

## بررسی رفتار سازه‌ای اتصال دال پس کشیده به ستون در معرض برش پانچ

علی خیرالدین<sup>۱</sup>، نازنین کاشیها<sup>۲\*</sup>

اطلاعات مقاله	چکیده
<b>واژگان کلیدی:</b> دال بتنی پس کشیده، اتصال، برش پانچ، روش المان محدود.	اخیراً استفاده از دال‌های بتنی مسلح پس کشیده به‌طور گسترده‌ای در ساختمان‌های اداری یا تجاری چند طبقه، پارکینگ‌ها، ساختمان‌های مسکونی، محل کار و بیمارستان‌ها، به ویژه در محل‌هایی که نیاز به دهانه‌های بزرگ دارند، رایج شده است. از مزایای اصلی این نوع دال‌ها آن است که پس کشیدگی از طریق کاهش ضخامت دال و کنترل تغییر شکل‌ها سبب کاهش ارتفاع برای هر طبقه و رساندن ارتفاع ساختمان تا کمترین حد ممکن، دهانه‌های بزرگتر، ترک‌های کمتر، کاهش لطمات نفوذپذیری، سبک شدن دال و بیشترین انعطاف پذیری برای توزیع افقی تأسیسات می‌شود. فناوری سازه‌ای خاصی که دال‌های پس کشیده را ایجاد می‌کند، زمان ساخت سازه را تا حد زیادی کاهش می‌دهد. لذا ساخت دال پیش تنیده روشی بسیار اقتصادی می‌باشد. بزرگترین عیب این سیستم، آن است که با افزایش دهانه، نیروی برشی نیز افزایش می‌یابد و دال پس کشیده در معرض خطر گسیختگی ترد برش پانچ در محل اتصال دال پس کشیده به ستون ناشی از انتقال برش و لنگر نامتعادل می‌باشد. در این مقاله، ابتدا جهت اطمینان از صحت نتایج حل عددی، یک نمونه واقعی آزمایشگاهی دال پس کشیده در نرم افزار المان محدود ANSYS مدل‌سازی شده و مدل تحلیلی حاصل به کمک نتایج آزمایشگاهی واسنجی گردیده است. در این میان سه مدل رفتاری متفاوت (ویلیام-وارنک، فون-مایسز و دراکر-پراگر) برای مصالح بتن مورد مطالعه قرار گرفته است. پس از واسنجی، مطالعات گسترده‌ای روی مکانیزم گسیختگی برش پانچ، عوامل بنیادی ایجاد کننده گسیختگی، الگوهای ترک خوردگی و حالات تنش و کرنش در حد نهایی انجام شده است. در ادامه، اهمیت و تأثیر پارامترهای مختلف از جمله تأثیر میزان پیش تنیدگی، مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم آرماتورها و ضخامت دال بر رفتار دال پس کشیده که مطالعه آن‌ها در برنامه‌های آزمایشگاهی مستلزم صرف وقت و هزینه بسیار است، طی یک مجموعه مطالعات پارامتریک مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۱- مقدمه

منجر به شکست تدریجی کل دال گردد. سطح مقطع دال در مجاورت ستون‌ها در معرض حالت تنش سه بعدی پیچیده‌ای قرار می‌گیرد که این حالت تحت تأثیر پارامترهای وابسته زیادی می‌باشد. گسیختگی برش پانچ به صورت گسیختگی موضعی و ترد اتصال ستون به دال

دال‌های پس کشیده مستعد برش پانچ ترد و ناگهانی ناشی از انتقال برش و لنگر نامتعادل می‌باشند که می‌تواند

\* پست الکترونیک نویسنده مسئول: na\_kashiha@yahoo.com

۱. استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲. کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

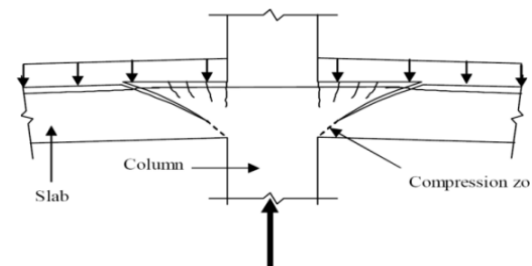
پرچی<sup>۴</sup> یا زبانه‌ای افزایش پیدا می‌کند. هنگامی که ترک‌های مورب به داخل ناحیه ضعیف فشاری نفوذ کنند، بدون هیچ گونه هشدار گسیختگی رخ می‌دهد [۲]. به کارگیری سیستم‌های سازه‌ای دال تخت پس کشیده در نواحی با خطر لرزه‌ای کم به عنوان سیستم اولیه مقاوم در برابر بار جانبی مجاز می‌باشد و در نواحی با خطر لرزه‌ای زیاد فقط برای تحمل بار ثقلی طراحی می‌شوند. گسیختگی پانچ به دلیل فقدان شکل‌پذیری<sup>۵</sup> و مقاومت ناکافی پس از پانچ اتصالات ستون به دال پس کشیده که منجر به فرو ریزش پیش رونده در سیستم سازه‌ای می‌شود، رخ می‌دهد.

## ۲- برنامه آزمایشگاهی [۳]

### ۲-۱- نمونه‌های آزمایش

در دانشکده مهندسی عمران بلگراد، یک کار آزمایشگاهی جهت بررسی مقاومت برش پانچ در اتصال ستون‌های گوشه به دال پیش تنیده توسط اسنرانا و وانجا انجام شد. این بررسی با استفاده از سه نمونه مجزای  $S_1$ ،  $S_2$  و  $S_3$  که نمایشگر یک قسمتی از گوشه دال واقعی با اندازه کامل بودند، انجام پذیرفت. نمونه‌ها به منظور نمایش دقیق رفتار ساختمان چند طبقه اصلی در هنگام شکست در یک قاب آزمایشی با شرایط مرزی کنترل شده به طور دقیق بارگذاری شدند و بارهای شکست، تغییر شکل‌ها، کرنش در بتن و آرماتورها اندازه‌گیری شدند. سه نمونه ایزوله شده که نشانگر بخشی از دال در مجاورت ستون در مقیاس واقعی بودند، تا حد شکست بارگذاری شدند. دال اصلی براساس دهانه‌های  $7/5$  متر در هر سمت، بار مرده  $1 \text{ kN/m}^2$  و بار زنده  $2/5 \text{ kN/m}^2$  طراحی شده بود (شکل ۲). تعداد و قطر کابل‌ها به منظور دستیابی به تعادل تحت وزن خود دال، انتخاب شدند: ۲۰ کابل به قطر  $12/5$  میلی‌متر در دو دهانه و با فواصل مساوی در یک

پس کشیده که در آن ستون به همراه بخشی از دال به داخل دال فشار وارد می‌کند، تعریف می‌شود. نمایی از یک اتصال ستون به دال که برش ناشی از بار ثقلی را انتقال می‌دهد، در شکل ۱ نمایش داده شده است. هنگامی که یک اتصال ستون به دال تا حد ظرفیت باربری خود بارگذاری می‌شود، سلسله وقایع آتی در آن مشاهده می‌گردد [۱]:



شکل ۱- مکانیزم گسیختگی پانچ [۲]

به محض رسیدن نیروی داخلی به ممان ترک خوردگی واحد عرض، ترک‌های خمشی در پیرامون ناحیه بارگذاری مشاهده می‌شوند. ترک‌های مورب برشی<sup>۱</sup> که با زاویه بین ۲۰ تا ۳۵ درجه نسبت به وجه کششی دال ایجاد می‌شوند، از حدود ۶۰ تا ۷۰ درصد بار نهایی شروع به ایجاد شدن می‌نمایند. ترک‌های مورب در ستون‌های دایروی به شکل مخروط ناقص و در ستون‌های مستطیلی به شکل هرم ناقص می‌باشند. در این مرحله، برش توسط ناحیه فشاری و نیز از طریق اصطکاک و قفل و بست بین دانه‌ای<sup>۲</sup> در راستای سطح ترک‌های مورب تحمل می‌گردد. اتصال ستون به دال پس کشیده در این نقطه پایدار بوده و می‌تواند بدون تغییر در ظرفیت باربری، بارگذاری و باربرداری گردد. تسلیم<sup>۳</sup> در آرماتورهای طولی در وجه اتصال آغاز شده و در طول دهانه گسترش می‌یابد. گسترش تسلیم شدگی به نسبت آرماتور بستگی دارد. با افزایش عرض ترک‌های مورب، اثر قفل و بست بین دانه‌ای و اصطکاک کاهش می‌یابد، چون سهم عملکرد میخ

<sup>1</sup> Inclined Shear Cracks

<sup>2</sup> Aggregate Interlock

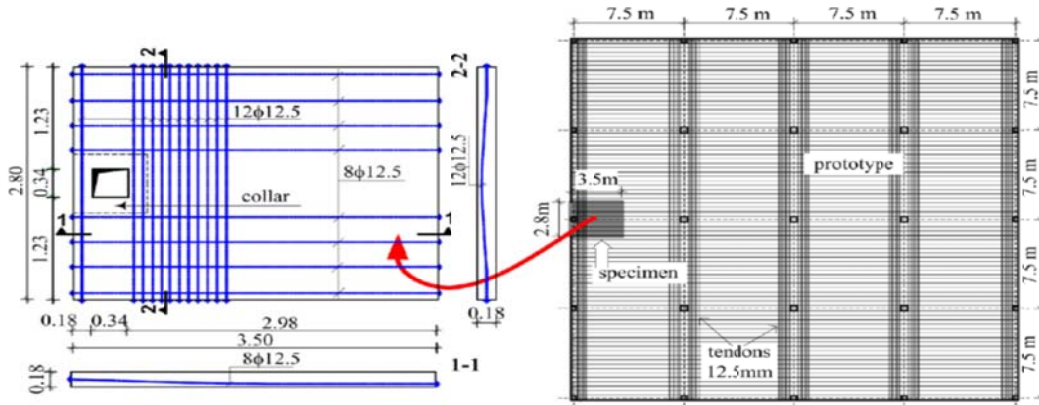
<sup>3</sup> Yielding

<sup>4</sup> Dowel Action

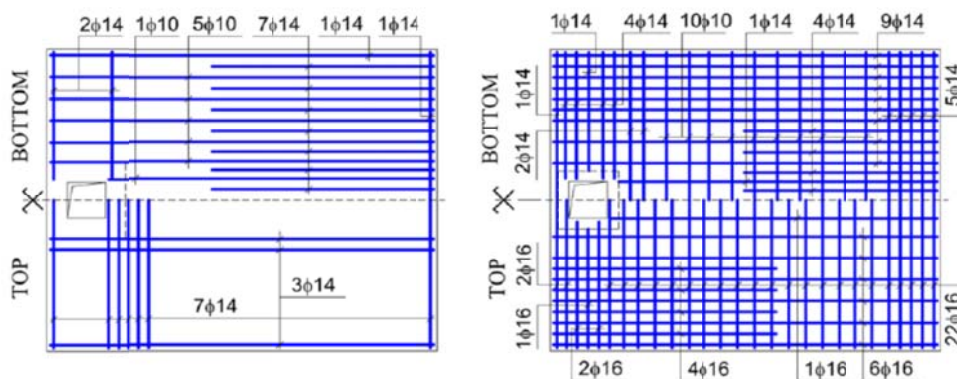
<sup>5</sup> Ductility

نمونه  $S_1$  دارای کمترین آرماتور تکمیلی چسبنده مورد نیاز در قسمت ممان‌های خمشی منفی مطابق با ACI318-99 [۴] بود. برای غلبه بر برش پانچ در نمونه‌های  $S_2$  و  $S_3$  از آرماتور چسبنده بیشتری استفاده شده بود (شکل ۳).

جهت و جهت عمود قرار گرفتند و عمق دال برابر ۱۸ سانتی‌متر بوده که باعث شد تا مقادیر میانگین پیش تنیدگی برابر  $1/5$  MPa و نسبت دهانه به عمق برابر ۴۲ باشد. هر سه نمونه ( $S_1$ ،  $S_2$  و  $S_3$ ) دارای ابعاد یکسان (۳/۵×۲/۸×۰/۱۸ متر) و بازشو  $0/34 \times 0/34$  متر برای ستون بوده و تعداد و توزیع کابل‌ها و سطح پیش تنیدگی در هر سه دارای مقادیر یکسان بود (شکل ۲).



شکل ۲ نحوه قرار گیری دال تخت پس کشیده اولیه و پلان نمونه‌های آزمایشی  $S_1$ ،  $S_2$  و  $S_3$  [۳]



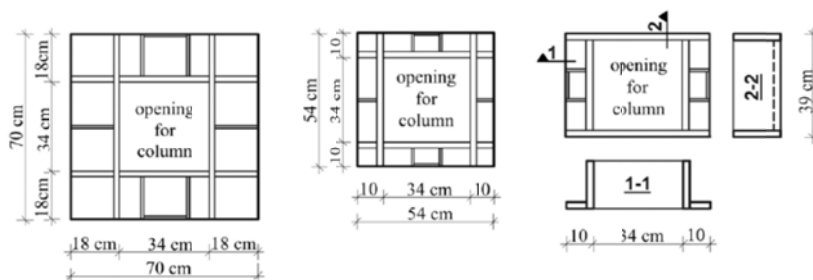
نمونه  $S_1$

نمونه های  $S_2$  و  $S_3$

شکل ۳- آرماتور چسبنده در نمونه‌های آزمایشی [۳]

شده است، متغیر بودند.

ابعاد حلقه‌های فولادی همانگونه که در شکل ۴ نشان داده



نمونه  $S_1$

نمونه  $S_2$

نمونه  $S_3$

شکل ۴- حلقه‌های دال تخت در نمونه‌های آزمایشی [۳]

## ۲-۲- خصوصیات مصالح

خصوصیات مصالح برای هر سه نمونه در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱- خصوصیات مصالح [۳]

نمونه	ضخامت دال (cm)	مقاومت فشاری بتن <sup>a</sup> (MPa)	مقاومت کششی بتن <sup>b</sup> (MPa)	مقاومت تسلیم (MPa)			میانگین سطح پیش تنیدگی
				کابل‌ها	حلقه فولادی	آرماچور	
S <sub>۱</sub>	۱۸	۵۱/۱	۲/۶۵	۱۵۸۰	۲۶۵	۴۶۲	۱/۵
S <sub>۲</sub>	۱۸	۴۸/۱	۲/۷۰	۱۵۸۰	۲۶۵	۴۶۲	۱/۵
S <sub>۳</sub>	۱۸	۵۱/۸	۳/۳۵	۱۵۸۰	۲۶۵	۴۶۲	۱/۵

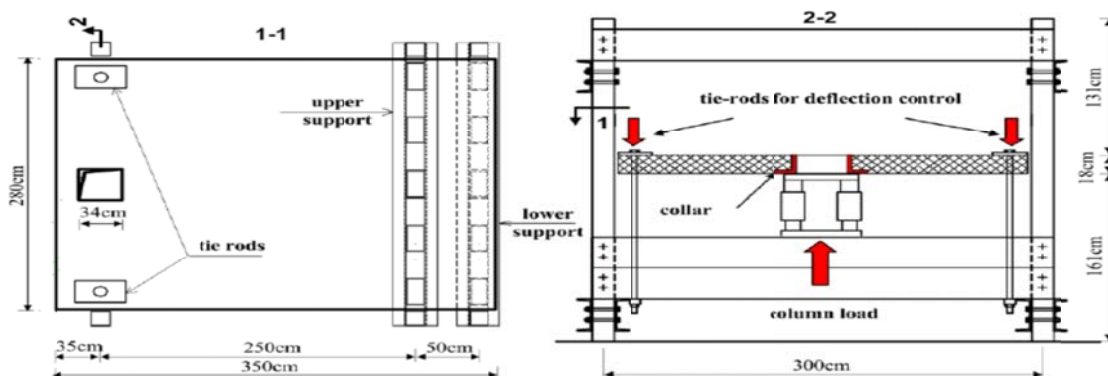
<sup>a</sup> بر اساس میانگین سه آزمایش مکعبی (۲۰ سانتی‌متر):  $f_c \approx$  استوانه‌ای  $1.1/f_c$ .

<sup>b</sup> بر اساس میانگین سه آزمایش استوانه‌ای (۳۰ سانتی‌متر \* ۱۲ سانتی‌متر).

## ۳-۲- روند اجرای آزمایش

اصلی چند طبقه مورد آزمایش قرار گرفتند. چیدمان و ارتفاع قاب آزمایشی در شکل ۵ نشان داده شده است.

نمونه‌ها در یک قاب فولادی آزمایشی به منظور بارگذاری و حصول شرایط مرزی جهت نمایش دقیق رفتار سازه



شکل ۵- نحوه قرارگیری و ارتفاع قاب آزمایش [۳]

تأثیر ستون بدون انتقال ممان در جهت عمود بر لبه آزاد دال صورت گرفت. علاوه بر این، به منظور نشان دادن تغییر شکل در مدل، هر دو جهت همانند دال اصلی، دو میله در گوشه نمونه در امتداد باز شو ستون نصب شد و این دو میله به منظور کنترل تغییر شکل در هر مرحله بارگذاری به کار رفتند.

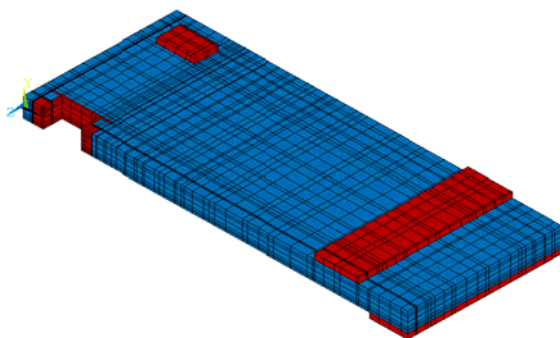
نمونه‌ها در آزمایشگاه قالب‌گیری و پیش تنیده شدند و داخل قاب مورد نظر قرار گرفتند. ابتدا، نمونه‌ها روی تکیه گاه پایین‌تر دارای انتهای ثابت و دو تکیه گاه موقت در محل میله‌ها قرار داده شدند (شکل ۵). بعد از ثابت کردن

قسمت‌های جانبی نمونه‌ها، جایی که ممان‌های خمشی منفی (موازی لبه آزاد) در دال اصلی برابر صفر بودند، لبه آزاد نمونه انتخاب شدند. جایی که ممان‌های خمشی مثبت (عمود بر لبه آزاد دال) در دال اصلی ماکزیمم بودند، در نمونه به عنوان تکیه گاه تعیین شدند. شرایط مرزی متناسب با انتهای ثابت در قاب مورد آزمایش، به وسیله دو تیر اصلی صلب فولادی تأمین شدند. لبه آزاد در دال اصلی در نمونه آزمایشی نیز به عنوان لبه آزاد انتخاب گردید. بار توسط دو جک هیدرولیکی که در لبه باز شو قرار گرفته بودند، اعمال شد و به این صورت جایگزینی

### ۳- آنالیز غیرخطی دال و مقایسه با نتایج آزمایش

#### ۳-۱- مدل المان محدود

جهت حصول اطمینان از صحت نتایج تحلیل‌های آتی انجام شده توسط نرم‌افزار، نمونه کنترلی  $S_2$  در آزمایش انجام شده توسط اسنرانا و وانجا با استفاده از نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی شد و تحت عنوان نمونه  $S_3$  نام‌گذاری گردید. در ادامه، نمونه مذکور تحت بارگذاری ثقلی افزایشنده مورد تحلیل قرار گرفته و نتایج حاصل از تحلیل با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی کنترل شدند. مشخصات مصالح به کار رفته در نمونه آزمایشگاهی در جدول ۲ به طور خلاصه نشان داده شده‌اند. در اینجا با توجه به تقارن دال حول محور اصلی  $x$ ، جهت کاهش زمان تحلیل، نصف دال مدل‌سازی شد و در نواحی مرزی از شرایط مرزی تقارن استفاده گردید. جهت مدل‌سازی دال از حجم‌های مکعبی استفاده شد. سپس احجام مدل‌سازی شده با استفاده از دستور Glue به یکدیگر متصل شدند. هندسه مدل‌سازی شده نمونه  $S_3$  در نرم‌افزار، در شکل ۷ نمایش داده شده است.



شکل ۷- هندسه نمونه  $S_3$  مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ANSYS

تکیه‌گاه بالایی دارای انتهای ثابت، جک‌های هیدرولیکی در محل قرار گرفتند. تکیه‌گاه‌های موقت آزاد شده و میله‌ها نصب شدند. این روش آزمایش موجب شد که تغییر شکل‌ها و کرنش‌های ناشی از وزن نمونه اندازه‌گیری نشوند و تنها عکس‌العمل مستون که به صورت یک نیرو در جک‌های هیدرولیکی در لحظه آزادسازی تکیه‌گاه‌های موقت در نظر گرفته می‌شود، قابل اندازه‌گیری باشد.

حالت اولیه ناشی از وزن نمونه و پیش‌تنیدگی به عنوان نقطه شروع تمام اندازه‌گیری‌ها در نظر گرفته شد. به هر یک از میله‌ها، بار  $40\text{ kN}$  برای رسیدن به شکست اعمال شد. با استفاده از میله‌هایی که در دو انتها دارای رزوه بودند، تغییر شکل نمونه در هر مرحله کنترل شد تا تغییر شکل‌ها و تنش‌ها در نمونه‌ها، مشابه تغییر شکل‌ها و تنش‌های به‌دست آمده توسط طراحی الاستیک در سازه اصلی باشند. نمونه‌های  $S_1$  و  $S_2$  در حد بار سرویس بارگذاری شده و سپس به طور مکرر باربرداری و بارگذاری شدند تا زمانی که شکست اتفاق افتد. در هر مرحله، تغییر شکل نمونه‌ها و کرنش‌ها در آرماتورهای چسبیده و در بتن در محل‌های مشخصی اندازه‌گیری شدند (شکل ۶).



شکل ۶- محل‌های اندازه‌گیری کرنش در بتن در سطح زیرین نمونه  $S_1$  [۳]

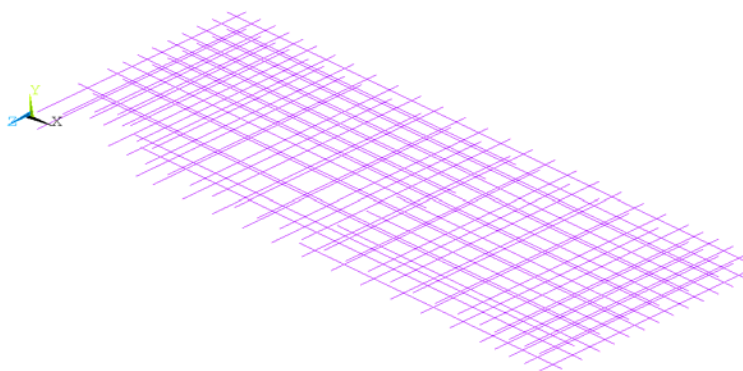
جدول ۲- مشخصات مصالح نمونه دال آزمایشگاهی [۳]

مصالح	مدول ارتجاعی (GPa)	ضریب پواسون	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت تسلیم (MPa)
بتن	$E = 32/84$	۰/۲	$f_c = 43/2$	----
آرماتور فولادی	$E = 210$	۰/۳	----	۴۶۲
کابل	$E = 193$	۰/۳	----	۱۵۸۰

### ۳-۱-۱- مدل‌سازی آرماتورها و کابل‌ها

آرماتور فولادی در عمق مؤثر ( $d=150\text{mm}$ ) مدل‌سازی شدند. آرماتورهای فولادی مدل‌سازی شده در نمونه  $S_3$  در شکل ۸ نمایش داده شده‌اند.

با توجه به مطالعات انجام شده، برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی، تاکنون استفاده از آرماتورگذاری مجزا نتایج دقیق‌تری را نسبت به استفاده از قابلیت تسلیح حجمی در المان SOLID 65 نتیجه داده است. المان‌های



شکل ۸- آرماتورهای فولادی نمونه  $S_3$  مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ANSYS

### ۳-۱-۳- شرایط مرزی

از آنجایی که به دلیل تقارن، فقط نصف دال  $S_3$  مدل‌سازی شده بود، به سطوح واقع در لبه داخلی دال، شرایط مرزی متقارن اختصاص داده شد. در مراحل تحلیل مشاهده شد رفتار نمونه به شرایط مرزی حساسیت زیادی دارد. اختصاص صحیح شرایط مرزی نقش عمده و به سزایی در نحوه رسیدن به جواب داشت. محل قرارگیری ستون در مقطع، پس از شبکه‌بندی دارای ۱۴ گره بود. درجه آزادی گره‌های فوق در جهت قائم به یکدیگر کوپل شدند تا بارگذاری در مجموع بر تمام ۱۴ گره اعمال گردد. در مورد المان‌های بتن آرمه، رفتار مدل، قبل و بعد از ترک‌خوردگی تفاوت چشم‌گیری با هم دارد. آنچه در بارگذاری مهم است درک نقاط بحرانی و نحوه تقسیم‌بندی مناسب تاریخچه بارگذاری در نقاط تأثیرگذار است. هر تاریخچه بارگذاری شامل پارامترهای مقدار بار نهایی، زمان، گام بارگذاری و زیر گام بارگذاری است. بار اعمالی به نمونه معمولاً به چند گام بارگذاری تقسیم می‌شود. هر گام بارگذاری نیز دارای چند زیر گام می‌باشد که نحوه رشد بار را در آن گام تعیین می‌کنند. در مراحل

برای مدل‌سازی کابل‌ها، از المان LINK10 که مخصوص مدل‌سازی کابل در نرم‌افزار ANSYS می‌باشد، استفاده شده و در حالتی تنظیم گردید که تنها کشش را تحمل کند. با توجه به پیش‌تنیدگی متوسط بتن دال مورد آزمایش ( $1/5\text{ MPa}$ )، پیش‌تنیدگی در کابل‌ها از طریق اعمال کرنش اولیه  $0/004$  به آن‌ها لحاظ گردید. این مقدار کرنش اولیه تقریباً معادل اعمال تنش اولیه‌ای برابر با  $50\%$  مقاومت تسلیم کابل‌ها ( $1580\text{ MPa}$ ) می‌باشد که با در نظر گرفتن مدول الاستیسیته بتن برابر  $193000\text{ MPa}$  از طریق رابطه  $\sigma=E\varepsilon$  به صورت  $772\text{ MPa} = 193000 * 0/004$  به دست آمده است.

### ۳-۱-۲- شبکه‌بندی

در این مدل، شبکه‌بندی احجام به صورت دستی انجام گرفت. با توجه به فواصل قرارگیری آرماتورها، نمونه  $S_3$  با المان‌های مستطیلی شبکه‌بندی شد. سعی شد احجام واقع در محل ستون و نوارهای ستونی به صورت ریزتری شبکه‌بندی گردند. به این صورت که در محل ستون و نوارهای ستونی، ابعاد المان‌ها کاهش داده شدند.

ورقه‌های فولادی نیز با استفاده از SOLID 45 مدل‌سازی شدند.

### ۳-۲-۲- مشخصات مصالح

#### ۳-۲-۱- مشخصات مصالح بتن مسلح [۵]

ایجاد مدلی که قادر باشد رفتار بتن را بیان کند، مشکل است. بتن یک ماده شبه ترد بوده و رفتارهای متفاوتی در کشش و فشار از خود نشان می‌دهد. ترک خوردگی بتن در کشش، خردشدگی آن تحت فشار، اثرات خزش وابسته به زمان و اثرات جمع‌شدگی وابسته به دما، رفتار واقعی بتن را پیچیده می‌سازد. مدل‌های رفتاری مختلفی جهت مدل‌سازی مصالح بتن وجود دارد که هر کدام دارای مزایا و معایبی می‌باشند. در این مطالعه ابتدا سه مدل رفتاری مختلف برای بتن در نمونه S<sub>۳</sub> در نظر گرفته شد و نتایج حاصل از تحلیل هر کدام از این سه مدل با نتایج حاصل از نمونه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت. سپس با توجه به نتایج حاصل، مدل رفتاری مناسب جهت انجام مطالعات پارامتریک، از بین این سه مدل رفتاری انتخاب گردید. مدل‌های رفتاری مورد استفاده برای بتن در بخش‌های آتی به تفصیل مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

#### ۳-۲-۱-۱- استفاده از معیار گسیختگی ویلیام -

##### وارنک در فشار و کشش

در نرم‌افزار ANSYS، مصالح مشخصی جهت مدل‌سازی بتن وجود دارد. در این مصالح جهت تخمین گسیختگی بتن در اثر تنش‌های چند محوری از معیار ویلیام - وارنک استفاده می‌شود. در مصالح بتن، هر دو مد ترک‌خوردگی و خردشدگی در نظر گرفته می‌شوند. خردشدگی بتن که یکی از معیارهای شکست آن می‌باشد، زمانی رخ می‌دهد که همه تنش‌های اصلی فشاری بوده و خارج از سطح گسیختگی باشند. در نتیجه مدول الاستیسیته در تمام راستاها برابر با صفر در نظر گرفته شده و المان از بین می‌رود (گسیخته می‌شود). در فشار، منحنی تنش -

ابتدایی بارگذاری که هنوز ترک خوردگی رخ نداده است، می‌توان گام‌های بلندتری برداشت و تعداد زیر گام‌ها را نیز برای کاهش زمان حل کمتر در نظر گرفت. در عوض در هنگام ترک‌خوردگی و پس از آن و به خصوص در نزدیکی بار نهایی، باید گام‌های بارگذاری کوتاه‌تر و تعداد زیر گام‌ها بیشتر باشد، تا بتوان به رفتار واقعی مدل دست یافت.

در اینجا جهت دستیابی به یک تاریخچه بارگذاری مناسب، ابتدا یک تاریخچه بارگذاری با تعداد ۱۰۰۰ زیرگام به مدل اعمال شد و پس از انجام تحلیل، نقاط حساس در منحنی پاسخ شناخته شدند. در دست داشتن نتیجه آزمایشگاهی به روند رسیدن به جواب کمک به سزایی نمود، زیرا محدوده بار گسیختگی نمونه را مشخص می‌نمود. با مشخص بودن محدوده گسیختگی می‌توان نمود بارگذاری در آن محدوده را به مقدار کافی ریز کرد تا بار گسیختگی مدل با دقت مناسبی حاصل شود. پس از شناخته شدن نقاط حساس در منحنی پاسخ، گام‌های بارگذاری در آن ناحیه ریزتر شدند.

در تاریخچه بارگذاری در نرم‌افزار ANSYS پارامتری به نام زمان وجود دارد که در تحلیل‌های استاتیکی بار افزون نقشی ایفا نمی‌کند. لذا جهت سهولت در قرائت مقدار بار اعمالی می‌توان زمان را معادل با مقدار بار در نظر گرفت [۳]. بدین معنی که با مساوی قرار دادن مقدار زمان و بار اعمالی در پایان هر گام بارگذاری، می‌توان در هر زیر گام از آن گام بارگذاری به جای مجموع‌گیری از عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی که عملی بسیار وقت‌گیر و پر اشتباه است، با قرائت زمان آن زیرگام به مقدار بار اعمالی پی برد.

#### ۳-۱-۴- تعریف المان و ثابت‌های حقیقی

جهت مدل‌سازی بتن در مدل المان محدود از المان SOLID 65 استفاده شد و آرماتورهای دال با استفاده از المان LINK 8 و کابل‌ها با استفاده از LINK 10 و

پارامتر می‌تواند منحنی بار - تغییرمکان نمونه را دچار دگرگونی‌هایی نماید. یکی از مشکل‌ترین مراحل در مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار ANSYS به دست آوردن مقدار این دو پارامتر است. این پارامترها از یک مدل تا مدل دیگر و نیز با توجه به مقاومت تک محوری بتن مورد استفاده، متفاوت هستند. لذا همواره در مراحل ارزیابی صحت مدل‌سازی، به یک منحنی تجربی جهت واسنجی مدل نیاز است. در مورد دال مدل‌سازی شده در این بخش، با انجام تحلیل‌های فراوان در نهایت برای ضرایب انتقال برش از ترک‌های باز و بسته، مقادیر ۰/۲۵ و ۰/۹ حاصل آمد. مشخصات مورد استفاده در تعریف مصالح با معیار گسیختگی ویلیام - وارنک در نمونه S<sub>۳</sub> در جدول ۳ ارائه شده است.

کرنش بتن تا حدود ۳۰ درصد حداکثر مقاومت فشاری، به صورت الاستیک خطی می‌باشد. بعد از این نقطه، تنش به تدریج تا رسیدن به حداکثر مقاومت فشاری افزایش می‌یابد. بعد از آن که تنش به نقطه حداکثر مقاومت فشاری  $\sigma_{cu}$  رسید، منحنی وارد ناحیه نرم شدگی گردیده و نهایتاً گسیختگی خردشدگی در کرنش نهایی  $\epsilon_{cu}$  رخ می‌دهد. در معیار ویلیام - وارنک، چندین پارامتر ورودی از جمله مقاومت کششی و فشاری تک محوری بتن و ضرایب انتقال برش از ترک‌های باز و بسته جهت تعیین سطح گسیختگی بتن مورد نیاز هستند. مهمترین کار در این قسمت، تعیین پارامترهای بتن است. دو پارامتر ضرایب انتقال برش از ترک‌های باز و بسته، نقش بسیار مهمی در تعیین رفتار بتن به ویژه در تعیین مقدار بار و تغییر مکان گسیختگی دارند. کوچکترین تغییر در این دو

جدول ۳- مشخصات مصالح بتن با استفاده از معیار گسیختگی ویلیام - وارنک در نمونه S<sub>۳</sub>

معیار تسلیم	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	ضریب انتقال برش از ترک‌های باز	ضریب انتقال برش از ترک‌های بسته
ویلیام - وارنک	$f_c = 43/2$	$f_t = 3/25$	$\beta_c = 0/25$	$\beta_c = 0/9$

تجربیات حاصل از مدل‌سازی نشان داد که هرچه تعداد نقاط منحنی تنش - کرنش بتن در برنامه بیشتر باشد، همگرایی جواب‌ها بهتر خواهد بود. در نهایت با توجه به نتایج تحلیل‌های پی در پی، منحنی تنش - کرنش بتن با استفاده از روابط تنش - کرنش تک محوری بتن با ۸ نقطه جهت ادامه مدل‌سازی انتخاب گردید و در برنامه تعریف شد.

$$f = \frac{E_c \epsilon}{1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2} \quad (1)$$

$$\epsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (2)$$

$$E_c = \frac{f}{\epsilon} \quad (3)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (4)$$

f: تنش در کرنش  $\epsilon$ ، بر حسب N-mm

$\epsilon$ : کرنش در تنش f

$\epsilon_0$ : کرنش در مقاومت فشاری نهایی  $f'_c$

### ۳-۲-۱-۲- استفاده از معیار گسیختگی J2 در فشار و معیار ویلیام - وارنک در کشش

یکی از روش‌های مشخص نمودن گسیختگی بتن در فشار، استفاده از معیار گسیختگی J2 به کمک منحنی تنش - کرنش بتن می‌باشد. در ادامه روند این بررسی، از مصالح با معیار گسیختگی همسانگرد فون - مایسز استفاده شده است.

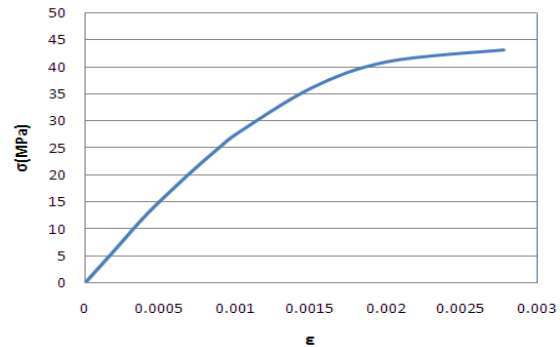
از آنجا که در مطالعه آزمایشگاهی، منحنی تنش - کرنش بتن ارائه نشده و تنها مقاومت آن بیان شده بود، لذا با استفاده از موارد مشابه سعی شد مدلی نزدیک به واقعیت از رفتار مصالح ایجاد شود. بدین ترتیب برای ایجاد منحنی رفتاری بتن از روابط تنش - کرنش تک محوری بتن (روابط ۱ تا ۴) [۶] استفاده شد. منحنی تنش - کرنش مورد استفاده در تعریف رفتار بتن فشاری در نرم‌افزار، با استفاده از روابط فوق در شکل ۹ نمایش داده شده است.



بتن که با استفاده از روابط فوق به دست آمده است، به همراه ضرایب انتقال برش از ترک‌های باز و بسته برای تعریف بتن با معیار تسلیم دراگر - پراگر در جدول ۴ ارائه شده است.

### ۳-۲-۲-۲-۳-۲- مشخصات مصالح آرماتورهای فولادی

از آنجا که در مطالعه آزمایشگاهی، منحنی تنش - کرنش فولاد ارائه نشده و تنها مقاومت آن بیان شده است، لذا با استفاده از موارد مشابه سعی شد مدلی نزدیک به واقعیت از رفتار مصالح ایجاد شود. بدین ترتیب برای مصالح آرماتورهای فولادی از مصالح ایزوتروپیک دو خطی با معیار گسیختگی فون- مایسز استفاده شد. در این بررسی فرض می‌شود مصالح آرماتورهای فولادی به صورت الاستیک - کاملاً پلاستیک بوده و در فشار و کشش یکسان عمل می‌نمایند. مشخصات مصالح آرماتورهای فولادی ورودی به نرم‌افزار در جدول ۵ ارائه شده است.



شکل ۹- منحنی چند خطی تنش-کرنش بتن در فشار.

### ۳-۱-۲-۳-۳- استفاده از معیار تسلیم دراگر - پراگر در فشار و معیار ویلیام - وارنک در کشش

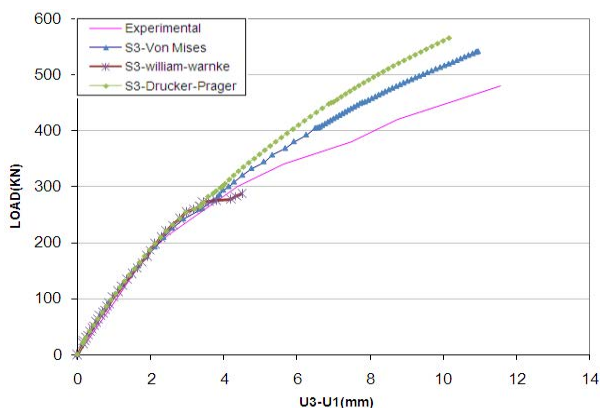
یک روش دیگر جهت مدل‌سازی رفتار غیر خطی مصالح دانه‌ای در فشار در برنامه ANSYS، معیار تسلیم دراگر - پراگر است. داده‌های ورودی در ANSYS جهت تعریف مدل دراگر - پراگر، ضریب چسبندگی،  $C$ ، و زاویه اصطکاک داخلی،  $\phi$ ، می‌باشند. مشخصات مصالح شامل ضریب چسبندگی و مقدار زاویه اصطکاک داخلی برای

جدول ۴- مشخصات مصالح بتن با استفاده از معیار تسلیم دراگر - پراگر در نمونه  $S_3$ .

معیار تسلیم	ضریب چسبندگی (MPa)	زاویه اصطکاک داخلی (Deg)	ضریب انتقال برش از ترک‌های باز	ضریب انتقال برش از ترک‌های بسته
دراگر- پراگر	$C = 17/63$	$\phi = 11/537$	$\beta_c = 0/25$	$\beta_c = 0/9$

جدول ۵- مشخصات مصالح آرماتورهای فولادی

معیار تسلیم	مدول ارتجاعی (GPa)	ضریب پواسون	مقاومت تسلیم (MPa)	شیب خط دوم (MPa)
فون- مایسز	$E = 210$	$\nu = 0/3$	$f_y = 462$	Tang Mod=21



شکل ۱۰- پاسخ بار- تغییر مکان نمونه های تحلیلی و آزمایشگاهی

### ۳-۳-۳- نتایج تحلیل

#### ۱-۳-۳- پاسخ بار - تغییر مکان

جهت به دست آوردن یک مدل تحلیلی که با دقتی مناسب با نمونه‌های آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد، تحلیل‌های بسیار زیادی انجام شد. در این راستا تلاش برای واسنجی نمونه با استفاده از هر سه مدل رفتاری فوق برای مصالح بتنی با سعی و خطا انجام پذیرفت. پاسخ‌های بار - تغییر مکان نمونه های تحلیلی و آزمایشگاهی در شکل ۱۰ نمایش داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود، پاسخ بار - تغییر مکان نمونه، چند خطی بوده و می‌تواند به دو مرحله ترک نخورده و ترک خورده تقسیم گردد. نقطه‌ای که پاسخ بار - تغییر مکان از پاسخ الاستیک اولیه منحرف شود، می‌تواند به دو مرحله ترک نخورده و ترک خورده تقسیم گردد. نقطه‌ای که پاسخ بار - تغییر مکان از پاسخ الاستیک اولیه منحرف شود می‌تواند به عنوان نقطه نخستین ترک خوردگی پذیرفته شود. مرحله ترک خورده به دو زیر مرحله پیش از تسلیم و پس از تسلیم تقسیم می‌شود. مرحله ترک خورده پیش از تسلیم، از بار ترک خوردگی،  $P_{cr}$ ، تا بار تسلیم،  $P_y$ ، است. مرحله ترک خورده پس از تسلیم، از بار تسلیم،  $P_y$ ، تا بار گسیختگی پانچ،  $P_{II}$ ، ادامه می‌یابد. همان‌طور که از نمودارها مشخص است، پس از ترک خوردگی بتن، انحراف واضح دیگری که نشان‌دهنده تسلیم شدن آرماتورها باشد، مشاهده نمی‌شود و این موضوع رفتار نمونه آزمایشگاهی را تأیید می‌کند که نشان می‌داد در هنگام شکست پانچ تنها تعداد کمی از آرماتورها در نواحی کوچکی شروع به تسلیم شدن کرده بودند. با افزایش بیشتر بار اعمالی، ناحیه‌ای نزدیک به ستون وارد حالت پلاستیک شد و در بار نهایی،  $P_{II}$ ، ستون از میان ضخامت دال پانچ نمود. مقادیر بار و تغییر مکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی در آرماتورها و مقادیر نهایی نمونه  $S_r$  با سه مدل رفتاری مصالح و نمونه آزمایشگاهی در جدول ۶ ارائه شده است. همچنین درصد خطای مقادیر ظرفیت باربری و تغییر مکان نهایی مدل‌های تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی در جدول ۷ ارائه شده است.

همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، مسیر منحنی‌های بار - تغییر مکان برای نمونه  $S_r$  با هر سه نمونه با مدل رفتاری مصالح متفاوت، تقریباً بر یکدیگر منطبق بوده و به منحنی بار - تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی نزدیک می‌باشد. تا قبل از ترک خوردگی منحنی‌ها نسبتاً بر هم منطبق می‌باشند، اما پس از ترک خوردگی بتن، مقداری اختلاف در آن‌ها مشاهده می‌شود. در واقع از ابتدا، هدف از واسنجی نمونه، تطبیق کامل منحنی بار - تغییر مکان آن با نمونه آزمایشگاهی است. زیرا در کل مسیر بارگذاری، تطبیق بار و تغییر مکان مدل و نمونه آزمایشگاهی کنترل می‌شود و همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، این تطبیق به صورت مناسبی حاصل آمده است.

با توجه به شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه  $S_r$  با مدل‌های رفتاری فون - مایسز و دراکر - پراگر به مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه آزمایشگاهی بسیار نزدیک است. ولی همان‌طور که انتظار می‌رفت نمونه با مدل رفتاری ویلیام - وارنک دچار شکست زودرس شد و بار و تغییر مکان بسیار کمتری را نسبت به نمونه آزمایشگاهی تحمل نمود. همان‌طور که قبلاً نیز اشاره شد دلیل مورد فوق این است که سطح گسیختگی فشاری در مدل ویلیام - وارنک، نسبت تنش - کرنش را تا زمان خرد شدگی به صورت الاستیک خطی فرض می‌کند. این مدل هنگامی که بدون یک قانون پلاستیسیته به کار گرفته شود، موجب می‌شود که ظرفیت تغییر شکل به میزان قابل توجهی دست کم در نظر گرفته شود و منجر به خرد شدگی زودرس بتن می‌گردد.

جدول ۶- بار و تغییر مکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی نمونه‌ها

نمونه	ترک خوردگی		تسلیم شدگی در آرماتورها		مقادیر نهایی	
	$p_{cr}$ (kN)	$\Delta_{cr}$ (mm)	$p_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$p_u$ (kN)	$\Delta_u$ (mm)
$S_r$ (William-Warnke)	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	----	----	۲۸۷/۳۹	۴/۵۲
$S_r$ (Von-Mises)	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۴۷۲/۵۹	۸/۸۲	۵۴۱/۰۷	۱۱/۰۰
$S_r$ (Drucker-Prager)	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۵۱۰/۳۴	۸/۷۹	۵۶۵/۳۴	۱۰/۲۰
نمونه آزمایشگاهی	۲۱۶/۰۰	۲/۵۰	۴۷۰/۰۰	۱۱/۱۰	۴۸۰/۰۰	۱۱/۵۶

جدول ۷- درصد تغییر مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه آزمایشگاهی

نمونه	تغییر مقادیر نهایی (درصد نسبت به نمونه آزمایشگاهی)	
	pu (%)	$\Delta u$ (%)
$S_3$ (William-Warnke)	-۴۰/۱۳	-۶۰/۹۰
(Von-Mises) $_3S$	+۱۲/۷۲	-۴/۸۴
(Drucker-Prager) $_3S$	+۱۷/۷۸	-۱۱/۷۶

المان‌های بسیار ریزی شبکه‌بندی شود تا بتوان از گره‌های واقع در دو ارتفاع مجزا و نزدیک به عمق مؤثر دال، برای مدل‌سازی دو سفره آرماتور استفاده کرد. لیکن این عمل باعث افزایش قابل ملاحظه‌ای در زمان و هزینه تحلیل‌ها خواهد شد. در نهایت با توجه به شرایط زمانی و اقتصادی طرح، تصمیم به مدل‌سازی آرماتورها در یک ارتفاع گرفته شد و از افزایش سختی ناشی از مدل‌سازی آرماتورها به این روش، چشم‌پوشی گردید.

### ۳-۲-۳- الگوهای ترک خوردگی و مدل‌های گسیختگی

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل، نمونه دارای مدل رفتاری مصالح با معیار فون- مایسز نسبت به دو مدل رفتاری دیگر تطابق بیشتری با نمونه آزمایشگاهی از خود نشان داد. اگرچه نتایج حاصل از تحلیل نمونه دارای مدل رفتاری مصالح با معیار گسیختگی دراکر- پراگر نیز به نتایج آزمایشگاهی نزدیک بود. بنابراین با توجه به نتایج تحلیل و نیز سایر مزایای فوق الذکر، نمونه دارای مشخصات مصالح با معیار تسلیم فون- مایسز نسبت به دو معیار گسیختگی دیگر مناسب‌تر تشخیص داده شد و جهت انجام سایر مطالعات انتخاب گردید.

الگوی ترک خوردگی، اطلاعات پر ارزشی در خصوص مکانیزم گسیختگی برش پانچ در اختیار قرار می‌دهد. نرم‌افزار ANSYS قابلیت نمایش الگوهای ترک خوردگی در هر گام بارگذاری را دارا می‌باشد. نتایج ترک خوردگی با یک صفحه مدور که بر مؤلفه تنش اصلی که موجب ترک خوردگی شده است، عمود است نمایش داده می‌شود. الگوی ترک خوردگی نمونه  $S_3$  با معیار تسلیم

با توجه به جداول ۶ و ۷ مشاهده می‌شود مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه  $S_3$  با مدل‌های رفتاری دراکر - پراگر و فون - مایسز به مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه آزمایشگاهی بسیار نزدیک است. لیکن نمونه دارای مدل رفتاری ویلیام - وارنک دچار شکست زودرس شده و بار و تغییر مکان بسیار کمتری را نسبت به نمونه آزمایشگاهی تحمل نمود.

مشاهده می‌شود مدل‌های تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی در یک تغییر مکان یکسان، بار بیشتری را تحمل نموده‌اند. به عبارت دیگر مدل‌های تحلیلی نسبت به نمونه آزمایشگاهی سختی بیشتری از خود نمایش داده‌اند. دلایل این مورد را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد:

۱- مدل المان محدود به دلیل کاهش درجات آزادی در المان‌ها به صورت ذاتی از نمونه آزمایشگاهی سخت‌تر است.

۲- اتصال بین آرماتورهای فولادی و دال بتنی به صورت کاملاً پیوسته (بدون در نظر گرفتن لغزش) فرض شده است.

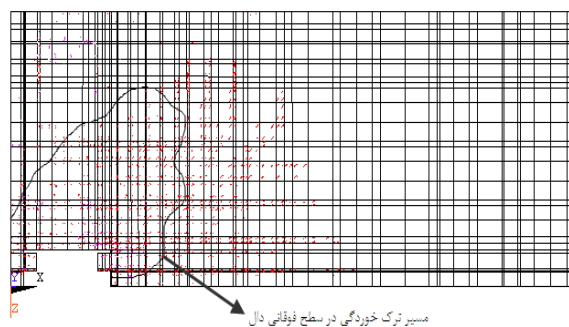
۳- از آنجا که المان‌های معرف آرماتورهای فولادی در جهات طولی و عرضی در یک ارتفاع مدل شده‌اند، در نتیجه در گره‌هایی که این المان‌ها با هم تقاطع دارند، سختی زیادی ایجاد می‌شود. لیکن در نمونه آزمایشگاهی هیچ‌گونه اتصالی بین آرماتورهای دو جهت وجود ندارد. لذا این روش، نقاط تقاطع آرماتورها را به صورت کاملاً واقعی مدل نمی‌کند. در نتیجه پاسخ بار - تغییر مکان مدل نسبت به نمونه آزمایشگاهی شیب تندتری خواهد داشت. جهت رفع مشکل فوق می‌بایست ضخامت دال به

مسیر مذکور با امتداد دادن راستای ترک‌های مورب در مقطع به صورت تقریبی ترسیم شده است. همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، مسیر ترک خوردگی نمونه  $S_3$  در بار نهایی، با الگوی ترک خوردگی در نمونه آزمایشگاهی تطابق قابل توجهی دارد. همان‌طور که اشاره شد الگوی ترک خوردگی نهایی در بار گسیختگی به شکل ترک شکافنده است. مشابهت فوق، صحت نتایج حاصل از تحلیل نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار را بیش از پیش به اثبات می‌رساند. مطابق با تحلیل عددی، المان‌های دارای بیشترین تنش در ناحیه فشاری بتن در مجاورت لبه‌های حلقه و بین آن‌ها قرار دارند.

فون- مایسز در وجه کششی برای نصف دال در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. در سطوح ابتدایی بارگذاری، ترک‌هایی در ناحیه کششی نمونه شکل گرفتند. با افزایش بارگذاری، ترک‌های بیشتری ایجاد شده و به سمت لبه‌های دال و نیز وجه فشاری گسترش یافتند. در مرحله نهایی، این ترک‌ها عریض‌تر شده و به یکدیگر متصل شدند. الگوی ترک خوردگی واقعی در راستای مقطع عرضی نمونه آزمایشگاهی که در امتداد محور مرکزی برش یافته است، به همراه مسیر ترک خوردگی ترسیمی در مقطع عرضی مدل المان محدود در بار نهایی، جهت مقایسه در شکل ۱۲ نمایش داده شده است. به طوری که



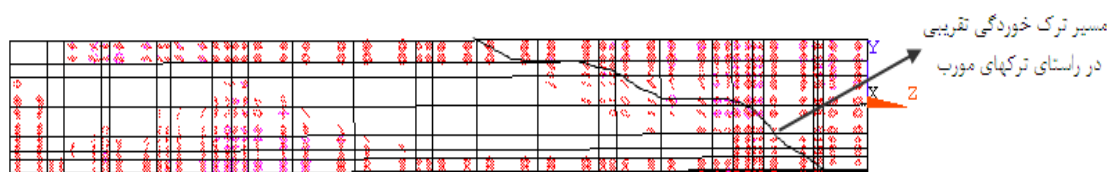
(ب)



مسیر ترک خوردگی در سطح فوقانی دال

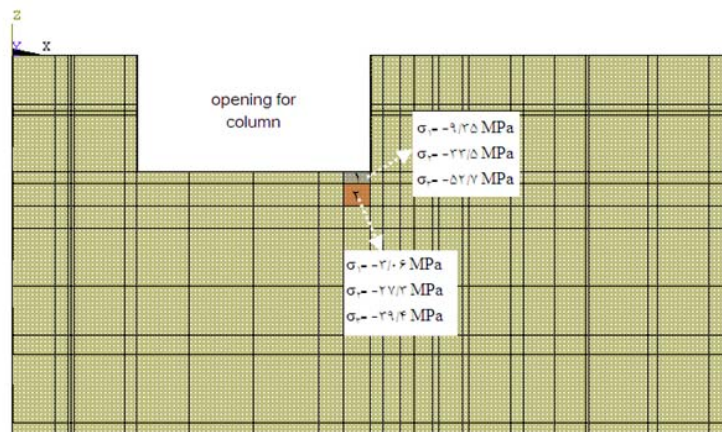
(الف)

شکل ۱۱- الگوی ترک خوردگی در بار نهایی در نمونه  $S_3$  تحلیلی و نمونه آزمایشگاهی در بار  $541 \text{ kN}$ ، (الف) وجه کششی نمونه تحلیلی و (ب) نمونه آزمایشگاهی [۳]



مسیر ترک خوردگی تقریبی در راستای ترک‌های مورب

شکل ۱۲- مسیر ترک مورب در بار نهایی در مقطع عرضی نمونه تحلیلی  $S_3$  و نمونه آزمایشگاهی [۳]

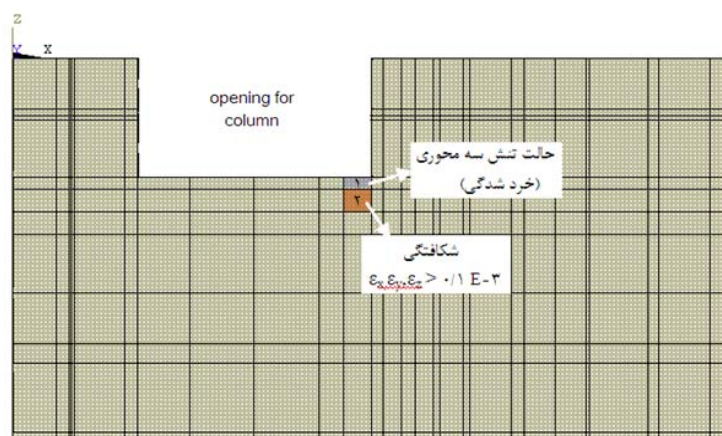


شکل ۱۳- حالات تنش در سطح زیرین دال در هنگام شکست در نمونه  $S_3$

تبدیل می‌شود (دو مؤلفه دیگر کرنش  $\epsilon_x$  و  $\epsilon_z$  قبلاً بزرگتر از کرنش ترک بودند). این موضوع منجر به کاهش ظرفیت حمل و ایجاد شکاف در بتن در این ناحیه می‌شود. شکست این ناحیه باعث کاهش حالت تنش فشاری سه محوری در المان ۱ می‌شود (تنش اصلی ماکزیمم برابر با  $52.7 \text{ MPa}$  می‌باشد، در حالی که  $f_c$  تنها  $42.2 \text{ MPa}$  است) و نمی‌تواند بیش از این باعث پایداری یا توزیع مجدد گردد و باعث ایجاد شکست همراه با خرد شدن بتن می‌شود (شکل ۱۴). همانطور که در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ مشاهده می‌شود، ایجاد شکاف در بتن و شکست آن در نتایج استخراج شده از نرم‌افزار و آزمایش انطباق بسیار خوبی با هم دارند.

همان‌طور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، حالت تنش سه محوری بزرگی با هر سه تنش فشاری اصلی در المان ۱ وجود دارد. در بتن اطراف، حالت تنش تقریباً دو محوری بوده و تنش عمودی  $\sigma_y$  با افزایش فاصله از گوشه حلقه به سرعت کاهش می‌یابد. به طوری که تنش اصلی  $\sigma_1$  دارای مقادیر کشش یا فشار بسیار کوچک بوده و دو تنش اصلی دیگر  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  به صورت تنش‌های فشاری می‌باشند.

با این وجود، پدیده شکست در حالت تنش‌های سه محوری بزرگ با تنش‌های بزرگ، آغاز نمی‌شود و در مجاورت المان ۲ با تنش‌های اصلی بسیار کوچکتر شروع می‌شود. در این المان مؤلفه کرنش  $\epsilon_y$  که فشاری است، قبل از شکست، به کرنش کششی و بزرگتر از کرنش ترک



شکل ۱۴- مکانیزم برش پانچ

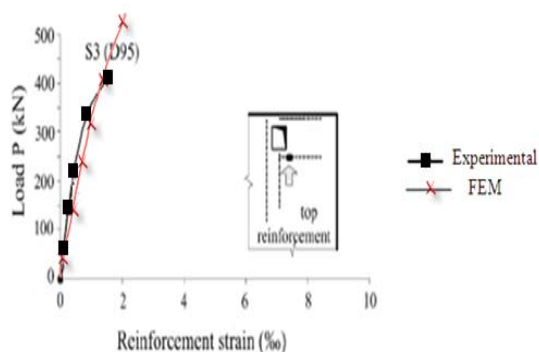


شکل ۱۵- شکاف خوردن (قبل از شکست) و خرد شدن بتن در هنگام شکست، نمونه S<sub>۳</sub> [۳].

تنش اصلی به صورت تنش کششی باشد، که پس از آن شکست بتن تحت فشار زیاد حاصل می‌شود.

### ۳-۳-۳- کرنش در آرماتورهای فولادی

علاوه بر مقایسه کلی نمودار بار- تغییر مکان، کرنش‌های ایجاد شده در بتن و آرماتورهای فولادی حاصل از تحلیل المان محدود نمونه S<sub>۳</sub> با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. پروفیل کرنش در فولاد حاصل از تحلیل المان محدود و اندازه‌گیری آزمایشگاهی در شکل ۱۶ نمایش داده شده است. بررسی شکل مذکور نشان می‌دهد مسیر کرنش در فولاد به درستی محاسبه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، با افزایش بار، مقدار کرنش آرماتور نیز به صورت غیرخطی افزایش می‌یابد و همانطور که انتظار می‌رفت در محل مورد نظر آرماتور در مقادیر نزدیک به بار نهایی به کرنش نظیر جاری‌شدگی (۰/۰۰۲۲) رسیده است.

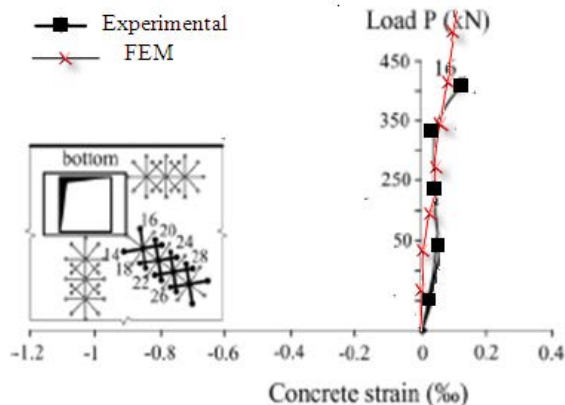


شکل ۱۶- مقایسه کرنش‌های ایجاد شده در آرماتور فولادی حاصل از تحلیل المان محدود نمونه S<sub>۳</sub> با نتایج آزمایشگاهی

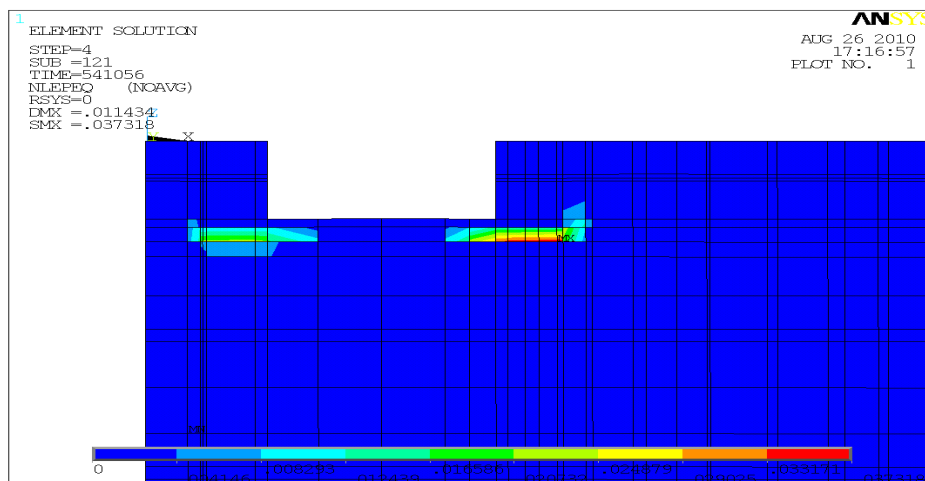
خرد شدن ناحیه‌ای که به شدت تحت فشار می‌باشد، یک پدیده ثانویه است که به دنبال شکست اولیه و ایجاد شکاف در مجاورت بتن دارای تنش کم به وجود می‌آید [۳]. این رفتار در آزمایش نیز قابل مشاهده است. شکست اولیه باعث شکافتگی بتن در سطح زیرین دال و نزدیک به گوشه‌های داخلی حلقه می‌شود، (شکل ۱۵). در این لحظه، ناگهان نیرو در جک هیدرولیکی کاهش می‌یابد، گیج‌های اندازه‌گیری جابجا می‌شوند و دال دچار برش پانچ می‌شود. شکست کلی در اثر برش پانچ به دنبال تخریب بتن در سطح زیرین دال و در تمام اطراف حلقه فولادی به وجود می‌آید (شکل ۱۵).

برش پانچ تا حد زیادی به شرایط تنش در داخل بتن تحت فشار سه محوری در سطح زیرین دال بستگی دارد. نواحی دارای بیشترین تنش و تنش‌های فشاری در همه جهت (در این مورد نزدیک گوشه‌های داخلی حلقه) قبل از رسیدن به شکست به دلیل انبساط حجمی، ابتدا شروع به گسترش حجم می‌کنند. بتن اطراف، در اثر این انبساط، مجدداً تحت تنش قرار می‌گیرد و مقاومت نواحی تحت تنش بالا مجدداً افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر، این انبساط سبب به وجود آمدن تنش‌های کششی در بتن (تغییر تنش فشاری به تنش کششی) و کاهش مقاومت این نواحی می‌شود. بنابراین، این نواحی تحت تنش کم به دلیل تنش‌های کششی ثانویه که به علت انبساط حجمی به وجود می‌آیند، ابتدا دچار شکست می‌شوند. این حالت، یک شکست اولیه است که به وسیله شکاف خوردن بتن در شرایط تنش به وجود می‌آید. به طوری که حداقل یک

صفحه بارگذاری رخ داده است. همچنین با افزایش فاصله از گوشه، کرنش‌های پلاستیک وابسته، به سرعت کاهش می‌یابند. تنش‌های فشاری و تغییر شکل‌های پلاستیک وابسته به آن در نواحی نزدیک به گوشه صفحه بارگذاری مشخص‌تر است که وقوع گسیختگی در این نواحی را متحمل‌تر می‌سازد.



شکل ۱۷- مقایسه کرنش‌های ایجاد شده در بتن در سطح زیرین دال حاصل از تحلیل المان محدود نمونه  $S_3$  با نتایج آزمایشگاهی



شکل ۱۸- کرنش‌های پلاستیک معادل در نمونه  $S_3$  در بار نهایی

می‌رسد. تعیین پارامترهای تأثیرگذار بر ظرفیت برش پانچ دال‌ها و حصول نتایجی که قابلیت توسعه به دال‌های واقعی را داشته باشند، از مهم‌ترین اهداف این بخش است. در این بخش مطالعات پارامتریک جهت بررسی پارامترهای مؤثر بر ظرفیت دال‌ها از جمله تأثیر مقدار پس

### ۳-۳-۴- کرنش در بتن

مقایسه مشابهی از کرنش‌های به‌وجود آمده در بتن حاصل از تحلیل المان محدود نمونه  $S_3$  با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی در شکل ۱۷ نمایش داده شده است. به‌طور کلی، تحلیل المان محدود و نتایج آزمایشگاهی، مسیر کرنش نسبتاً یکسانی را نشان می‌دهند. همانطور که در نمودار ملاحظه می‌شود، با افزایش بار، مقدار کرنش بتن نیز به‌صورت غیرخطی افزایش می‌یابد و در نقاط تحت کشش در بار نهایی تا کرنش نظیر ترک خوردگی ( $\epsilon_{cr} \approx 0.0002$ ) ادامه می‌یابد.

### ۳-۲-۵- حالات تنش و کرنش در بتن

شرایط تنش و کرنش محلی در پیرامون ناحیه بارگذاری می‌تواند به درک بهتر مکانیسم گسیختگی کمک کند. کرنش‌های پلاستیک معادل در نمونه  $S_3$  در بار نهایی در شکل ۱۸ نمایش داده شده است. بررسی شکل مذکور نشان می‌دهد عمده تغییر شکل‌های پلاستیک در گوشه

## ۴- مطالعات پارامتریک عوامل مؤثر بر

### ظرفیت اتصالات دال پس کشیده -

#### ستون

پس از حصول اطمینان از صحت نتایج تحلیل‌ها در نرم‌افزار ANSYS نوبت به تعریف نمونه‌های تحلیلی

تحت عناوین  $S_3$ -pre str=۳/۵ و  $S_3$ -pre str=۰ نامگذاری شدند. مقادیر کرنش‌های اولیه در نرم افزار در قسمت ثابت حقیقی المان LINK10 که مربوط به کابل‌ها می باشد، به نحوی که در شکل ۱۹ مشخص شده است تعریف شدند. در ادامه نمونه‌های فوق تحت بارگذاری استاتیکی افزاینده مورد تحلیل قرار گرفتند.

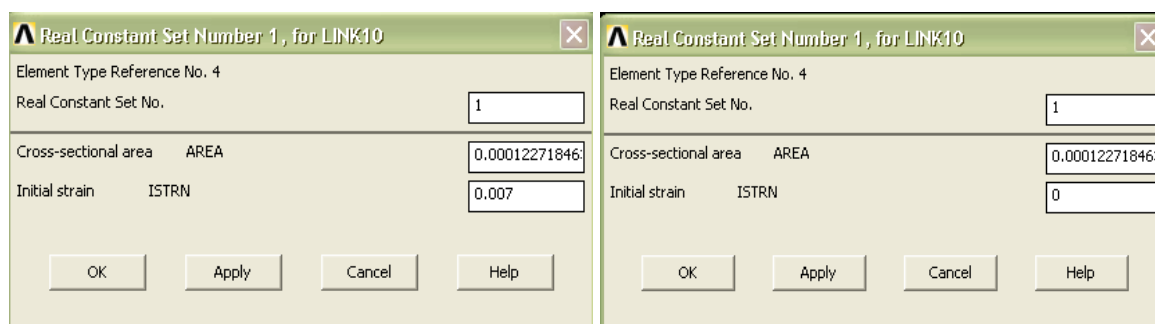
نمودارهای بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل مدل‌های فوق به همراه نمودار بار - تغییر مکان نمونه  $S_3$  در شکل ۲۰ نمایش داده شده است. همانطور که از نمودار پیداست با افزایش مقدار پیش تنیدگی، دال سخت تر می شود، یعنی نسبت به دال‌های دارای پیش تنیدگی کمتر، در بار یکسان، تغییرمکان کمتری در این دال به وجود می آید و مقادیر بار و تغییرمکان نهایی آن نیز همانطور که در جدول ۸ آمده است، افزایش می‌یابند. مقادیر بارهای ترک‌خوردگی، تسلیم شدگی در آرماتورها و نهایی و تغییر مکان متناظر با هر کدام از این بارها نیز برای هر سه نمونه در جدول ۸ ارائه شده است.

درصد تغییر مقادیر بار و تغییرمکان نهایی نمونه‌های مطالعه شده در این بخش نسبت به نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۹ ارائه شده‌اند.

کشیدگی، تأثیر مقاومت فشاری بتن، تأثیر مقاومت تسلیم آرماتورهای فولادی و... انجام می‌گیرد. هندسه کلی دال‌های مورد استفاده در این مطالعه مشابه با نمونه  $S_3$  (نمونه واسنجی شده با استفاده از نتایج آزمایشگاهی) است. به طور کلی انجام مطالعات پارامتریک، بررسی اهمیت و تأثیر پارامترهای مختلف بر رفتار دال پس کشیده، که مطالعه آنها در برنامه‌های آزمایشگاهی مستلزم صرف وقت و هزینه بسیار است را تسهیل می‌نماید.

#### ۴-۱- بررسی تأثیر میزان پیش تنیدگی بتن بر ظرفیت اتصال

میزان پیش تنیدگی بتن به دلیل آن که به صورت مستقیم روی مقاومت کششی بتن تأثیرگذار است، عامل مؤثری در تعیین میزان ظرفیت باربری اتصال به حساب می‌آید. در آئین نامه ACI مقدار پیش تنیدگی متوسط مجاز در بتن از  $0.9 \text{ MPa}$  تا  $3.5 \text{ MPa}$  می‌باشد. بر این اساس در این بخش، به منظور بررسی تأثیر پیش تنیدگی بر ظرفیت باربری و شکل پذیری اتصال علاوه بر نمونه  $S_3$  با مقدار پیش تنیدگی  $1.5 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_0=0.004$ )، دو نمونه دیگر یکی با مقدار پیش تنیدگی حداکثر  $3.5 \text{ MPa}$  ( $\epsilon_0=0.007$ ) و دیگری بدون پیش تنیدگی مدل سازی شدند و به ترتیب

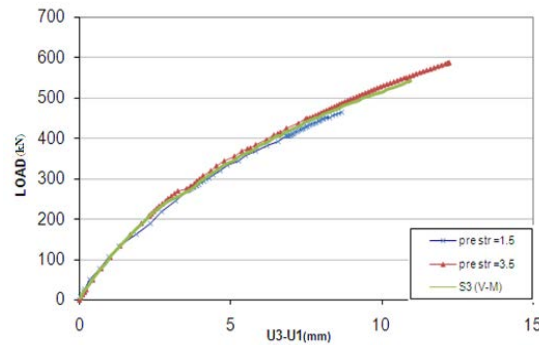


(ب)

(الف)

شکل ۱۹- نحوه معرفی کرنش اولیه کابلها در نرم افزار، (الف) بدون پیش تنیدگی و (ب) پیش تنیدگی متوسط ۳/۵ مگاپاسکال





شکل ۲۰- نمودار بار- تغییرمکان نمونه ها (متغیر: میزان پیش تنیدگی)

جدول ۸- بار و تغییرمکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی نمونه ها

نمونه	ترک خوردگی		تسلیم شدگی در آرماورها		مقادیر نهایی	
	$P_{cr}$ (kN)	$\Delta_{cr}$ (mm)	$p_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$p_u$ (kN)	$\Delta_u$ (mm)
$S_3$ -pre str = ۳/۵	۲۷۶/۱۷	۳/۳۷	۴۷۸/۷۵	۸/۷۴	۵۸۷/۵۰	۱۲/۷۸
$S_3$ (pre str = ۱/۵)	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۴۷۲/۵۹	۸/۸۲	۵۴۱/۰۷	۱۱/۰۰
$S_3$ -pre str = ۰	۱۶۲/۰۶	۱/۷۹	۴۲۷/۸۰	۷/۷۳	۴۶۳/۳۶	۸/۶۸

جدول ۹- درصد تغییر مقادیر بار و تغییرمکان نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$

نمونه	$p_u$ (%)	$\Delta_u$ (%)
$S_3$ -pre str = ۳/۵	+۸/۵۸	+۱۶/۱۸
$S_3$ -pre str = ۰	-۱۴/۳۶	-۲۱/۰۹

مطالعه شده در این بخش نسبت به شکل پذیری نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۰ ارائه شده است.

مقدار شکل پذیری ( $\mu$ ) اتصال که به عنوان نسبت تغییرمکان نهایی نمونه به تغییرمکان اولین تسلیم شدگی تعریف می‌شود و نیز درصد تغییر شکل پذیری نمونه‌های

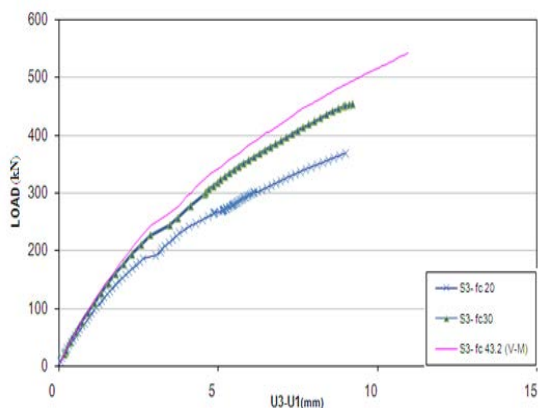
جدول ۱۰- مقادیر شکل پذیری اتصال و درصد تغییر شکل پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$

نمونه	$\mu$	درصد تغییر شکل پذیری نسبت به نمونه $S_3$
$S_3$ -pre str = ۳/۵	۱/۴۶	+۱۶/۸۰
$S_3$ (pre str = ۱/۵)	۱/۲۵	---
$S_3$ -pre str = ۰	۱/۱۲	-۱۰/۴۰

بین بردن تنش کششی توسط پیش تنیدگی می‌توان مقاومت آن را به مقدار زیادی افزایش داد. همانطور که می‌دانیم در بتن مسلح، ترک خوردگی بتن اجتناب ناپذیر است. با پیش تنیده کردن بتن، ترک خوردگی تحت بار سرویس می‌تواند به حداقل رسانده شود یا به کلی حذف گردد. همچنین با ایجاد یک نیروی پیش تنیدگی برون محور نسبت به مرکز سطح مقطع عضو که موجب خیز قائم می‌شود و معمولاً در جهت خلاف خیز حاصل از

با توجه به نتایج حاصل مشاهده می‌شود اعمال پیش تنیدگی به بتن (از صفر به ۳/۵ مگاپاسکال)، باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه به اندازه ۲۶/۷۹٪ شده است. همچنین با اعمال پیش تنیدگی، ظرفیت تغییر شکل به اندازه ۴۷/۲۳٪ و مقدار شکل پذیری دال نیز به اندازه ۳۰/۳۵٪ افزایش یافته است. با توجه به تئوری‌های بیان شده در مدل‌های تحلیلی چون مقاومت بتن در کشش حدود یک دهم مقاومت فشاری آن است، بنابراین با از

شدند و به ترتیب تحت عناوین  $S_3 - f_c 20$  و  $S_3 - f_c 30$  نام گرفتند. در ادامه نمونه‌های فوق تحت بارگذاری استاتیکی افزایش یافته مورد تحلیل قرار گرفتند. در هر دو نمونه، گسیختگی به صورت ناگهانی و در مد ترد برش پانچ به وقوع پیوست. نمودارهای بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل مدل‌های فوق به همراه نمودار بار - تغییر مکان نمونه  $S_3$  در شکل ۲۱ نمایش داده شده است.



شکل ۲۱- نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌ها (متغیر: میزان مقاومت فشاری بتن)

مقادیر بارهای ترک‌خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی در آرماتورها و تغییر مکان متناظر با هر کدام از این بارها نیز برای هر سه نمونه در جدول ۱۱ ارائه شده است. درصد تغییر مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه‌های مطالعه شده در این بخش نسبت به نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۲ ارائه شده است. مقدار شکل‌پذیری ( $\mu$ ) اتصال که به عنوان نسبت تغییر مکان نهایی نمونه به تغییر مکان اولین تسلیم شدگی تعریف می‌شود و نیز درصد تغییر شکل‌پذیری نمونه‌های مطالعه شده در این بخش نسبت به شکل‌پذیری نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۳ ارائه شده است.

بارگذاری است و با انتخاب مناسب نیروی پیش تنیدگی می‌توان خیز ناشی از بارگذاری را کاهش داد یا به کلی از بین برد. از طرف دیگر با پیش تنیده کردن بتن، مقطع کوچکتری برای بتن پیش تنیده لازم است، در نتیجه بار مرده دال کاهش می‌یابد. همان‌طور که اشاره شد با افزایش مقاومت کششی بتن، شکست ترد برش پانچ به تأخیر می‌افتد، بنابراین تنش در فولاد به تدریج فعال شده و تسلیم‌شدگی آرماتورها به نواحی دورتر از مجاورت ستون گسترش می‌یابد. لذا با به تأخیر افتادن شکست برش پانچ، آرماتورها فرصت بیشتری برای رفتار شکل‌پذیر یافته و در نتیجه ظرفیت تغییر شکل و مقدار شکل‌پذیری دال افزایش می‌یابد. کلیه این عوامل منجر به افزایش ظرفیت باربری، افزایش ظرفیت تغییر شکل و افزایش مقدار شکل‌پذیری در دال پیش‌تنیده نسبت به دال مسلح می‌گردند.

#### ۴-۲- بررسی تأثیر مقاومت فشاری بتن بر ظرفیت اتصال

مقاومت فشاری بتن به دلیل آن که مقاومت حوزه فشاری بتن در هنگام وقوع برش پانچ نقش تعیین‌کننده‌ای دارد، عامل مؤثری در تعیین میزان ظرفیت باربری اتصال به حساب می‌آید. این عامل به دلیل آن که به صورت غیر مستقیم نیز روی مقاومت کششی بتن تأثیرگذار است، نقش مهم‌تری در این زمینه می‌یابد. در این بخش به منظور بررسی تأثیر مقاومت فشاری بتن بر ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اتصال، علاوه بر نمونه  $S_3$  که با بتن دارای مقاومت فشاری  $43/2 \text{ MPa}$  ساخته شده بود، ۲ نمونه دیگر که از لحاظ هندسی مشابه نمونه  $S_3$  ولی با بتن دارای مقاومت فشاری  $20 \text{ MPa}$  و  $30 \text{ MPa}$  بودند، مدل‌سازی

جدول ۱۱- بار و تغییر مکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی نمونه‌ها

نمونه	ترک خوردگی		تسلیم شدگی در آرماتورها		مقادیر نهایی	
	pcr (kN)	$\Delta cr$ (mm)	$p_y$ (kN)	$\Delta y$ (mm)	$p_u$ (kN)	$\Delta u$ (mm)
$S_3$ ( $f_c=43/2$ )	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۴۷۲/۵۹	۸/۸۲	۵۴۱/۰۷	۱۱/۰۰
$S_3 - f_c 30$	۲۲۶/۰۶	۲/۹۰	۴۱۱/۷۵	۷/۸۹	۴۵۲/۴۱	۹/۵۸
$S_3 - f_c 20$	۱۹۰/۷۵	۲/۸۳	۳۴۸/۱۳	۸/۱۰	۳۶۸/۱۳	۹/۰۰

جدول ۱۲- درصد تغییر مقادیر بار و تغییرمکان نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$ 

نمونه	$\mu(\%)$	$\Delta u(\%)$
$S_3 - f_c 30$	-۱۶/۳۹	-۱۲/۹۱
$S_3 - f_c 20$	-۳۱/۹۶	-۱۸/۱۸

جدول ۱۳- مقادیر شکل‌پذیری اتصال و درصد تغییر شکل‌پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$ 

نمونه	$\mu$	درصد تغییر شکل‌پذیری نسبت به نمونه $S_3$
$S_3 (f_c - 43/2)$	۱/۲۵	----
$S_3 - f_c 30$	۱/۲۱	-۳/۲۰
$S_3 - f_c 20$	۱/۱۱	-۱۱/۲۰

گسترش تسلیم شدگی به نواحی دورتر از مجاورت ستون به وقوع می‌پیوندد. همان‌طور که اشاره شد با افزایش مقاومت فشاری بتن، به دلیل افزایش مقاومت ناحیه بتن فشاری واقع در بالای ترک‌های مورب، شکست ترد برش پانچ به تأخیر می‌افتد. بنابراین تنش در فولاد به تدریج فعال شده و تسلیم‌شدگی آرماتورها به نواحی دورتر از مجاورت ستون گسترش می‌یابد. لذا با به تأخیر افتادن شکست برش پانچ، آرماتورها فرصت بیشتری برای رفتار شکل‌پذیر یافته و در نتیجه ظرفیت تغییر شکل و مقدار شکل‌پذیری دال افزایش می‌یابد. از طرف دیگر استفاده از بتن با مقاومت بالاتر موجب کاهش ارتفاع تار خنثی در مقطع و در نتیجه افزایش زاویه انحنای نهایی<sup>۱</sup> اتصال گردیده و شکل‌پذیری اتصال را افزایش می‌دهد. با توجه به نتایج فوق تأثیر بخش بودن استفاده از بتن مقاومت بالا در افزایش ظرفیت نهایی و شکل‌پذیری اتصالات دال - ستون مشخص می‌شود.

#### ۴-۳- بررسی تأثیر مقاومت تسلیم آرماتورها

##### بر ظرفیت اتصال

در این بخش به منظور بررسی مقاومت تسلیم آرماتورها بر ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اتصال، علاوه بر نمونه  $S_3$  که با آرماتورهای دارای مقاومت تسلیم  $462 \text{ MPa}$  ساخته شده بود، ۲ نمونه دیگر از لحاظ هندسی مشابه با نمونه

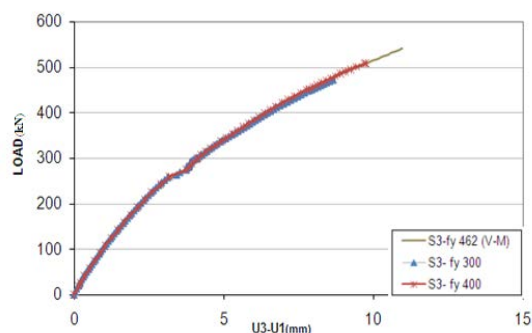
با توجه به نتایج حاصل مشاهده می‌شود افزایش مقاومت فشاری بتن (از ۲۰ به  $43/2$  مگاپاسکال) باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه به اندازه  $31/96\%$  شده است. همچنین با افزایش مقاومت فشاری بتن، ظرفیت تغییر شکل و مقدار شکل‌پذیری دال نیز به ترتیب به اندازه  $11/2\%$  و  $18/18\%$  افزایش یافته است. با توجه به نتایج‌های بیان شده در مدل‌های تحلیلی پیشنهادی جهت محاسبه بار پانچ دال‌های تخت پس کشیده، افزایش مقاومت فشاری بتن، با افزایش مقاومت ناحیه بتن فشاری ترک نخورده واقع در بالای ترک‌های مورب برشی در نزدیکی وجه ستون از طریق بهبود عملکرد مؤلفه‌های قائم ناحیه فشاری بالای ترک پانچ و نیز افزایش مقاومت ناشی از اثر قفل و بست دانه‌ای که پس از ظهور ترک‌های مورب فعال می‌شود، از یک طرف و نیز تأثیر غیر مستقیم روی مقاومت کششی بتن، که موجب افزایش مؤلفه قائم تنش‌های کششی حول ترک کششی می‌شود، از طرف دیگر، موجب افزایش ظرفیت باربری اتصال می‌گردد. گسیختگی پانچ یک گسیختگی ناگهانی بوده و با یک کاهش سریع در ظرفیت باربری مشخص می‌گردد. اما ترک‌های پانچ که منجر به گسیختگی پانچ می‌گردند، به طور ناگهانی شکل نمی‌گیرند و با شکل‌گیری ترک‌های ریز داخلی آغاز می‌گردند. به دلیل شکل‌گیری تدریجی ترک‌های ریز، مقاومت فولاد به تدریج فعال می‌شود. سرانجام گسیختگی برش پانچ در ناحیه فشاری و قبل از

1 - Ultimate Curvature

مقادیر بارهای ترک‌خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی در آرماتورها و تغییر مکان متناظر با هر کدام از این بارها نیز برای هر سه نمونه در جدول ۱۴ ارائه شده است. درصد تغییر مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه‌های مطالعه شده در این بخش نسبت به نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۵ ارائه شده است. مقدار شکل‌پذیری ( $\mu$ ) اتصال نسبت به شکل‌پذیری نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۶ ارائه شده است.

با توجه به نتایج مندرج در جداول مشاهده می‌شود که افزایش مقاومت تسلیم آرماتورها (از ۳۰۰ به ۴۶۲ مگاپاسکال) باعث افزایش ظرفیت باربری و ظرفیت تغییر شکل دال به ترتیب به اندازه ۱۲/۶۶٪ و ۱۷/۹۱٪ می‌شود، در حالیکه شکل‌پذیری اتصال را به اندازه ۳۲٪ کاهش می‌دهد. با افزایش مقاومت تسلیم آرماتورها، قبل از گسترش تسلیم شدگی به نواحی دورتر از مجاورت ستون، گسیختگی ترد برش پانچ در ناحیه فشاری به وقوع می‌پیوندد، در نتیجه مقدار شکل‌پذیری دال کاهش می‌یابد. ولی با کاهش مقاومت تسلیم آرماتورها، به دلیل کاهش نیروی مقاوم فولاد، تسلیم‌شدگی آرماتورها به نواحی دورتر از مجاورت ستون گسترش می‌یابد و آرماتورها فرصت بیشتری برای رفتار شکل‌پذیر یافته و در نتیجه مقدار شکل‌پذیری دال افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش مقاومت تسلیم آرماتورها، شکست ترد برش پانچ به تأخیر افتاده و ظرفیت باربری اتصال افزایش می‌یابد.

$S_3$  ولی با آرماتورهای دارای مقاومت تسلیم ۳۰۰ و ۴۰۰ مپا مدلسازی شدند و به ترتیب تحت عناوین  $S_3-f_y 400$  و  $S_3-f_y 300$  نام گرفتند. در ادامه نمونه‌های فوق تحت بارگذاری استاتیکی افزایش یافته مورد تحلیل قرار گرفتند. نمودارهای بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل مدل‌های فوق به همراه نمودار بار - تغییر مکان نمونه  $S_3$  در شکل ۲۲ نمایش داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود با کاهش تنش تسلیم آرماتورها، مقادیر بار و تغییرمکان نهایی نمونه‌ها نیز به صورتی که در جدول ۱۴ آمده است، کاهش می‌یابند، ولی این تغییرات روی افزایش یا کاهش سختی دال هیچ تأثیری ندارد.



شکل ۲۲- نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌ها (متغیر: مقاومت تسلیم آرماتورها).

جدول ۱۴- بار و تغییرمکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی نمونه‌ها

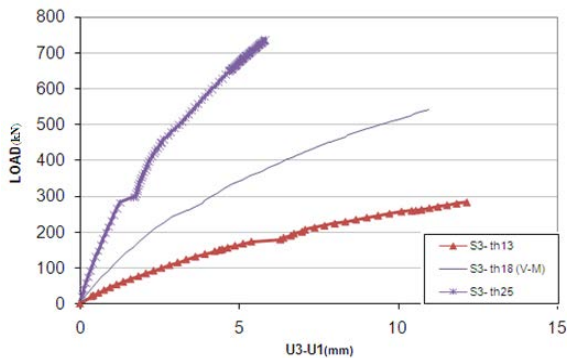
نمونه	ترک خوردگی		تسلیم شدگی در آرماتورها		مقادیر نهایی	
	pcr (kN)	$\Delta cr$ (mm)	$p_y$ (kN)	$\Delta y$ (mm)	$p_u$ (kN)	$\Delta u$ (mm)
$S_3$ ( $f_y = 462$ )	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۴۷۲/۵۹	۸/۸۲	۵۴۱/۰۷	۱۱/۰۰
$S_3 - f_y 400$	۲۵۸/۸۳	۳/۲۶	۴۴۳/۶۳	۷/۸۲	۵۰۹/۰۹	۱۰/۰۹
$S_3 - f_y 300$	۲۵۷/۹۵	۳/۲۱	۳۵۲/۱۳	۵/۴۶	۴۷۲/۵۹	۹/۰۳

جدول ۱۵- درصد تغییر مقادیر بار و تغییرمکان نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$

نمونه	$p_u$ (%)	$\Delta u$ (%)
$S_3 - f_y 400$	-۵/۹۱	-۸/۲۷
$S_3 - f_y 300$	-۱۲/۶۶	-۱۷/۹۱

جدول ۱۶- مقادیر شکل پذیری اتصال و درصد تغییر شکل پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$ 

نمونه	$\mu$	درصد تغییر شکل پذیری نسبت به نمونه $S_3$
$S_3$ ( $f_y = 462$ )	۱/۲۵	----
$S_3 - f_y 400$	۱/۲۹	+۳/۲۰
$S_3 - f_y 300$	۱/۶۵	+۳۲/۰۰



شکل ۲۳- نمودار بار- تغییر مکان نمونه‌ها (متغیر: ضخامت دال)

مقادیر بارهای ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی در آرماتورها و تغییر مکان متناظر با هر کدام از این بارها نیز برای هر سه نمونه در جدول ۱۷ ارائه شده است. درصد تغییر مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه‌های مطالعه شده در این بخش نسبت به نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۸ ارائه شده است. مقدار شکل پذیری ( $\mu$ ) اتصال نسبت به شکل پذیری نمونه  $S_3$  به صورت کمی در جدول ۱۹ ارائه شده است.

#### ۴-۴- بررسی تأثیر ضخامت دال بر ظرفیت اتصال

در این بخش به منظور بررسی ضخامت دال بر ظرفیت باربری و شکل پذیری اتصال، علاوه بر نمونه  $S_3$  که با ضخامت ۱۸cm ساخته شده بود، ۲ نمونه دیگر که از لحاظ هندسی مشابه با نمونه  $S_3$  ولی دارای ضخامت‌های ۱۳ و ۲۵cm بودند، مدل سازی شدند و به ترتیب تحت عناوین  $S_3 - th13$  و  $S_3 - th25$  نام گرفتند. در ادامه نمونه‌های فوق تحت بارگذاری استاتیکی افزایش یافته مورد تحلیل قرار گرفتند. نمودارهای بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل مدل‌های فوق به همراه نمودار بار - تغییر مکان نمونه  $S_3$  در شکل ۲۳ نمایش داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود با افزایش ضخامت دال بر سختی آن افزوده می شود، یعنی نسبت به دالهای دارای ضخامت کمتر، در بار یکسان، تغییر مکان کمتری در این دال بوجود می آید و مقادیر بار و تغییر مکان نهایی آن نیز همانطور که در جدول ۱۷ آمده است، افزایش می یابد.

جدول ۱۷- بار و تغییر مکان ترک خوردگی، تسلیم شدگی و نهایی نمونه‌ها

نمونه	ترک خوردگی		تسلیم شدگی در آرماتورها		مقادیر نهایی	
	$p_{cr}$ (kN)	$\Delta_{cr}$ (mm)	$p_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$p_u$ (kN)	$\Delta_u$ (mm)
$S_3 - th 25$	۲۸۲/۰۶	۱/۲۸	۶۰۹/۰۰	۴/۴۹	۷۳۶/۸۳	۶/۱۶
$S_3$ ( $th=18$ )	۲۵۹/۶۶	۳/۱۸	۴۷۲/۵۹	۸/۸۲	۵۴۱/۰۷	۱۱/۰۰
$S_3 - th 13$	۱۷۳/۷۳	۵/۵۸	۲۵۸/۱۰	۱۰/۵۲	۲۸۴/۲۰	۱۲/۷۴

جدول ۱۸- درصد تغییر مقادیر بار و تغییر مکان نهایی نمونه‌ها نسبت به نمونه  $S_3$ 

نمونه	$\mu$ (%)	$\Delta_u$ (%)
$S_3 - th 25$	+۳۶/۱۸	-۴۴/۰۰
$S_3 - th 13$	-۴۷/۴۷	+۱۵/۸۲

جدول ۱۹- مقادیر شکل‌پذیری اتصال و درصد تغییر شکل‌پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه S<sub>۳</sub>

نمونه	$\mu$	درصد تغییر شکل‌پذیری نسبت به نمونه S <sub>۳</sub>
S <sub>۳</sub> - th ۲۵	۱/۳۷	+۹/۶۰
S <sub>۳</sub> (th = ۱۸)	۱/۲۵	---
S <sub>۳</sub> - th ۱۳	۱/۲۱	-۳/۲۰

۲- علاوه بر مقایسه کلی پاسخ بار- تغییر مکان، کرنش در بتن و آرماتورهای فولادی مدل المان محدود نیز با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت و در کل، مسیر کرنش یکسانی بین آن دو مشاهده شد. در ادامه الگوی ترک خوردگی مدل تحلیلی با نمونه آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار گرفت که مطابقت جالب توجهی در الگوی ترک خوردگی بین آن دو مشاهده شد.

۳- با توجه به نتایج بررسی کرنش‌های پلاستیک معادل در مدل تحلیلی مشاهده شد عمده تغییر شکل‌های پلاستیک در ناحیه اطراف بازشوی ستون رخ داده است و این امر وقوع گسیختگی پانچ در این نواحی را محتمل‌تر می‌ساخت. با افزایش فاصله از بازشو، کرنش‌های پلاستیک وابسته، به سرعت کاهش یافت.

۴- با توجه به نتایج بررسی حالات تنش‌های اصلی در مدل تحلیلی، بیشترین مقدار تنش‌های اصلی در اطراف بازشوی ستون مشاهده شد و در این محل بتن در حالت تنش سه محوری قرار داشت. ولی حداکثر تنش اصلی با افزایش فاصله از ناحیه بحرانی به سرعت کاهش می‌یافت و این ناحیه را در حالت تنش دو محوری قرار می‌داد. با تبدیل حالت تنش سه محوری به دو محوری در این نقطه، ترک خوردگی شکافنده به وقوع می‌پیوندد. لذا می‌توان نتیجه گرفت برای دال‌های دارای ستون مربعی، ترک‌های شکافنده، آغازگر گسیختگی پانچ در وجوه مجاور بازشوی ستون (محل بارگذاری) هستند، زیرا گوشه بازشو تحت حالت تنش سه محوری قرار دارد، تا زمانی که این حالت

با توجه به نتایج فوق مشاهده می‌شود که افزایش ضخامت دال (از ۱۳ به ۲۵ سانتی‌متر) باعث افزایش ظرفیت باربری و ظرفیت شکل‌پذیری دال به ترتیب به اندازه ۱۵۹/۲۶٪ و ۱۳/۲۲٪ می‌شود، در حالی که ظرفیت تغییر شکل آن را به اندازه ۵۱/۶۴٪ کاهش می‌دهد. با افزایش ضخامت دال، سطح مقاوم در برابر برش پانچ افزایش می‌یابد و شکست ترد برش پانچ به تأخیر افتاده و ظرفیت باربری دال افزایش می‌یابد و از آنجا که افزایش ضخامت دال بر سختی آن می‌افزاید، ظرفیت تغییر شکل آن را کاهش می‌دهد. با کاهش ضخامت دال، قبل از گسترش تسلیم شدگی به نواحی دورتر از مجاورت ستون، گسیختگی ترد برش پانچ در ناحیه فشاری به وقوع می‌پیوندد، ولی با افزایش ضخامت دال، با به تأخیر افتادن برش پانچ، تسلیم‌شدگی آرماتورها به نواحی دورتر از مجاورت ستون گسترش می‌یابد و آرماتورها فرصت بیشتری برای رفتار شکل‌پذیر یافته و در نتیجه مقدار شکل‌پذیری دال افزایش می‌یابد.

## ۵- نتیجه گیری

۱- با توجه به نتایج حاصل از مدل‌سازی نمونه آزمایشگاهی در برنامه المان محدود، مطابقت مناسبی بین پاسخ بار- تغییر مکان مدل‌های تحلیلی و نمونه آزمایشگاهی مشاهده شد. در این میان، مدل دارای معیار تسلیم فون- مایسز مطابقت بیشتری با نمونه آزمایشگاهی از خود نشان داد. منحنی پاسخ و مقادیر بار و تغییر مکان نهایی مدل مذکور به نمونه آزمایشگاهی بسیار نزدیک بود.

۷- با افزایش مقاومت تسلیم آرماتورها، قبل از گسترش تسلیم شدگی به نواحی دورتر از مجاورت ستون، گسیختگی ترد برش پانچ در ناحیه فشاری به وقوع می‌پیوندد. در نتیجه مقدار شکل‌پذیری دال کاهش می‌یابد. افزایش مقاومت تسلیم آرماتورها (از ۳۰۰ به ۴۶۲ مگاپاسکال) باعث افزایش ظرفیت باربری و ظرفیت تغییر شکل دال به ترتیب به اندازه ۱۲/۶۶٪ و ۱۷/۹۱٪ شد، در حالیکه شکل‌پذیری اتصال را به اندازه ۳۲٪ کاهش داد.

۸- با افزایش ضخامت دال به دلیل آن‌که سطح مقاوم در برابر برش پانچ افزایش می‌یابد، شکست ترد برش پانچ به تأخیر افتاده و ظرفیت باربری دال افزایش می‌یابد و از آنجا که افزایش ضخامت دال بر سختی آن می‌افزاید، ظرفیت تغییر شکل آن را کاهش می‌دهد. افزایش ضخامت دال (از ۱۳ به ۲۵ سانتی‌متر) باعث افزایش ظرفیت باربری و ظرفیت شکل‌پذیری دال به ترتیب به اندازه ۱۵۹/۲۶٪ و ۱۳/۲۲٪ شد. در حالی که ظرفیت تغییر شکل آن را به اندازه ۵۱/۶۴٪ کاهش داد.

تنش، به دلیل تغییر شکل پلاستیک بیش از اندازه و یا ترک خوردگی گسترده از میان برود.

۵- پیش‌تنیدگی به دلیل آن‌که تا حد زیادی و در پاره‌ای موارد به کلی منجر به از بین رفتن تنش‌های کششی بتن می‌شود، اعمال پیش‌تنیدگی به بتن (از صفر به ۳/۵ مگاپاسکال) باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه به اندازه ۲۶/۷۹٪ و افزایش ظرفیت تغییر شکل به اندازه ۴۷/۲۳٪ و افزایش مقدار شکل‌پذیری دال به اندازه ۳۰/۳۵٪ گردید. این مورد دلیل محکمی برای استفاده از دال‌های بتنی پس کشیده بجای دال‌های بتنی مسلح می‌باشد.

۶- مقاومت فشاری بتن به لحاظ نقش تعیین کننده در مقاومت حوزه فشاری بتن، در هنگام وقوع برش پانچ و نیز تأثیر غیرمستقیم بر مقاومت کششی بتن، عامل مؤثری در تعیین ظرفیت باربری و تغییر شکل نهایی اتصال محسوب می‌شود. افزایش مقاومت فشاری بتن (از ۲۰ به ۴۳/۲ مگاپاسکال) باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه به اندازه ۳۱/۹۶٪ و افزایش ظرفیت تغییر شکل و مقدار شکل‌پذیری دال به ترتیب به اندازه ۱۸/۱۸٪ و ۱۱/۲٪ گردید.

## مراجع

- [1] Hueste, M.B.D., Browning, J., Lepage, A., Wallace, J.W. (2007), "Seismic design criteria for slab-column connections". ACI Struct. J., Vol. 104, No. 4, pp. 448-458.
- [2] Rochdi, E.H., Bigaud, D., Ferrier, E., Hamelin, P. (2007), "Ultimate behavior of CFRP strengthened RC flat slabs under a centrally applied load". Composite Struct., Vol. 81, pp. 438-449.
- [3] Snezana, B., Marinkovic, V., Alendar, H. (2007), "Punching failure mechanism at edge columns of post-tensioned lift slabs". Eng. Struct., Vol. 30, pp. 2752-2761.
- [4] ACI Committee 318. (1999), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-99) and Commentary (ACI 318MR - 99)". USA.

[۵] خیرالدین، ع. و به زرد، پ. (۱۳۸۹). مقاومت‌سازی اتصالات دال - ستون در دالهای تخت با استفاده از الیاف مسلح پلیمری (FRP). انتشارات دانشگاه سمنان.

[۶] آیین نامه بتن ایران (آبا).

## INVESTIGATION OF STRUCTURAL BEHAVIOR OF POST-TENSIONED SLAB-COLUMN CONNECTION SUBJECTED TO PUNCHING SHEAR

A. Kheyroddin<sup>1</sup>, N. Kashiha<sup>2,\*</sup>

1. Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University

2. M.Sc., Faculty of Civil Engineering, Semnan University

\*Corresponding Author: na\_kashiha@yahoo.com

---

### ARTICLE INFO

---

Keywords:

Post-Tensioned  
Concrete Slab,  
Connection,  
Punching Shear,  
Finite Element  
Method.

---

### ABSTRACT

---

Post-tensioned concrete flat slabs recently are widely used for multi-story structures of commercial, administrative, residential buildings of all types, offices, hospitals and parkings, specific in places that need to large spans. The major benefits of these slabs are the flush soffit, which provides the minimum story height, the maximum flexibility for horizontal service distribution, large spans, reduce cracks, more strength against water influence and lightweight slabs. Special construction technology lift-slabs method, which utilizes prefabricated post-tensioned slabs, makes the construction period significantly shorter, thus, making prestressed lift slabs a very cost effective solution. Most defect of this system is that increase shear force due to increase of span and post-tensioned slab is against punching shear failure due to transfer of shear and unbalanced moment. In most of cases, when slabs were post-tensioned, Some of the problems that our infrastructures with un-bonded post-tensioning facing today are: excess loading, inadequate maintenance, and need for periodic repair and strengthening. Some form of external reinforcement is needed to repair and strengthen these deficient structures. Fiber Reinforced Polymer (especially CFRP) system can be a possible strengthening system for the un-bonded post-tensioned concrete structures. In this thesis, strengthening post-tensioned slab-column connections with Fiber Reinforced Polymer studied with ANSYS, finite element software. First, it modeled an actual experimental post-tensioned slab for assurance of accuracy of numerical solution results and compare numerical model with experimental results. Then, three different models studied for concrete material. After calibration, widely studies is done about punching failure mechanism, main operative that create failure, cracking patterns and stress-strain states in ultimate state. Then, importance and influence of different parameters was studied about post-tensioned slab behavior, for example influence of post-tensioning value on slab behavior that experiment on them need much time and cost.

---