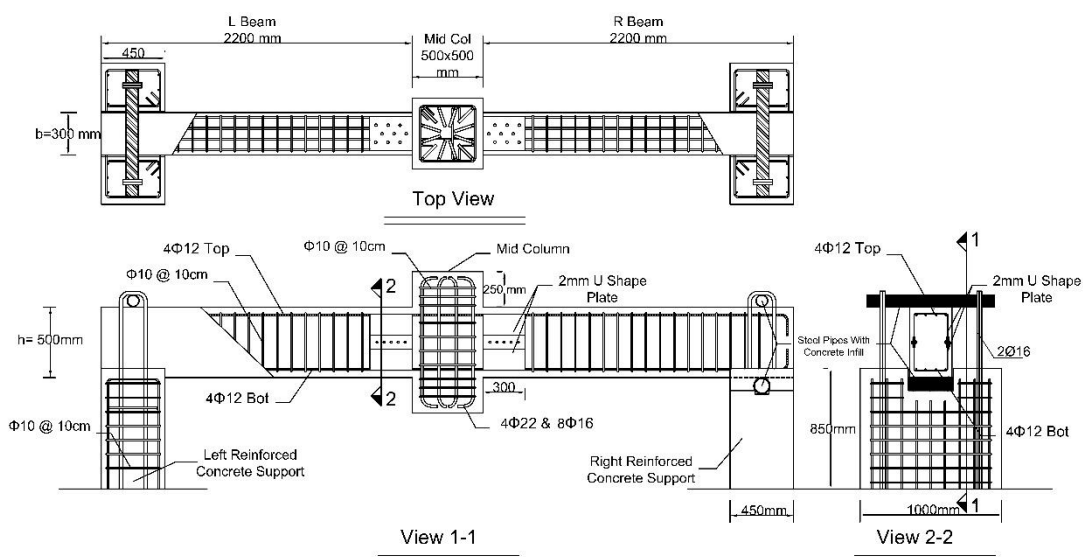
ردیف	قطر آرماتور	استحکام تسلیم f_{yk} (MPa)	استحکام نهایی f_{su} (MPa)	ازدیاد طول نسبی $\epsilon_s\%$
۱	$\phi 12$	۴۸۸	۶۲۶	۲۱/۶
۲	$\phi 12$	۴۸۷	۶۲۲	۲۱/۸

جدول ۲ مشخصات هندسی نمونه‌های مورد آزمایش

نام مشخصه	مقدار	واحد	نماد
ارتفاع تیر	۵۰۰	mm	h
عرض تیر	۳۰۰	mm	b
مساحت خالص تیر	۱۵۰۰۰	mm ²	A_g
عرض ستون	۵۰۰	mm	
ارتفاع ستون	۱۰۰۰	mm	
تعداد آرماتورهای کششی	۴	-	
تعداد آرماتورهای فشاری	۴	-	
قطر آرماتورهای طولی تیر	۱۲	mm	d_b
قطر آرماتورهای عرضی تیر	۱۰	mm	d_s
طول المان تیر	۲۲۰۰	mm	L_b



شکل ۱ مشخصات هندسی و آرماتور گذاری نمونه شماره ۱



شکل ۲ مشخصات هندسی و آرماتور گذاری نمونه شماره ۲

۲-۳ ورق فولادی دورگیر

برای ساخت نمونه تیر بتنی دورگیر شده در محل مفصل پلاستیک، از ورق با ضخامت ۲ میلی متر استفاده شده است. این ورق‌ها در کارگاه خم کاری شده و محل سوراخ‌های مورد نیاز برای پیچ‌های اطراف ورق و همچنین در بالا و پایین ورق‌ها به وسیله برش لیزری برشکاری شده است. در **Error! Reference source not found.** محل و نحوه نصب ورق‌های فولادی در نمونه شماره ۲ پس از قرارگیری ورق‌ها در محل خود و بستن پیچ‌ها، نشان داده شده است. آزمایش کشش برای تعیین رفتار ورق فولادی طبق آیین‌نامه سازمان بین‌المللی استاندارد ISO به شماره ۶۸۹۲ انجام شده است و منحنی رفتاری آن طبق شکل ۴ به دست آمده است [۶۵]. استحکام تسلیم و نهایی این ورق به ترتیب برابر با ۳۱۵ و ۳۸۲ مگاپاسکال به دست آمده است. همچنین ازدیاد طول نسبی این ورق طبق نتایج به دست آمده برابر با ۳۲ درصد است. این آزمایش در دمای ۲۲ درجه و رطوبت ۲۸ درصد صورت گرفته است. برای تعیین ضخامت ورق فولادی، ضخامت آن با توجه به طول ورق، نسبت به آرماتورهای عرضی حذف شده، معادل سازی شده است که در نمونه ۲ تعداد ۳ آرماتور عرضی حذف شده است. با در نظر گرفتن اختلاف مقاومت تسلیم ورق فولادی و آرماتورهای عرضی و معادل سازی در نظر گرفته شده، حداقل ضخامت ورق برابر با ۱.۲۴ میلی متر تعیین شده است. ضخامت ۲ میلی متر استفاده شده در نمونه ۲ به دلیل نبود ضخامت کمتر ورق با این نوع فولاد، اجرا شده است.



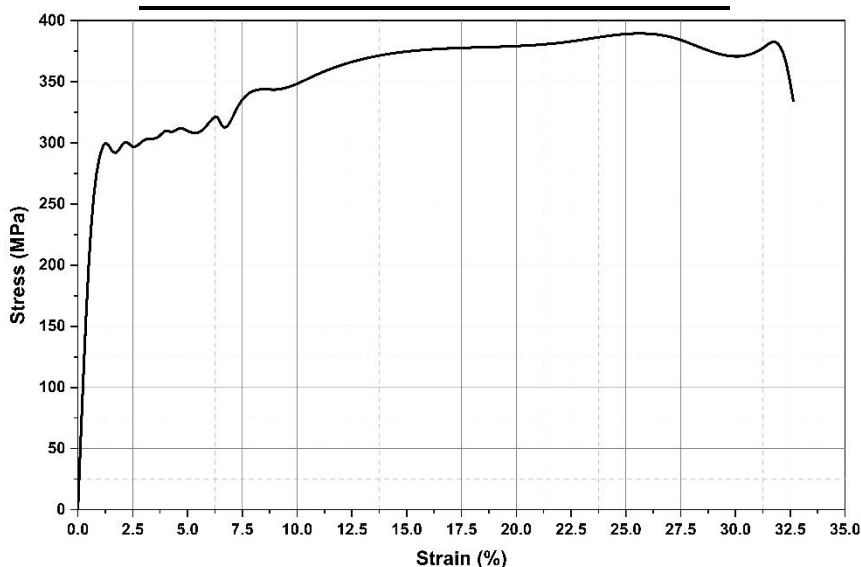
شکل ۳ محل و نحوه نصب ورق‌های فولادی در محدوده مفصل پلاستیک تیرهای بتنی نمونه شماره ۲

۳-۳ بتن مصرفی

به دلیل حجم بالای بتن ریزی در آزمایشگاه برای بتن ریزی نمونه‌های آماده شده، از روش بتن ریزی با بتن آماده استفاده شده است. مقدار رده مقاومتی در نظر گرفته شده برای بتن مصرفی از نوع C25 است. اختلاط و عمل آوری بتن آماده مصرف شده طبق استاندارد ملی ایران (INSO) به شماره ۶۰۴۴ به نام "بتن آماده - ویژگی‌ها" [۳۶] تهیه شده است. مشخصات اعلام شده توسط شرکت بتن آماده در جدول ۳ آورده شده است. برای آزمودن مقاومت فشاری بتن مورد استفاده، سه نمونه استوانه‌ای به ارتفاع و قطر ۳۰ و ۱۵ سانتی‌متر از محل بتن ریزی نمونه‌گیری شده است که پس از عمل آوری در حوضچه آب به مدت ۲۸ روز، تحت آزمایش فشار مستقیم قرار داده شده است که نتایج آن در جدول ۴ قابل مشاهده است.

جدول ۳ جزئیات طرح اختلاط بتن آماده

واحد	مقدار	وزن در یک مترمکعب بتن
kgf	۳۸۰	سیمان
kgf	۱۳۰۰	سنگ‌دانه ریز
kgf	۶۰۰	سنگ‌دانه درشت
kgf	۱۲۰	آب



شکل ۴ منحنی تنش کرنش ورق فولادی استفاده شده برای تیر شماره ۲

جدول ۴ نتایج آزمایش فشاری بر روی نمونه‌های استوانه‌ای از بتن آماده

پارامتر	واحد	نمونه ۱	نمونه ۲	نمونه ۳
نیروی شکست نمونه	kN	۴۶۵/۱	۴۵۴/۳۲	۴۷۸/۱۸
مقاومت شکست	MPa	۲۶/۳۲	۲۵/۷۱	۲۷/۰۶

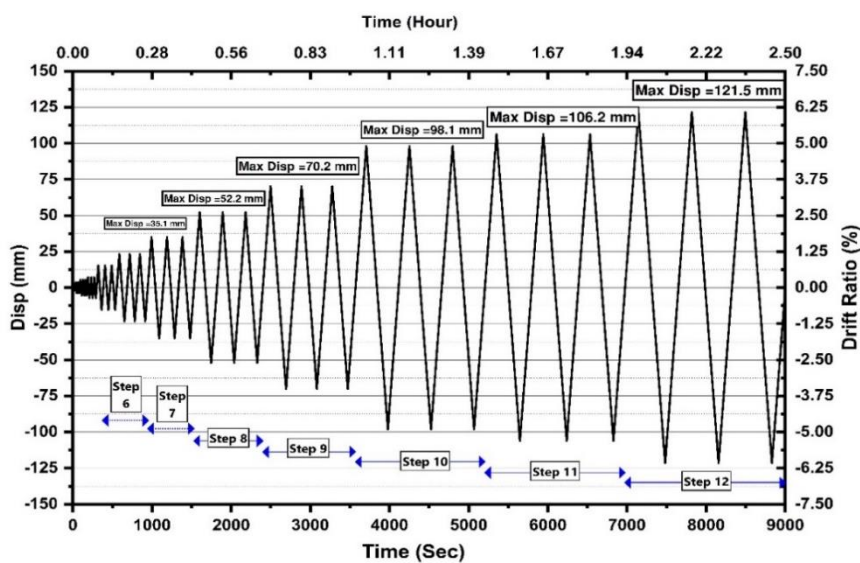
۴- روش آزمایش و پروتکل بارگذاری

پروتکل بارگذاری اعمالی بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی طبق آنچه در شکل ۵ مشاهده می‌شود، به دستگاه وارد شده است. بارگذاری در گام‌های ۲ مختلف به هر نمونه وارد شده است که هر گام، شامل سه چرخه (سیکل) کامل بارگذاری است. برای اینکه بتوان این بارگذاری چرخه‌ای را توسط جک هیدرولیکی اعمال کرد، نیاز بود تا قطعه‌ای ساخته شود تا با اتصال آن به جک، بتوان نیروهای کششی و

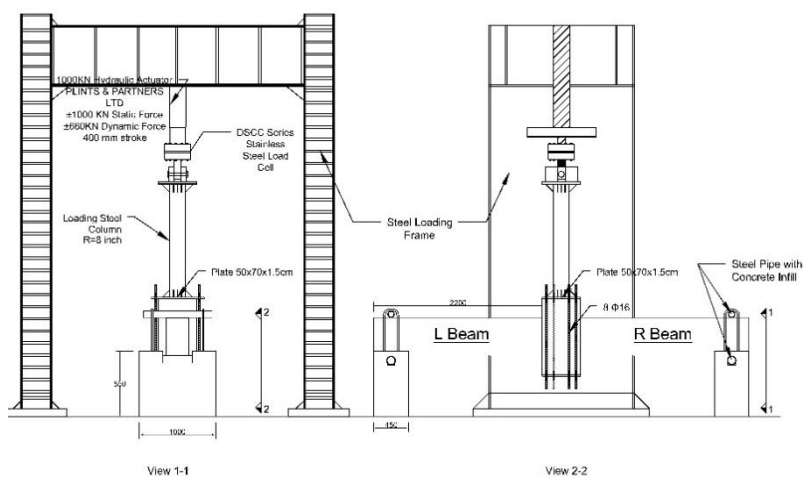
Step³

فشاری را به ستون میانی وارد نمود. به همین دلیل یک ستون فولادی با پروفیل دایره‌ای با قطر ۲۰۰ میلی‌متر و ضخامت ۸ میلی‌متر متصل به ورق با ضخامت ۱۵ میلی‌متر و به ابعاد ۵۰۰ در ۷۰۰ میلی‌متر تقویت شده با سخت‌کننده، ساخته شد که از بالا نیروی فشاری لازم را به نمونه وارد کند. همچنین برای نیروهای کششی، یک ورق به فولادی به ضخامت ۱۵ میلی‌متر تقویت شده با سخت‌کننده در زیر ستونک بتنی قرار گرفت و برای اتصال آن به ورق بالایی و کارکرد منظم سیستم، از ۸ آرماتور با ضخامت ۲۰ میلی‌متر استفاده شده تا بتوان بارگذاری چرخه‌ای را بر روی نمونه بتنی اعمال کرد. در شکل ۶ می‌توانید نحوه قرارگیری نمونه‌های تیر بتن‌آرمه در زیر جک هیدرولیکی به همراه قطعات متصل شده به آن (ستون فولادی به همراه ورق‌های اتصال بالا و پایینی) را مشاهده بفرمایید. پروتکل بارگذاری طبق یکی از گزارشات PEER که مرتبط با این آزمایش می‌باشد، انتخاب شده است [۳۷].

برای اتصال تکیه‌گاه‌ها به کف، در کنار هر تکیه‌گاه بتنی یک صفحه فلزی در هر طرف کار گذاشته شده بود که بتوان با استفاده از چهار ورق فولادی به ضخامت ۱۵ میلی‌متر و جوش سرتاسری، تکیه‌گاه‌ها به کف صلب آزمایشگاه متصل شود. در تکیه‌گاه‌ها دو پروفیل لوله‌ای فولادی به قطر ۱۱ سانتی‌متر، برای شبیه‌سازی شرایط تکیه‌گاه غلتکی استفاده شده است که یکی در زیر تیر و دیگری در بالای آن قرار می‌گیرد. برای مهار غلتک بالایی، همان‌طور که در شکل ۶ نشان داده شده است، از دو میل‌گرد به قطر ۱۶ استفاده شده است. همچنین برای مهار کلی پایه و غلتک بالایی در بارهای روبه بالا، از دو کابل فلزی به قطر ۱۸ متصل به کف صلب زمین استفاده شده است. پس از ساخت ستون فلزی بارگذاری، نمونه‌های آزمایشگاهی بر روی دوپایه قرار گرفته و تراز شده و سپس ستون بارگذاری فلزی بر روی آن نصب می‌شود. در بالای ستون فلزی نیز توسط ۱۲ پیچ با مقاومت بالا به جک هیدرولیکی وصل می‌شود. این جک هیدرولیکی توسط سیستم کامپیوتری وصل شده به آن قابل برنامه‌ریزی است و تاریخچه بارگذاری توسط نرم‌افزار مخصوص آن به دستگاه معرفی و اعمال می‌شود.



شکل ۵ پروتکل بارگذاری چرخه‌ای وارد شده بر روی نمونه‌ها (بارگذاری از نوع کنترل جابه‌جایی)

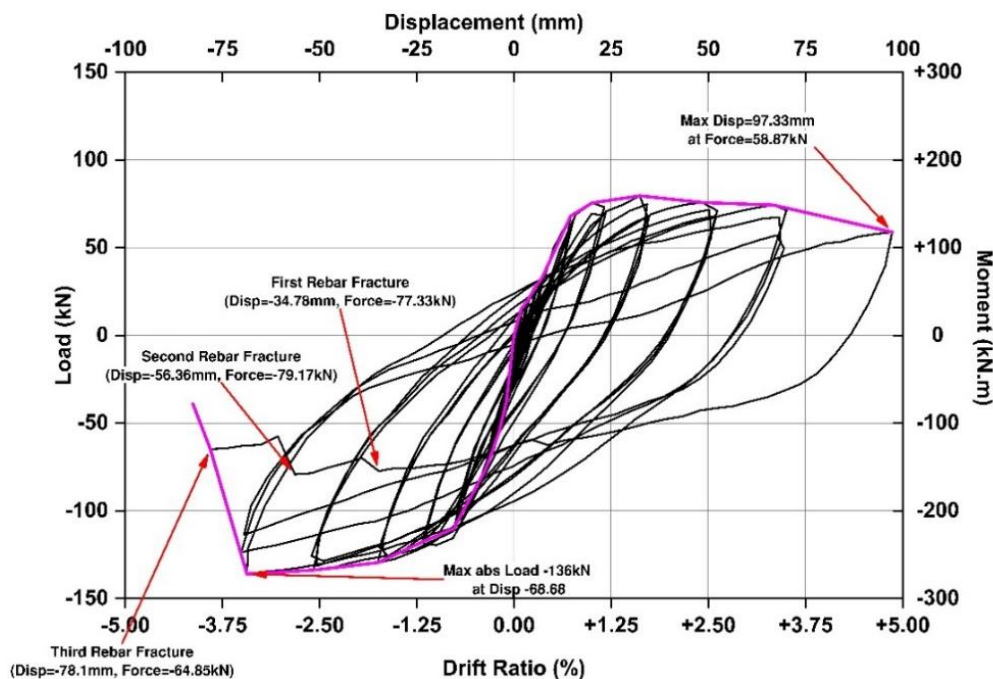


شکل ۶ نحوه قرارگیری نمونه‌های تیر بتن آرمه در زیر جک هیدرولیکی

۵- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی

آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی شماره ۱ (مدل پایه) و مدل ۲ (مدل دور گیر شده با ورق فولادی)، تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیک انجام شده است که نمونه شماره ۱ در زمان ۲ ساعت و ۳۷ دقیقه در سیکل اول گام دهم بارگذاری، دچار گسیختگی کلی شده است. بار لحظه گسیختگی در نمونه شماره ۱ برابر با ۳۸.۹۸ کیلونیوتن است. گسیختگی نمونه شماره ۲ با ورق‌های فولادی در ناحیه مفصل پلاستیک، در مدت زمان ۲ ساعت ۴۸ دقیقه، در سیکل دوم گام دهم بارگذاری رخ داد. بار لحظه گسیختگی در نمونه شماره ۲، برابر با ۲۲.۶۵ کیلونیوتن است. تعداد ترک‌های نمونه شماره ۱ برابر با ۶۹ ترک بر روی دو تیر چپ و راست نمونه می‌باشد. این عدد برای آزمایش شماره ۲، مدل دورگیر شده با ورق فولادی در تیر دو سمت نمونه، به تعداد ۳۱ ترک کاهش یافته است. طول کلی ترک‌ها به صورت قابل توجهی در نمونه شماره ۲ نسبت به تیر شماره ۱ کاهش یافته است. نوع ترک‌های ایجاد شده در نمونه شماره ۱ ترک‌های خمشی و ترک‌هایی خمشی برشی می‌باشد ولی در نمونه شماره ۲ همه ترک‌های ایجاد شده به صورت خمشی (قائم) ایجاد شده است (شکل ۹ و شکل ۱۰). ترک‌های ایجاد شده بر روی نمونه مبنا در طول مفصل پلاستیک گسترده شده است ولی در نمونه شماره ۲، ترک‌ها در ابتدا و آخر محل قرارگیری ورق دورگیر فولادی، به صورت قائم تشکیل شده است. در نمونه شماره ۱، با شکست کامل ۳ میلگرد افقی، نمونه مقاومت خود را از دست می‌دهد. در نمونه ۲، نمونه با شکست ۴ میلگرد افقی همچنان وارد فاز افزایش مقاومت می‌شود (نمودار شکل ۹)

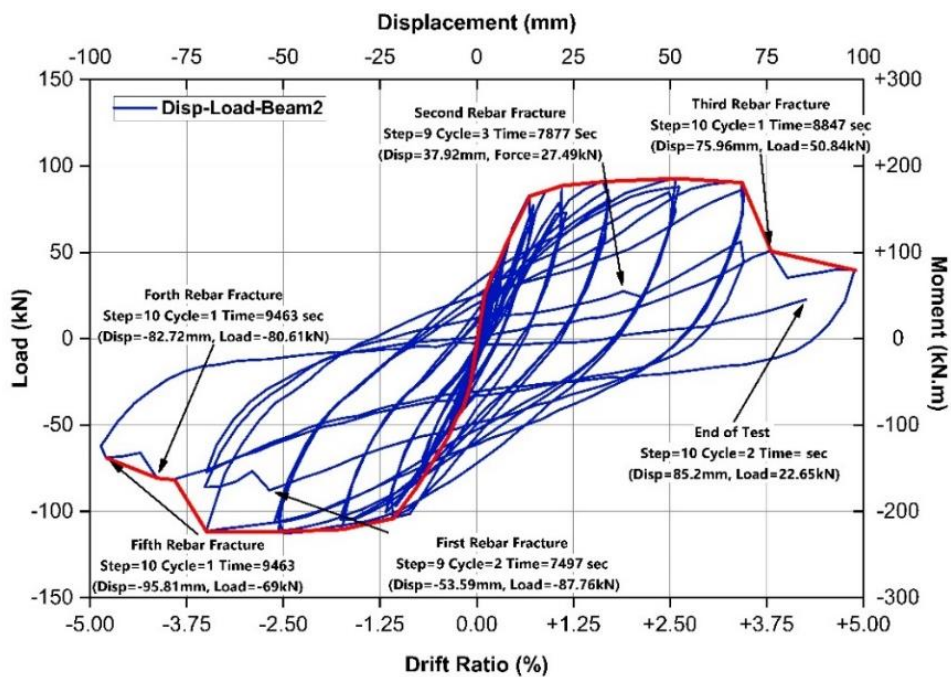
در شکل ۱۱ وضعیت کمانش میلگردهای طولی نمونه‌های یک و دو در محل شکست نشان داده شده است. در نمونه شماره ۱، کمانش میلگردها در گام شماره ۹ شروع شده و به صورت کمانش کلی خارج از صفحه افقی ردیف آرماتورهای طولی شکل گرفت که به صورت مود کمانش کلی است. در نمونه شماره ۲، کمانش خارج از صفحه تا آخر بارگذاری مشاهده نشده است و پس از برداشتن ورق فولادی از اطراف آرماتورهای طولی، فقط کمانش داخل صفحه ایجاد شده است که مود اصلی کمانش آرماتورهای طولی نمی‌باشد. بنابراین با استفاده از سیستم دورگیر در اطراف فولادهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک، باعث شده تا جلوی کمانش میلگردهای طولی گرفته شود و همچنین شکل‌پذیری مقطع افزایش یابد. با توجه به اینکه در نمونه شماره ۲ با شکست ۵ میلگرد نیز همچنان سازه قابلیت تحمل جابه‌جایی‌های بیشتر را داشته است به این نتیجه می‌رسیم که ایمنی سازه نیز با استفاده از این ورق‌های فولادی، نسبت به نمونه‌های معمولی افزایش داشته است. نتایج آزمایش موید کفایت روش پیشنهادی در جلوگیری از وقوع کمانش آرماتور به بیرون هسته بود، ولی بعلت مشکل تخلخل بتن در زیر غلاف فولادی این بار کمانش در داخل صفحه افقی رخ داده است. این مسئله بیانگر اهمیت مترام نمودن بتن در ناحیه غلاف فولادی و ضرورت اتخاذ تدابیری برای جلوگیری از این امر در استفاده عملی از روش پیشنهادی است. یکی از این تدابیر می‌تواند بزرگتر در نظر گرفتن حفره‌های بالا و پایین ورق فولادی برای خروج بهتر هوا و بهتر مترام نمودن بتن باشد.



شکل ۷ منحنی بار جابه‌جایی نمونه اول تحت بارگذاری چرخه‌ای

روند مشاهده شده در آزمایش بدین گونه بوده که تا زمانی که رفتار نمونه سخت‌شونده است، مفاصل پلاستیک در طرفین ستون میانی می‌شوند. با شروع کاهش مقاومت شکست در یکی از مفاصل پلاستیک متمرکز شده و با کاهش مقاومت در مفصل پلاستیک دیگر باربرداری رخ می‌دهد و به عبارتی تمرکز شکست رخ می‌دهد. این امر با گزارش‌های مبتنی بر تمرکز شکست در مواردی که منحنی نیرو تغییر مکان توام با کاهش مقاومت است همخوانی دارد [۳۸]. به همین علت در هر دو مدل آزمایشگاهی شکست از یک نقطه شکل گرفته است.

در مورد ظرفیت دورانی اتصال دو نمونه، منحنی پوش دوران-لنگر در انتهای مفصل پلاستیک در شکل ۱۲ نشان داده شده است. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که مقدار دوران در محل مفصل پلاستیک در نمونه شماره ۲ (نمونه دارای ورق فولادی) تقریباً تا انتهای زمان بارگذاری، تقریباً برابر با نیمی از دوران ایجاد شده در نمونه شماره ۱ (نمونه مینا) می‌باشد. این امر به علت وجود ورق فولادی در محل مفصل پلاستیک و کاهش تمرکز دوران در محل مفصل پلاستیک و انتقال آن به ناحیه بیشتری از تیر می‌باشد که این خود نشانگر بهبود رفتار نمونه تیر بتنی با استفاده از ورق‌های فولادی است.



شکل ۸ منحنی بار جابه‌جایی نمونه دوم تحت بارگذاری چرخه‌ای



(LBeam) تیر سمت چپ (ب)



(RBeam) تیر سمت راست (الف)

شکل ۹ وضعیت تیرهای سمت راست و چپ نمونه ۱ در آخرین لحظه آزمایش



(ب) تیر سمت چپ (LBeam)



(الف) تیر سمت راست (RBeam)

شکل ۱۰ وضعیت تیرهای سمت راست و چپ نمونه ۲ در آخرین لحظه آزمایش

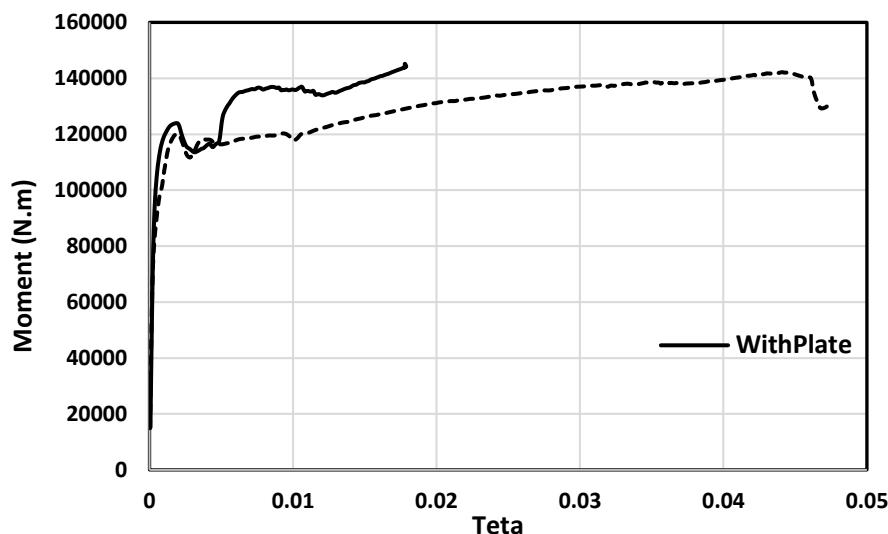


(ب) نمونه شماره ۲



(الف) نمونه شماره ۱

شکل ۱۱ وضعیت کماتش میلگردهای طولی برای نمونه‌های ۱ و ۲ در محل مفصل پلاستیک



شکل ۱۲ وضعیت کمانش میلگردهای طولی

۶- مدل سازی عددی و پارامترهای مورد استفاده

برای مدل سازی سازه های بتن آرمه نرم افزارهای زیادی وجود دارند که با توجه به بررسی های انجام شده، یکی از بهترین نرم افزارهای تجاری موجود برای تحلیل سازه های بتن آرمه تحت بار چرخه ای که مدل رفتاری مختلفی برای مدل سازی بتن دارد، نرم افزار Ls-Dyna می باشد. این نرم افزار مزیت های فراوانی دارد که می توان به داشتن المان ها و مدل های رفتاری مصالح بسیار متنوع و گوناگون و همچنین دارا بودن موتور حل مسائل استاتیکی و دینامیکی به روش صریح^۴ و ضمنی^۵ را نام برد. نرم افزار Ls-Dyna در سال ۱۹۷۶ برای اولین بار با نام DYNA3D منتشر شد که در آن زمان، امکانات بسیار محدودی را ارائه می کرد [۳۹]. برای شبیه سازی مدل های آزمایشگاهی از نرم افزار LS-PrePost ویرایش ۴/۹ و برای تحلیل از حل گرهای LS-Dyna ویرایش R13 استفاده شده است. لازم به ذکر است که در این مدل عددی برای واحد طول از میلی متر، برای واحد نیرو از نیوتن، برای واحد زمان از میلی ثانیه استفاده شده است.

۶-۱ مدل سازی آرماتورها و اتصال بین آرماتورهای طولی و عرضی

یکی از مهم ترین قسمت های مدل سازی هر سازه بتن آرمه به صورت اجزای محدود، مدل سازی آرماتورهای آن می باشد. برای مدل سازی آرماتورهای طولی و عرضی در نرم افزار LS-Dyna از روش های مختلفی می توان استفاده نمود. روش جدیدتری انحصاراً برای محصور کردن المان های فولادی داخل بتن در نرم افزار بعد از ویرایش R8 در نظر گرفته شد که به آن *CONSTRAINT_BEAM_IN_SOLID یا CBIS گفته می شود. که در این پژوهش نیز از همین قید برای مدفون کردن آرماتورهای طولی، عرضی و آرماتورهای داخل ستون از آن استفاده شده است.

برای در نظر گرفتن اثر آرماتورهای عرضی بر روی آرماتورهای طولی، دو روش وجود دارد. روش اول، منطبق کردن گره های آرماتورهای طولی و عرضی در محل طلاق دو آرماتور می باشد. استفاده از این روش، مدل سازی آرماتورها را تسهیل می بخشد ولی معایب اساسی نیز دارد. با استفاده از این روش مقدار تنش ها و نیروهایی که از آرماتورهای طولی و عرضی به دست می آید غیر واقعی خواهد بود (به دلیل اینکه در واقعیت، آرماتورهای طولی و عرضی، اتصال کاملی باهم ندارند). همچنین با استفاده از اتصال کامل آرماتورهای طولی به عرضی، احتمال رخداد مود کمانش کلی در آرماتورهای طولی به دلیل کوتاه شدن طول آن ها نسبت به حالت واقعی کاهش پیدا می کند. بنابراین از روش دوم که نسبت به روش اول، نتایج واقعی را گزارش می دهد، استفاده شده است. در روش دوم مدل سازی اندرکنش

⁴ Explicit

⁵ Implicit

آرماتورهای طولی و عرضی، اولاً باید آرماتورهای طولی و عرضی بدون انطباق باهم مدل سازی شوند به طوری که مش بندی المان های آرماتور عرضی، از روی آرماتورهای طولی عبور کند. ثانیاً باید از یک تماس^۶ بین آنها استفاده شود. نرم افزار LS-Dyna از Keyword های مختلفی برای تعریف انواع تماس، بهره می برد. طبق توصیه راهنمای نرم افزار، بهترین نوع تماس برای تحلیل Implicit که در این پروژه استفاده شده است، تماس از نوع Mortar می باشد [۳۹]. برای در نظر گرفتن اندرکنش آرماتورهای فولادی، با آزمودن انواع تماس از نوع Mortar، تماس از نوع CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE_MORTAR_TIED* انتخاب شده است. برای در نظر گرفتن سطح دایره ای آرماتور در تماس، پارامتر SBOPT برابر با ۳ در نظر گرفته شده است. همچنین برای در نظر گرفتن اثر فشار و اصطکاک، پارامتر FD و FS برابر ۰/۶ و ۰/۷ وارد شده است.

۲-۶ شرایط مرزی و قیدهای استفاده شده در مدل عددی

برای کاهش زمان تحلیل نمونه های مورد تحلیل، با توجه به اینکه نمونه ها در وسط ستون دارای تقارن می باشد، می توان یک صفحه تقارن در وسط ستون در نظر گرفت. به همین دلیل تنها یک تیر از هر نمونه در مدل سازی عددی، ساخته می شود (شکل ۱۳). همچنین با توجه به اینکه در مدل آزمایشگاهی ساخته شده، از دو تکیه گاه غلتکی در بالا و پایین تیر بتن آرمه استفاده شده است، در مدل عددی در نواحی تکیه گاهی در دو خط بالا و پایین تیر بتنی، شرایط مرزی به صورتی تعریف شده است که فقط جابه جایی در راستای قائم یا Uz محدود شود تا شرایط تکیه گاه مفصلی شبیه سازی شود. دو نوع قید برای این مدل های عددی در نظر گرفته شده است که قید اول، برای مدفون کردن آرماتورهای طولی و عرضی بود که همان طور که در قسمت قبل گفته شد از قید نوع CBIS استفاده شده است. قید دوم برای مدل سازی اثرات مدفون کردن ورق فولادی در داخل بتن است که از قید نوع CONSTRAINT_SHELL_IN_SOLID* در مدل های عددی ساخته شده برای نمونه تیر شماره ۲، استفاده شده است.

۳-۶ مش بندی و نوع المان ها

نرم افزار LS-Dyna برای مدل سازی المان ها از دو نوع تعریف استفاده می کند. یکی از تعاریف المان ها از نقطه نظر هندسی^۷ است که در این تعریف شکل کلی المان ها (نقاط گرهی المان و مختصات آن) مشخص می شود. در مرحله بعد باید تعریف انتگرال گیری^۸ از المان مشخص شود که در این تعریف، تعداد نقاط انتگرال گیری که در یک المان موجود است را می توان در نرم افزار تعیین نمود [۳۹]. دو نوع از پرکاربردترین انواع تعریف انتگرال گیری، انتگرال گیری از نوع کامل^۹ و کاهش یافته^{۱۰} می باشد [۴۰]. انتگرال گیری کامل با اینکه می تواند دقت بیشتری داشته باشد ولی در بسیاری از مسائل، استفاده از المان های با انتگرال گیری کاهش یافته می تواند زمان تحلیل را بسیار کاهش دهد و به همین علت استفاده از انتگرال گیری کاهش یافته بسیار کاربردی خواهد بود [۴۱]. در این تحقیق برای مدل سازی المان های بتن، از المان نوع ELFORM=1 استفاده شده است. المان های مورد استفاده برای آرماتور گذاری، المان از نوع تیر Hughes-Liu تعریف شده است. همچنین برای ورق فولادی دورگیر از المان shell و نوع Belytschko-Tsay که به صورت پیش فرض برای المان های صفحه ای در نرم افزار ارائه شده، استفاده می شود. اندازه مش بندی مورد نظر برای المان های مدل عددی، در المان های بتنی ۳۰ میلی متر و در المان های میلگرد ۱۰ میلی متر در نظر گرفته شده است.

۴-۶ نوع تحلیل صورت گرفته بر روی مدل های عددی و پارامترهای آن

نرم افزار LS-Dyna در نسخه های قدیمی آن فقط برای تحلیل های دینامیکی و انفجار و ضربه در نظر گرفته شده بود. به همین دلیل حل گر Explicit تنها حل گری است که در این نرم افزار استفاده شده بود. این نوع تحلیل برای مسائل ضربه ای با زمان کوتاه بسیار

⁶ Contact

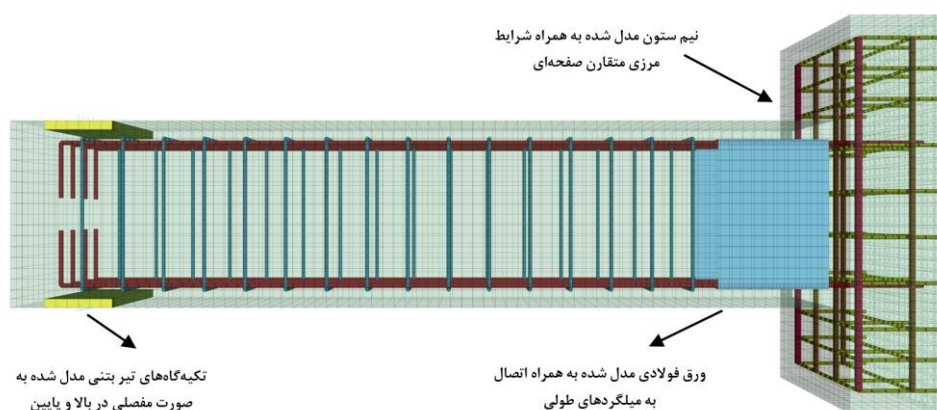
⁷ Geometric definition

⁸ Integration definition

⁹ Full integration

¹⁰ Reduced integration

روش مناسبی می‌باشد. ولی برای تحلیل مسائلی با زمان بارگذاری زیاد (مانند تحلیل‌های شبه استاتیکی^{۱۱}) بسیار سنگین و هزینه‌بر می‌باشد. بنابراین برای تحلیل این نوع مسائل نیاز بود تا یک حل گر ضمنی یا Implicit در نرم‌افزار معرفی شود. برای اولین بار حل گر روش ضمنی در نسخه ۹۵۰ از این نرم‌افزار به صورت محدود معرفی شده است [۴۲]. در تحلیل به روش ضمنی، نرم‌افزار LS-Dyna برای حل مسائل از الگوریتم عددی افزایشی-تکرار شونده^{۱۲} استفاده می‌کند که برای مسائل مختلف ۹ مدل از این نوع الگوریتم قابل استفاده است که یکی از آن‌ها روش نیوتن کامل و باقی آن‌ها از نوع شبه نیوتن می‌باشند [۴۳]. با اینکه روش نیوتن کامل نسبت به روش‌های شبه نیوتن بار محاسباتی بیشتری دارد، ولی در مسائلی که رفتار غیرخطی در آن‌ها قابل توجه است بهتر است که از این روش تحلیل استفاده شود [۴۴]. برای استفاده از این روش پارامتر ILIMIT را برابر ۱ قرار می‌دهیم.



شکل ۱۳ شرایط مرزی و هندسه مدل عددی تیر بتنی

۶-۵-۱ مدل رفتاری مواد مورد استفاده در تحلیل عددی

هر یک از مصالح در نرم‌افزار LS-Dyna با یک شماره تعریف می‌شود و تا به اکنون بیش از ۳۲۶ نوع مدل ماده در این نرم‌افزار قابلیت شبیه‌سازی را دارند [۳۹]. در این تحلیل در مجموع سه نوع مدل رفتاری استفاده شده است؛ مدل رفتاری شماره ۳ یعنی مدل رفتاری Plastic_Kinematic برای میلگردهای طولی و عرضی و میلگردهای داخل ستون، مدل رفتاری CDPM2 و Winfrith برای بتن، برای تکیه‌گاه نیز مدل ماده Rigid در نظر گرفته شده است. همچنین برای در نظر گرفتن اثرات خسارت در مدل رفتاری بتن Winfrith، از مدل رفتاری Add_erosion نیز استفاده شده است.

۶-۵-۱-۱ مدل رفتاری مصالح بتن

در نرم‌افزار LS-Dyna برای مدل‌سازی رفتار بتن، از مدل رفتاری زیادی می‌توان استفاده کرد که در طول زمان توسط دانشمندان و محققان زیادی معرفی و به‌روزرسانی شده است. برای مدل‌سازی رفتار بتن در این پژوهش، ۲ مدل رفتاری استفاده شده است. اولین مدل بتن استفاده شده، مدل پلاستیسیته خرابی بتن^{۱۳} که به صورت مخفف در این نرم‌افزار MAT_CDPM2 نشان داده می‌شود، توسط گرسل^{۱۴} و همکارانش در سال ۲۰۱۳ ارائه شد [۴۵] که دومین نسخه از همین مدل رفتاری است که در سال ۲۰۰۶ توسط خود ایشان برای اولین بار معرفی و در نرم‌افزار LS-Dyna مورد استفاده قرار گرفت (مدل رفتاری قبلی ایشان با نام CDPM1 می‌باشد) [۴۶؛ ۴۷]. مدل رفتاری معرفی شده توسط گرسل و همکارانش، یک مدل پیش‌بینی خرابی تحت بارهای چند محوره است که هم متأثر از استفاده از مکانیک خسارت^{۱۵} می‌باشد و هم از پلاستیسیته. یکی دیگر از مدل‌های در نظر گرفته شده برای مقایسه مدل‌سازی عددی در این پژوهش، مدل

¹¹ Quasi-Static

¹² Incremental-iterative numerical algorithm

¹³ Concrete Damage Plasticity Model

¹⁴ Grassl

¹⁵ Damage mechanics

رفتاری بتن Winfrith که در نرم افزار با شماره ۸۴ نشان داده می شود، یک مدل رفتاری مبتنی بر مدل Smeared-Crack می باشد که یک رفتار الاستوپلاستیک کامل را در ناحیه فشاری فرض می کند [۴۸] که در آن ترک وقتی که تنش کششی از حداکثر مجاز خود عبور می کند، در جهت عمود بر حداکثر تنش اصلی، تشکیل می شود. بعد از اولین ترک تشکیل شده، تنش برشی در نتیجه درگیری سنگ دانه ها به یکدیگر، می تواند در سراسر ترک منتقل می شود [۴۹].

برای تعریف پارامترهای دو مدل بتن استفاده شده در این مقاله، با توجه به راهنمای نرم افزار [۳۹] برای مدل رفتاری شماره ۲۷۳ می توان از روابط موجود در مدل رفتاری بتن ارائه شده توسط فدراسیون جهانی بتن سازه ای^{۱۶} یا fib که به CEB-FIP معروف است، استفاده شده است [۵۰]. در جدول ۵ پارامترهای استفاده شده برای معرفی مدل رفتاری بتن CDPM2 و در جدول ۶ پارامترهای مدل رفتاری Winfrith، نشان داده شده است. توجه به این نکته ضروری است که برخی پارامترها به واحدهای استفاده شده در این مدل عددی حساس می باشد. یکی از روابطی که هم در بتن مدل رفتاری ۲۷۳ و هم در مدل ۸۴ استفاده شده است، رابطه شماره ۱ طبق CEB-FIP می باشد که نشان دهنده انرژی گسیختگی بتن است. مقدار انرژی شکست بتن هم در پارامترهای WF و WF1 در مدل رفتاری شماره ۲۷۳ و هم در پارامتر FE در مدل رفتاری ۸۴ تأثیرگذار است.

جدول ۵ پارامترهای مورداستفاده در معرفی مدل ماده شماره ۲۷۳ بتن یا CDPM2 به نرم افزار LS-Dyna

پارامتر	علامت در نرم افزار	مقدار	واحد
چگالی وزنی بتن	RO	۰/۰۰۲۴	gr/mm ³
مدول یانگ	E	۲۰۴۲۵/۳	MPa
ضریب پواسون	PR	۰/۱۸	-
مقاومت فشاری تک محوره بتن	FC	۲۵	MPa
مقاومت کششی تک محوره بتن	FT	۲/۴	MPa
پارامتر خروج از مرکزیت	ECC	۰/۵۲۳۴۸	-
پارامتر سخت شوندگی	HP	۰/۰۱	-
مقدار آستانه کششی برای فرمولاسیون آسیب خطی	WF	۰/۲۳۷۸۳۷۰	mm
مقدار آستانه کششی برای بخش دوم فرمول آسیب دوخطی	WF1	۰/۰۳۵۶۷۵۶	mm
انرژی شکستگی بتن	Gf	۰/۱۳۶۹۷۹۴۳۵	N/mm
نوع گسیختگی	Type	۱	-

$$G_F = 73 \times f_{cm}^{0.18} \quad (1)$$

در رابطه شماره ۱، G_f نشان دهنده انرژی گسیختگی بتن در واحد نیوتن بر متر و f_{cm} نشان دهنده مقاومت فشاری متوسط بتن می باشد. با استفاده از این رابطه در مدل رفتاری بتن CDPM2، پارامترهای G_f ، WF و WF1 تعیین می شود. طبق فرمول بندی موجود تهیه شده برای مدل رفتاری CDPM2 [۴۵]، مقدار آستانه کششی یعنی WF طبق رابطه شماره ۲ برای شکست از نوع دوخطی از انرژی شکست کششی به دست می آید.

$$W_f = \frac{4.444 G_f}{f_t} \quad (2)$$

در رابطه شماره ۲، G_f نشان دهنده انرژی گسیختگی بتن در واحد نیوتن بر متر و f_t ، مقاومت شکست بتن در کشش به مگاپاسکال می باشد. برای مدل رفتاری شماره ۸۴ یا Winfrith از رفتار گسیختگی کششی تک خطی استفاده شده است. رفتار تک خطی، معادله ای مانند رابطه شماره ۲ می باشد ولی ضریب ۲ به جای ۴/۴۴۴ باید در نظر گرفت. ذکر این نکته ضروری است که برای در نظر گرفتن خسارت در مدل رفتاری Winfrith، از مدل رفتاری *MAT_ADD_EROSION* استفاده شده است که در این مدل رفتاری، دو پارامتر MNEPS و

¹⁶ The International Federation for Structural Concrete

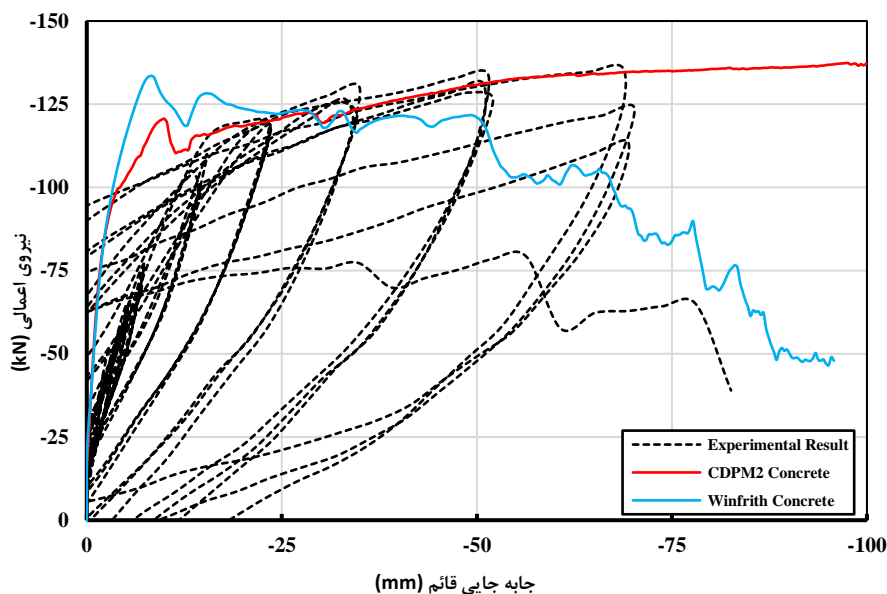
MXEPS که نشان دهنده حداقل و حداکثر کرنش در شکست می باشد، به ترتیب برابر با ۰/۰۰۵ و ۰/۰۱ با علامت منفی و ۰/۰۱ با علامت مثبت، در نرم افزار معرفی شده است.

جدول ۶ پارامترهای مورداستفاده در معرفی مدل ماده شماره ۸۴ بتن یا Winfrith به نرم افزار LS-Dyna

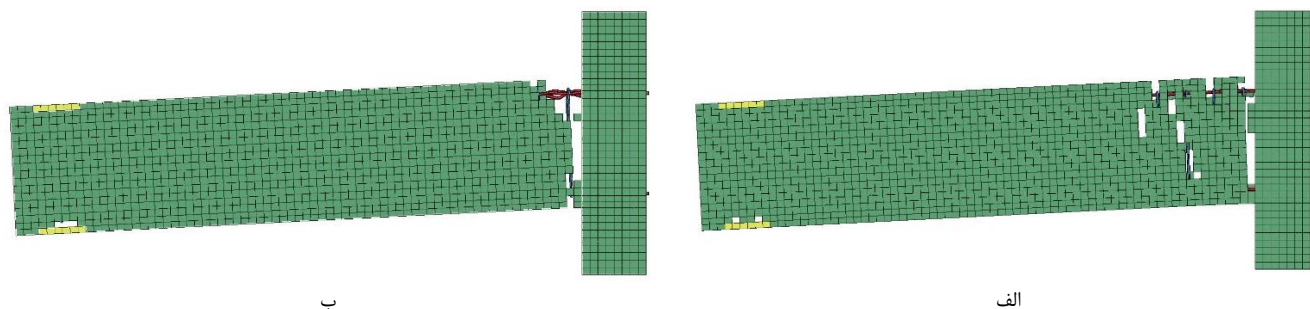
پارامتر	علامت در نرم افزار	مقدار	واحد
چگالی وزنی بتن	RO	۰/۰۰۲۴	gr/mm ³
مدول مماسی	TM	۲۰۴۲۵/۳	MPa
ضریب پواسون	PR	۰/۱۸	-
مقاومت فشاری تک محوره بتن	UCS	۲۵	MPa
مقاومت کششی تک محوره بتن	UTS	۲/۴	MPa
پارامتر FE (مقدار عرض ترک بتن که مقاومت کششی به صفر می رسد)	FE	۰/۰۵۲	mm
اندازه حداکثر سنگدانه (شعاع)	ASIZE	۹	mm
اثر نرخ کرنش	Rate	۱	-
پارامتر تبدیل واحد	CONM	-۳	-

۶-۶ مقایسه نتایج مدل سازی اجزا محدود با مدل های آزمایشگاهی

برای تحلیل مدل های عددی، ابتدا نیاز است که مدل ساخته شده عددی را با مدل آزمایشگاهی ساخته شده در آزمایشگاه مقایسه کرده و عملکرد دو مدل رفتاری بتن نیز نشان داده شود. با انجام تحلیل Implicit بر روی نمونه عددی تحت بار یکنوا، نتایج بار تغییر مکان در محل اعمال تغییر مکان ها در وسط ستون به صورت شکل ۱۴ برای مدل رفتاری CDPM2 و Winfrith برای نمونه تیر شماره ۱ نشان داده شده است. با توجه به نمودار مشاهده می شود که در دو نمونه عددی کاملاً مشابه، مدل رفتاری CDPM2 انطباق بیشتری با چرخه های نتایج حاصل از آزمایش را دارد. با توجه به نمودار، مدل عددی Winfrith مقاومت بالاتری را نسبت به مدل CDPM در قسمت ابتدای بارگذاری از خود نشان داده است (۱۳۱ کیلو نیوتن) ولی پس از آن دچار افت مقاومت شده و در نهایت در مقاومت ۵۰ کیلو نیوتن به انتهای تحلیل می رسد. ولی در نمونه عددی CDPM2، رفتار تیر بتنی تحت بارگذاری بسیار پایدار بوده و روندی یکنواخت را تا حد مقاومت ۱۳۷ کیلو نیوتن را از خود نشان می دهد. در شکل ۱۵، نوع خرابی حاصل از بارگذاری یکنوا به اندازه ۱۰۰ میلی متر در هر دو نوع مدل رفتاری بتن در نمونه شماره ۱ نشان داده شده است. در محدوده الاستیک، رفتار نمونه تحت دو مدل بتن کاملاً یکسان بوده و تفاوتی ندارد. همچنین نوع خرابی این دو نوع مدل رفتاری بتن را می توان در لحظه جابه جایی ۱۰۰ میلی متر در شکل ۱۵ مشاهده نمود.

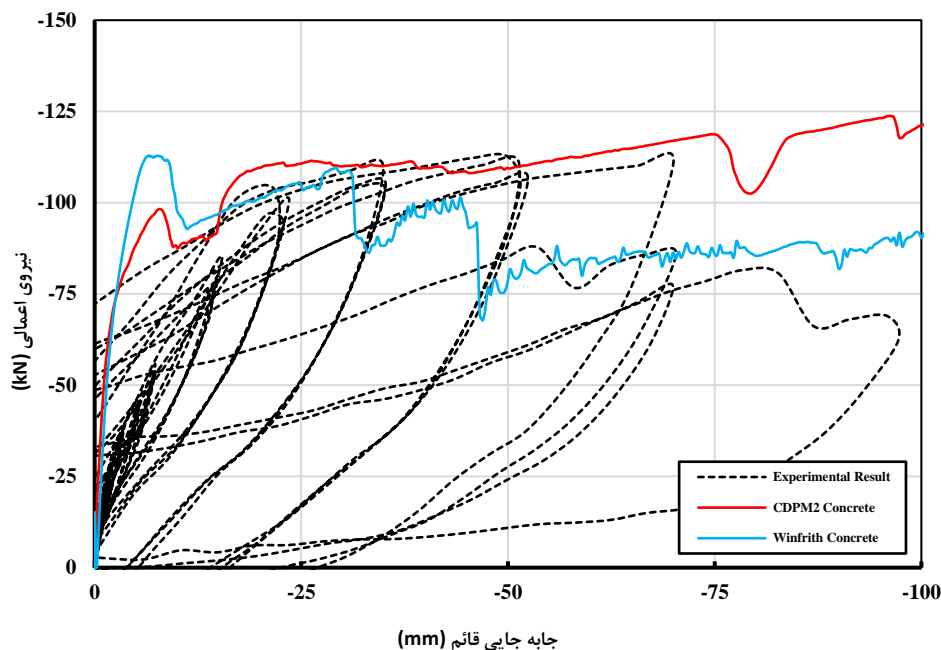


شکل ۱۴ نمودارهای مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل‌های عددی و آزمایش‌های انجام شده برای تیر شماره ۱

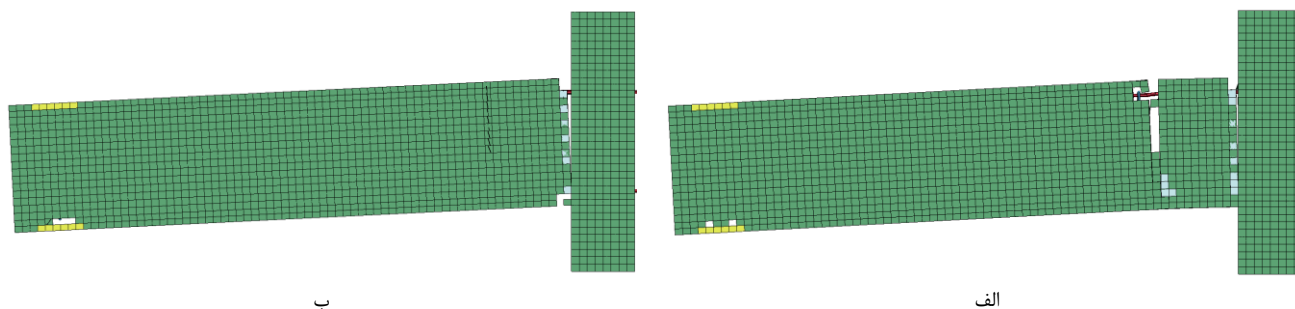


شکل ۱۵ نوع خرابی به دست آمده حاصل از تحلیل تیر بتنی شماره ۱ با مدل رفتاری الف) CDPM2 ب) Winfrith

در ادامه برای مقایسه بین مدل‌های رفتاری CDPM2 و Winfrith در نمونه‌های دارای ورق دورگیر فولادی و بررسی رفتار آن‌ها، طبق آنچه در قسمت‌های قبل گفته شده مراحل مدل‌سازی انجام و نتایج تحلیل آن در شکل ۱۶ آورده شده است. با مقایسه این دو مدل رفتاری با جواب‌های حاصل از تحلیل چرخه‌ای، به این نتیجه می‌توان رسید که مدل رفتاری CDPM2 توانسته است نسبت به رفتار حاصل از آزمایش، جواب نزدیک‌تری ارائه کند ولی در کاهش ظرفیت باربری تحت خسارت، مدل رفتاری Winfrith این کاهش ظرفیت را بهتر مدل‌سازی می‌کند. در تحلیل به روش Implicit دو مدل رفتاری می‌توان به این نتیجه رسید که در طول تحلیل، مدل رفتاری CDPM2 رفتار پایدارتری نسبت به مدل رفتاری Winfrith را دارد. در ناحیه الاستیک، دو مدل رفتاری برخلاف نمونه قبلی، با یکدیگر انطباق کامل نداشته ولی تا حد زیادی نزدیک به یکدیگر عمل می‌کنند. با توجه به نحوه خرابی دو مدل عددی که در شکل ۱۷ در تغییر مکان قائم ۱۰ سانتی‌متر، نشان داده شده است، می‌توان مشاهده نمود که المان‌های بتنی به میزان قابل توجهی نسبت به نمونه عددی شماره یک (شکل ۱۵)، دچار آسیب کمتری شده‌اند و ترک‌ها به صورت کاملاً قائم در ابتدا و انتهای صفحه فلزی قرار داده شده، شکل گرفته‌اند. همچنین مشاهده می‌شود که نوع خرابی در دو مدل رفتاری بتن CDPM2 و Winfrith مشابهت نسبی زیادی با یکدیگر دارند با این تفاوت که در مدل رفتاری Winfrith، ترک‌ها در یک فایل دیگر ذخیره می‌شود و می‌توان توزیع ترک‌ها را قبل از حذف کلی المان، به صورتی که در شکل ۱۷-ب نشان داده شده است، مشاهده نمود. در این مدل رفتاری، ترک‌ها تا قبل از رسیدن به معیار خرابی که توسط مدل رفتاری MAT_ADD_EROSION* معرفی می‌شود، قابلیت تحمل بارگذاری را دارند و پس از رسیدن یکی از کرنش‌ها به کرنش‌های حد نهایی معرفی شده، المان حذف می‌گردد.



شکل ۱۶ نمودارهای مقایسه نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های عددی و آزمایش‌های انجام‌شده برای تیر شماره ۲

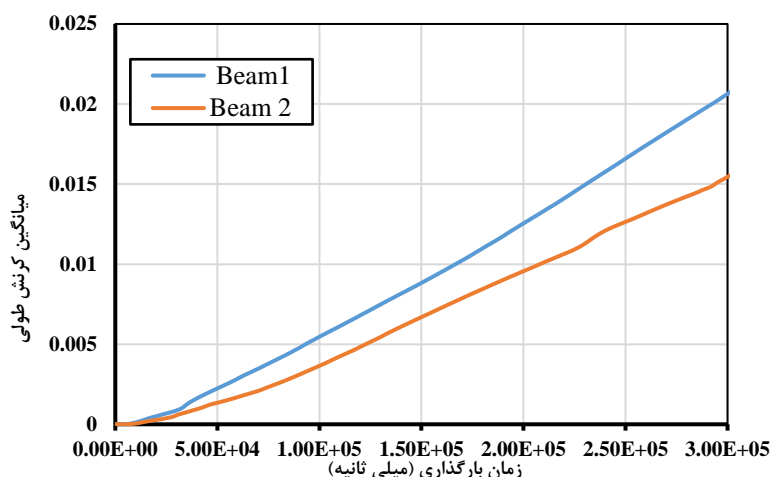


شکل ۱۷ نوع خرابی به‌دست آمده حاصل از تحلیل تیر بتنی شماره ۲ با مدل رفتاری الف) CDPM2 ب) Winfrith

۷-۶ بررسی وضعیت مفصل پلاستیک در مدل‌های عددی

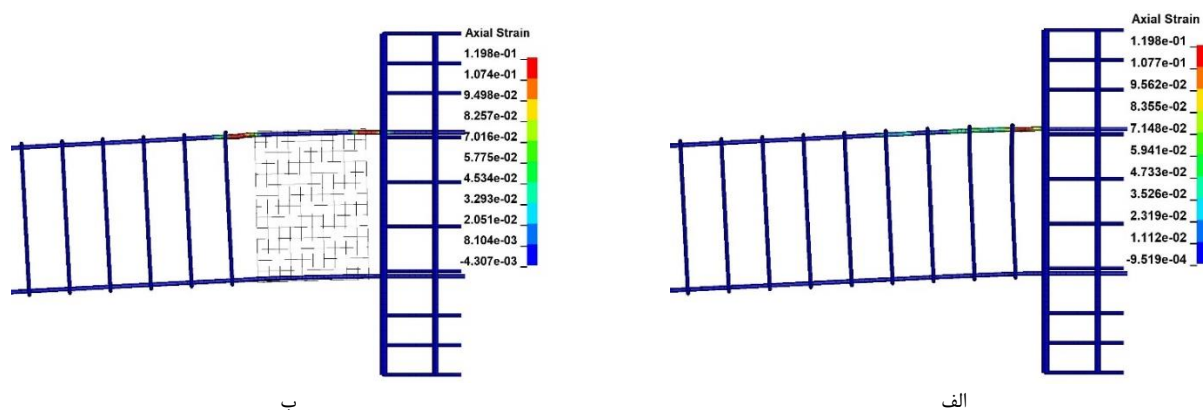
پس از بررسی رفتار کلی نمونه‌های عددی تحت بار یکنوا با در نظر گرفتن دو مدل رفتاری بتن، در این قسمت به بررسی وضعیت آرماتورهای طولی در مفصل کمانش در انتهای بارگذاری و تغییرات تنش-کرنش آن‌ها خواهیم پرداخت. برای بررسی عملکرد ورق دورگیر فولادی ابتدا کرنش‌های طولی را در دو نمونه بررسی می‌نماییم. بدین منظور ابتدا طول مفصل پلاستیک را در تیرها پیدا می‌کنیم. بری و همکارانش [۵۱] در سال ۲۰۰۸ رابطه‌ای را برای طول مفصل پلاستیک طبق رابطه شماره ۳ معرفی نمودند. با توجه به این رابطه طول مفصل پلاستیک برای نمونه‌های تیر مورد آزمایش برابر با ۱۹ سانتی‌متر محاسبه می‌شود. در شکل ۱۸، میانگین کرنش‌های طولی در المان‌های آرماتور طولی در ناحیه مفصل خمشی در ۱۹ سانتی‌متر اول تیر در دو نمونه اول و دوم با یکدیگر بررسی شده است. با بررسی نمودارهای این شکل مشاهده می‌شود که مقدار کرنش میانگین برای نمونه اول (نمونه معمولی) به مقدار ۰/۰۲ است ولی کرنش میانگین برای آرماتورهای طولی در نمونه دوم (نمونه با ورق فولادی دورگیر در ناحیه مفصل پلاستیک) به مقدار ۰/۰۱۵۶ کاهش پیدا می‌کند که نسبت به نمونه اول ۲۲ درصد کاهش از خود نشان داده است.

$$l_f = 0.05l + 0.1 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3)$$



شکل ۱۸ میانگین کرنش‌های طولی المان‌های آرماتورهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک در تیرهای نمونه ۱ و ۲

همچنین با مشاهده توزیع کرنش‌های محوری در آرماتورهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک طبق شکل ۱۹، مشاهده می‌شود که در نمونه شماره ۱، در بر تکیه‌گاه بیشترین تمرکز کرنش طولی وجود دارد و پس‌از آن در ناحیه مفصل پلاستیک به شدت کاهش پیدا می‌کند. در صورتی که با مشاهده توزیع کرنش در نمونه شماره ۲، مشاهده می‌شود که توزیع کرنش در منطقه گسترده‌تری از مفصل پلاستیک رخ داده است و همین باعث می‌شود که از تمرکز کرنش در نواحی نزدیک ستون جلوگیری شود و به نواحی جلوتر از مفصل پلاستیک منتقل شود. همچنین وجود ورق فولادی باعث گردیده تا در بیشتر المان‌هایی که در داخل ورق فولادی می‌باشند، کرنش طولی توزیع یکنواختی داشته باشد و مقدار آن کاهش یابد.



شکل ۱۹ توزیع کرنش طولی در آرماتورهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک (الف) نمونه شماره ۱ (ب) نمونه شماره ۲

۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادات مطالعات آتی

در مطالعه آزمایشگاهی و عددی انجام‌شده در این پژوهش، سعی شده تا با روشی جدید، مشکل کماتش آرماتورهای طولی تحت بار چرخه‌ای را کاهش دهیم و همچنین با ایجاد یک سیستم محصورشدگی یکنواخت در کل طول مفصل پلاستیک، از تمرکز تنش و کرنش در طول آرماتورهای طولی جلوگیری شود. با مشاهده نتایج آزمایش‌های تجربی و عددی به نتایج زیر دست پیدا می‌کنیم:

- ۱- با استفاده از سیستم ضد کماتش ورق فولادی، تعداد ترک‌ها در نمونه از ۶۹ ترک به ۳۱ ترک کاهش یافته است که نشان‌دهنده کاهش خسارت در بخش مفصل پلاستیک می‌باشد. همچنین نوع ترک‌های ایجادشده از ترک‌های خمشی-برشی در نمونه شماره ۱ (نمونه مینا) به ترک‌های خمشی کامل در نمونه شماره ۲ تبدیل شده است. همچنین در نمونه شماره ۱ با

توجه به عکس‌های انتهای آزمایش، بتن هسته در سرتاسر مقطع تیر آسیب‌دیده ولی در نمونه شماره ۲، بتن هسته داخل ورق فولادی کاملاً سالم می‌باشد.

۲- در نمونه شماره ۱، در گام نهم بارگذاری کمانش میلگردهای طولی شروع شده و در نهایت نیز تمامی میلگردهای طولی بالا و پایین مقطع تحت کمانش خارج از صفحه (قرارگیری میلگردهای طولی) قرار می‌گیرند. در صورتی که برای نمونه شماره ۲، آرماتورهای کناری (گوشه) به‌طور کل کمانش در آن‌ها مشاهده نشده است و فقط در میلگردهای طولی میانی، کمانش داخل صفحه داشته‌اند که با افزایش کیفیت بتن‌ریزی می‌توان از وقوع این نوع کمانش نیز در میلگردهای میانی جلوگیری نمود.

۳- با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از منحنی بار تغییر مکان آزمایش‌های تجربی انجام‌شده در نمونه بدون ورق فولادی (نمونه مبنا)، با گسیختگی سه عدد از آرماتورهای طولی، مقاومت نمونه به صفر میل می‌کند. در صورتی که با استفاده از ورق فولادی در نمونه دوم، بعد از گسیختگی ۵ میلگرد طولی، نمونه همچنان وارد فاز افزایش مقاومت می‌شود.

۴- با توجه به وضعیت نهایی نمونه‌های یک و دو، می‌توان دریافت که استفاده از سیستم ورق دورگیر در محل مفصل پلاستیک، سبب شده است تا از کمانش آرماتورها در مود کمانش اصلی آن‌ها جلوگیری شود. همچنین با مشاهده وضعیت خرابی بتن در محل مفصل پلاستیک، می‌توان به این نتیجه رسید که استفاده از این سیستم، محصورشدگی بتن هسته را در محل مفصل پلاستیک، کاملاً تأمین کرده به صورتی که بتن داخل محفظه فولادی تا لحظه آخر بارگذاری، تقریباً بدون آسیب مانده است.

۵- با بررسی مدل‌های عددی، نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی تحت دو مدل رفتاری مختلف بررسی شد و انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی حاصل گردید. مقدار کرنش میانگین آرماتورهای طولی به میزان ۲۲ درصد در نمونه شماره ۲، نسبت به نمونه شماره ۱ کاهش از خود نشان داد و همین کاهش مقدار کرنش، سبب شده است تا میزان خسارت نیز در مدل شماره ۲ به مقدار قابل‌توجهی کاهش یابد. همچنین نوع ترک‌های ایجادشده در مدل‌های عددی، کاملاً مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی بوده و در نمونه شماره ۲، فقط ترک‌های قائم دیده‌شده است و خسارت‌ها، در ابتدا و انتهای ورق فولادی متمرکز شده است.

در مطالعات آینده در این موضوع می‌توان اثر ضخامت ورق و همچنین محل قرارگیری ورق، در عملکرد آن مورد بررسی قرار گیرد. همچنین برای جلوگیری از کمانش داخل صفحه که در این تحقیق مشاهده شد، می‌توان با افزایش دقت در عملیات بتن‌ریزی و همچنین قرار دادن حفره‌های بزرگ‌تر در لایه زیرین ورق فولادی، از اتصال بهتر بتن و ورق فولادی اطمینان حاصل کرد. همچنین می‌توان در مطالعات آینده، ورق‌های فلزی استفاده نمود که در محل آرماتورهای طولی، دارای ورق‌های عمودی باشند تا از کمانش داخل صفحه آرماتور جلوگیری نمود.

مراجع

- [1] Brown, J., & Kunnath, S. K. (2004). Low-cycle fatigue failure of reinforcing steel bars. *Materials Journal*, 101(6), 457-466.
- [2] Chen, X., Bu, J., Fan, X., Lu, J., & Xu, L. (2017). Effect of loading frequency and stress level on low cycle fatigue behavior of plain concrete in direct tension. *Construction and Building Materials*, 133, 367-375.
- [3] Moehle, J. (2014). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw Hill Professional.
- [4] Aldabagh, S., & Alam, M. S. (2021). Low-cycle fatigue performance of high-strength steel reinforcing bars considering the effect of inelastic buckling. *Engineering Structures*, 235, 112114.
- [5] Chang, T. S., & Kesler, C. E. (1958). Static and fatigue strength in shear of beams with tensile reinforcement. *ACI Journal Proceedings*,
- [6] Chang, T. S., & Kesler, C. E. (1958). Fatigue behavior of reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*,
- [7] Bruno, D., Olivito, R. S., & Spadea, G. (1987). Low cycle fatigue of reinforced concrete beams in bending. *Low Cycle Fatigue and Elasto-Plastic Behaviour of Materials*, 426-430.

- [8] Mander, J. B., Panthaki, F., & Kasalanati, A. (1994). Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 6(4), 453-468.
- [9] Tripathi, M., Dhakal, R. P., Dashti, F., & Massone, L. M. (2018). Low-cycle fatigue behaviour of reinforcing bars including the effect of inelastic buckling. *Construction and Building Materials*, 190, 1226-1235.
- [10] Huang, W., Gong, F., Jin, W., & Maekawa, K. (2021). Numerical analysis of high and low-cycle flexural fatigue for reinforced concrete beams under full-range of varying amplitudes. *Structural Concrete*, 22(4), 2167-2183.
- [11] Lee, J.-Y., Kim, J.-Y., & Oh, K.-J. (2007). An Experimental Study on Shear Behavior of Internal Reinforced Concrete Beam-Column Assembly. *Journal of the Korea Concrete Institute*, 19(4), 441-448.
- [12] Sargin, M., Ghosh, S. K., & Handa, V. (1971). Effects of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 23(75-76), 99-110.
- [13] Lukkunaprasit, P., Tangbunchoo, T., & Rodsin, K. (2011). Enhancement of seismic performance of reinforced concrete columns with buckling-restrained reinforcement. *Engineering Structures*, 33(12), 3311-3316.
- [14] Ruangrassamee, A., & Sawaraj, A. (2012). Seismic enhancement of reinforced-concrete columns by rebar-restraining collars. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 6(03), 1250015.
- [15] Boudaqa, A., Tazarv, M., & Tuhin, I. (2017). Ductility without confinement a new design and construction approach for RC bridge columns. *International Journal of Bridge Engineering, Special Issue*, 53-77.
- [16] Mitra, D. C., & Bindhu, K. R. (2018). Seismic performance of RC short columns with buckling restraint reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 71(4), 163-174.
- [17] Wentao, Z., Junfeng, J., & Yanhui, C. (2018). Experimental study on axial compression behavior of RC columns based on buckling restrained reinforcements. *CHINA CIVIL ENGINEERING JOURNAL*, 51(S2), 62-67.
- [18] Wang, Z., Feng, P., Zhao, Y., & Yu, T. (2019). FRP-confined concrete core-encased rebar for RC columns: Concept and axial compressive behavior. *Composite Structures*, 222, 110915.
- [19] Damodaran Chitra, M., & Rugmini, B. K. (2020). Influence of buckling restrained reinforcement on behavior of columns. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 25(4), 04020034.
- [20] Rangarao, V. V., Subramaniam, K. V., & Suriya Prakash, S. (2020). Behavior of Short Reinforced Concrete Column Elements with Buckling-Resistant Antispring-Clad Reinforcing Bars (BRASR) under Axial Compression. *Journal of Structural Engineering*, 146(2), 04019203.
- [21] Kani, G. (1964). The riddle of shear failure and its solution. *ACI Journal Proceedings*, 61(4), 441-468.
- [22] Pandey, G. R. (2005). Enhancing Shear Capacity by Controlling Bond of Reinforcement. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 27(2), 799-804.
- [23] Mitra, D. C., & Bindhu, K. R. (2016). Performance of RC columns with debonded bars subjected to cyclic lateral loading. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25(13), 626-642.
- [24] Nikoukalam, M., & Sideris, P. (2016). Experimental performance assessment of nearly full-scale reinforced concrete columns with partially debonded longitudinal reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 143(4), 04016218.
- [25] RANASINGHE, K., & ASHRAF, M. (2001). Effect of bond on shear behavior of RC and PC beams: Experiments and FEM analysis. *Japan Concrete Institute*, 23(3), 1057-1062.
- [26] Pandey, G. R., & Mutsuyoshi, H. (2005). Seismic performance of reinforced concrete piers with bond-controlled reinforcements. *ACI Structural journal*, 102(2), 295.
- [27] Nikoukalam, M., & Sideris, P. (2017). EXPERIMENTAL CYCLIC RESPONSE OF RC COLUMNS WITH DEBONDED LONGITUDINAL REINFORCEMENT IN THE PLASTIC HINGE REGION *16th World Conference on Earthquake*, Santiago Chile.
- [28] Jeppsson, J., & Thelandersson, S. (2003). Behavior of reinforced concrete beams with loss of bond at longitudinal reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1376-1383.
- [29] Jnaid, F., & Aboutaha, R. (2015). Nonlinear Finite Element Modeling of Unbonded Steel Reinforced Concrete Beams. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2(3), 6.
- [30] Jnaid, F., & Aboutaha, R. S. (2014). Residual Flexural Strength of Reinforced Concrete Beams with Unbonded Reinforcement. *ACI Structural journal*, 111(6).
- [31] Wang, X.-H., & Liu, X.-L. (2009). Predicting the flexural capacity of RC beam with partially unbonded steel reinforcement. *Computers and Concrete*, 6(3), 235-252.
- [32] Kotsovos, G. M., Vougioukas, E., & Kotsovos, M. D. (2015). Behaviour of reinforced concrete beams with non-bonded flexural reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 67(10), 503-512.
- [33] Elsayed, W. M., Moaty, M. A. A., & Issa, M. E. (2016). Effect of reinforcing steel debonding on RC frame performance in resisting progressive collapse. *HBRC Journal*, 12(3), 242-254.
- [34] Kotsovos, G. M., Vougioukas, E., & Kotsovos, M. D. (2013). Reducing steel congestion without violating seismic performance requirements. *ACI Structural journal*, 110(3), 427-436.

- [35] Deng, X., Wang, S., Chen, J., Ding, F.-x., Zhang, Q., & Xiang, P. (2022). Experimental investigation on the effect of local debonding of longitudinal reinforcement on seismic performance of precast concrete columns. *Journal of building engineering*, 46, 103131.
- [36] INSO. (2016). Standard Specification for Ready-Mixed Concrete. In. Iran.
- [37] Panagiotou, M. (2013). *Effect of Hoop Reinforcement Spacing on the Cyclic Response of Large Reinforced Concrete Special Moment Frame Beams*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [38] Khaloo, A. R., & Tariverdilo, S. (2002). Localization analysis of reinforced concrete members with softening behavior. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1148-1157.
- [39] Hallquist, J. O. (2018). LS-DYNA® keyword user's manual: volumes I, II, and III LSDYNA R11. In. Livermore, California: Livermore Software Technology Corporation, Livermore
- [40] Schwer, L. E., Key, S. W., Pucik, T., & Bindeman, L. P. (2005). An assessment of the LS-DYNA hourglass formulations via the 3D patch test. *5th European LS-DYNA users conference*,
- [41] Coleman, D. K. (2016). *Evaluation of concrete modeling in LS-DYNA for seismic application* The University of Texas at Austin].
- [42] Pathy, S., & Borrvall, T. (2016). Quasi-static simulations using implicit LS-DYNA. *14th International LS-DYNA Users Conference*, Detroit, MI, USA.
- [43] Hallquist, J. O. (2006). LS-DYNA theory manual. *Livermore software Technology corporation*, 3, 25-31.
- [44] Johansen, T. (2016). Implicit analyses in LS-DYNA. *Workshop October*,
- [45] Grassl, P., Xenos, D., Nyström, U., Rempling, R., & Gylltoft, K. (2013). CDPM2: A damage-plasticity approach to modelling the failure of concrete. *International journal of solids and structures*, 50(24), 3805-3816.
- [46] Grassl, P., & Jirásek, M. (2006). Damage-plastic model for concrete failure. *International journal of solids and structures*, 43(22-23), 7166-7196.
- [47] Grassl, P., & Jirásek, M. (2006). Plastic model with non-local damage applied to concrete. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(1), 71-90.
- [48] Broadhouse, B., & Neilson, A. (1987). *Modelling reinforced concrete structures in DYNA3D*.
- [49] Asgarpoor, M., Gharavi, A., & Epackachi, S. (2021). Investigation of various concrete materials to simulate seismic response of RC structures. *Structures*, 29, 1322-1351.
- [50] Du Béton, F. I. (2013). *fib model code for concrete structures 2010*. Wiley-vch Verlag GmbH.
- [51] Berry, M. P., Lehman, D. E., & Lowes, L. N. (2008). Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural journal*, 105(3), 270.