جمهوری اسلامی ایران
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور

# دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک

## تیرچه‌های پیش‌ساخته خرپایی و تیرچه‌های فولادی با جان باز

## نشریه شماره ۵۴۳

معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرایی

http://tec.mporg.ir

۱۳۹۰

بسمه تعالی

**ریاست جمهوری**

معاون برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور

| | | |
|---|---|---|
| بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران | شماره: | ۱۰۰/۱۲۹۷۹ |
| | تاریخ: | ۱۳۹۰/۲/۲۷ |
| موضوع: دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک | | |

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و ماده (۶) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویبنامه شماره ٤٢٣٣٩/ت٣٣٤٩٧هـ مورخ ۱۳۸۵/٤/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست نشریه شماره ۵۴۳ دفتر نظام فنی اجرایی، با عنوان «**دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک**» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر می‌توانند از این نشریه به عنوان راهنما استفاده کنند و در صورتی که روش‌ها، دستورالعمل‌ها و راهنمای معتبر بهتری در اختیار داشته باشند، با ارسال نسخه‌ای از آن به دفتر نظام فنی اجرایی رعایت مفاد این بخشنامه الزامی نیست.

ابراهیم عزیزی

756372

## پیشگفتار

از هنگامی که استفاده از بتن در ساختمان‌سازی معمول شد، تلاش مهندسان برای به کار بردن قطعه‌های پیش ساخته آغاز گردید. این تلاش بیش از همه، متوجه پیش ساختگی سقف‌ها شد. فن سقف‌سازی با استفاده از تیرچه و بلوک، در واقع ترکیبی است از دو روش پیش ساختگی و بتن‌ریزی در محل، که از لحاظ زمانی نیز دیرتر از دو روش یاد شده ابداع شده است. در این روش سقف‌سازی، مزایای پیش ساختگی از قبیل سرعت ساخت، کاهش هزینه‌های قالب‌بندی و میلگردگذاری،کیفیت خوب قطعه ساخته شده در کارخانه‌ها، با جنبه‌های مثبت بتن‌ریزی در محل، و به ویژه نیاز نداشتن به جرثقیل، تلفیق شده است.

در ایران، در چند سال اخیر با توجه به تکامل کاربردی مصالح ساختمانی، استفاده از تیرچه و بلوک در سقف، گسترش چشمگیری داشته است. سقف‌های تیرچه و بلوک به دلیل عدم نیاز به قالب‌بندی و همچنین تشکیل یک دیافراگم صلب که باعث رفتار یکپارچه اسکلت ساختمان در برابر نیروهای زلزله می‌گردد، از مقبولیت و کاربرد فراوانی در ساختمان‌ها برخوردارند.

از طرفی بهره‌گیری از ضوابط، معیارها و استانداردهای فنی در تمامی مراحل طراحی، اجرا، بهره‌برداری و نگهداری طرح‌های عمرانی با رویکرد کاهش هزینه و زمان و ارتقاء کیفیت، از اهمیتی ویژه برخوردار بوده و در نظام فنی اجرایی کشور، مورد تأکید جدی قرار گرفته است.

با افزایش تولید و مصرف تیرچه و بلوک در کشور، و شناخت فنی ناکافی عده‌ای از دست‌اندرکاران تولید، و همچنین کمبود نشریه‌های معتبر در مورد ویژگی‌ها و مشخصات فنی و محاسبه انواع تیرچه‌های پیش ساخته، لزوم تدوین منبعی نسبتاً جامع در این زمینه از مدت‌ها پیش احساس می‌شد. نشریه حاضر با بهره‌گیری و به روزرسانی ۳ نشریه زیر که پیش از این تهیه و ابلاغ شده بود آماده شده و فرآیندها و مراحل مختلف از تولید تا اجرا را پوشش می‌دهد:

- نشریه ۸۲ با عنوان راهنمای اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک
- نشریه ۹۴ با عنوان مشخصات فنی عمومی و اجرایی تیرچه‌های پیش‌ساخته خرپایی
- نشریه ۱۵۱ با عنوان راهنمای طرح و اجرای تیرچه‌های فولادی با جان باز

این نشریه با عنوان «دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک» با رعایت مفاد آیین‌نامهٔ بتن ایران (آبا) و همچنین با توجه به اصول و روش‌های شناخته شده در طراحی و اجرا متناسب با امکانات موجود و سازگار با شرایط و مقتضیات اقلیمی کشور تهیه و تدوین شده است. این نشریه به گونه‌ای نگارش یافته تا بتواند مورد استفاده تولیدکنندگان و مصرف‌کنندگان این محصول قرار گیرد.

در پایان از تلاش کارشناسان دفتر نظام فنی اجرایی و متخصصان همکار در امر تهیه و نهایی نمودن این نشریه تقدیر و تشکر نموده، امید است شاهد بکارگیری هر چه بهتر معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در مراحل تهیه و اجرای پروژه‌ها و نیز توجه لازم به کاهش هزینه‌های نگهداری و بهره‌برداری در انجام بهینه آن‌ها باشیم.

**معاون نظارت راهبردی**

**۱۳۹۰**

# فصل ۱

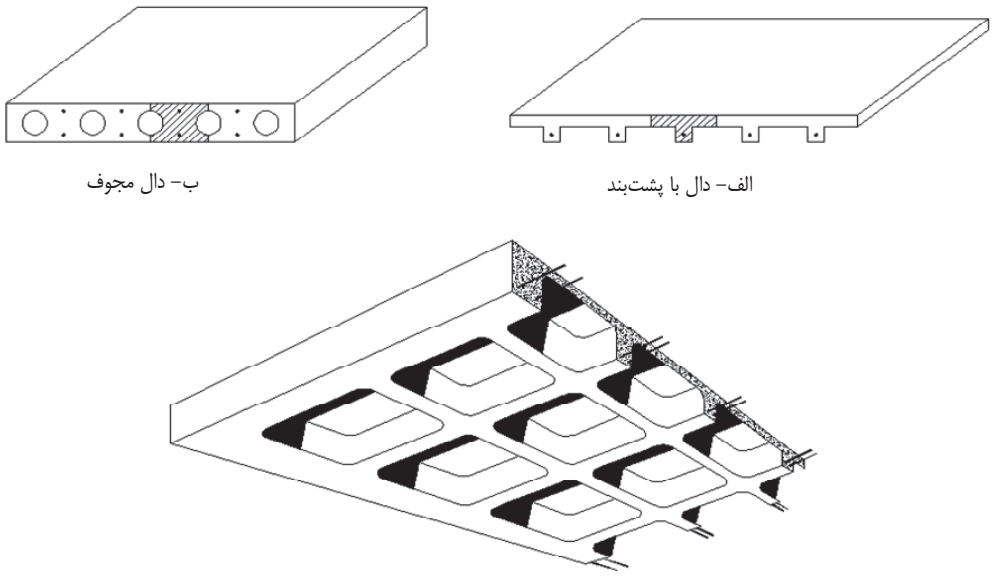
## معرفی سقف تیرچه و بلوک

## ۱-۱- مقدمه

یکی از اجزای اصلی تشکیل‌دهنده‌ی انواع ساختمان‌ها، سقف‌ها و از آن‌جمله سقف‌های بتنی می‌باشند که نقش اساسی آنها انتقال نیروهای قائم و افقی ناشی از بارهای ثقلی و نیروهای جانبی شامل بارهای باد و زلزله به سایر اعضای باربر است. سقف‌های سازه‌ای علاوه بر اینکه تحمل‌کننده‌ی بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، براساس میزان صلبیت در هنگام زلزله وظیفه‌ی توزیع و انتقال نیروهای ایجاد شده در دیافراگم‌ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. همچنین این عناصر باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در میان‌صفحه‌ی آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

یکی از انواع متداول سقف‌های بتنی، سقف‌های تیرچه و بلوک هستند. طرح و اجرای آسان‌تر و صرفه‌ی اقتصادی، فلسفه‌ی اصلی رجوع به سقف‌های تیرچه و بلوک است. در این دستورالعمل ضمن معرفی انواع سقف‌های تیرچه و بلوک، خصوصیات رفتاری، جزئیات و ضوابط طراحی و اجرای آنها ارائه می‌شود.

از آنجا که مقاومت بتن در برابر نیروهای فشاری، بسیار خوب ولی در برابر نیروهای کششی کم است، در قطعات بتن مسلح، نیروهای کششی به طور عمده توسط آرماتورهای فولادی تحمل می‌شوند. به همین دلیل، در تیرهای تحت خمش و دال‌ها، سعی بر این است که قسمتی از بتن تحت کشش، حذف شده و تنها آن مقدار از سطح بتن که برای جای‌گذاری خاموت‌ها و آرماتورهای کششی لازم است، باقی بماند. این کار به ویژه برای کاهش بار مرده سقف، دارای اهمیت بوده و در عمل منجر به طرح دال‌های مجوف، دال‌های با پشت‌بند، دال مشبک و در نهایت سقف‌های تیرچه و بلوک شده است (شکل ۱-۱).



الف- دال با پشت‌بند

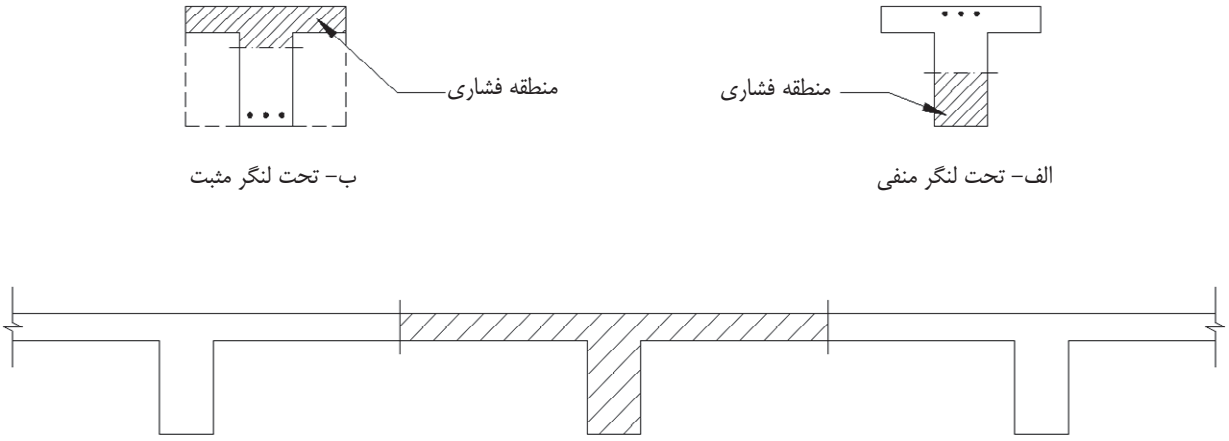
ب- دال مجوف

ج- دال مشبک

**شکل ۱-۱- شمای کلی برخی از انواع دال‌ها**

از آنجا که موضوع بحث دستورالعمل حاضر، سقف‌های تیرچه و بلوک و نحوه‌ی عملکرد آنها می‌باشد و از طرفی این سقف‌ها نوعی از دال‌های با پشت‌بند محسوب می‌شوند، در ادامه به تشریح این نوع سقف و نحوه‌ی عملکرد آن پرداخته و از توضیح بیشتر در خصوص سایر سقف‌ها خودداری می‌گردد.

دال با پشت بند را می‌توان مطابق (شکل ۱-۲) به صورت مجموعه‌ای متشکل از تیرهای موازی با مقطع T شکل در نظر گرفت که در هر تیر، آرماتورهای کششی در پایین جان تیر قرار دارد. در عمل برای تأمین یکپارچگی سقف و تحمل نیروهای کششی ناشی از افت بتن و تغییر دما، آرماتورهایی در دو جهت در دال فوقانی قرار داده می‌شود.




**شکل ۱-۲- دال با پشت‌بند**

در صورتی که فاصله پشت‌بندها کم باشد، طرح و محاسبه این دال‌ها همانند طرح تیر T شکل است و تنها لازم است تا مقاومت دال واقع در بین دو پشت بند مجاور در برابر بارهای وارده کنترل شود. ضوابط مربوط به طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک به تفضیل در فصل "اصول طراحی و مشخصات فنی سقف‌های تیرچه و بلوک" عنوان گردیده‌است.

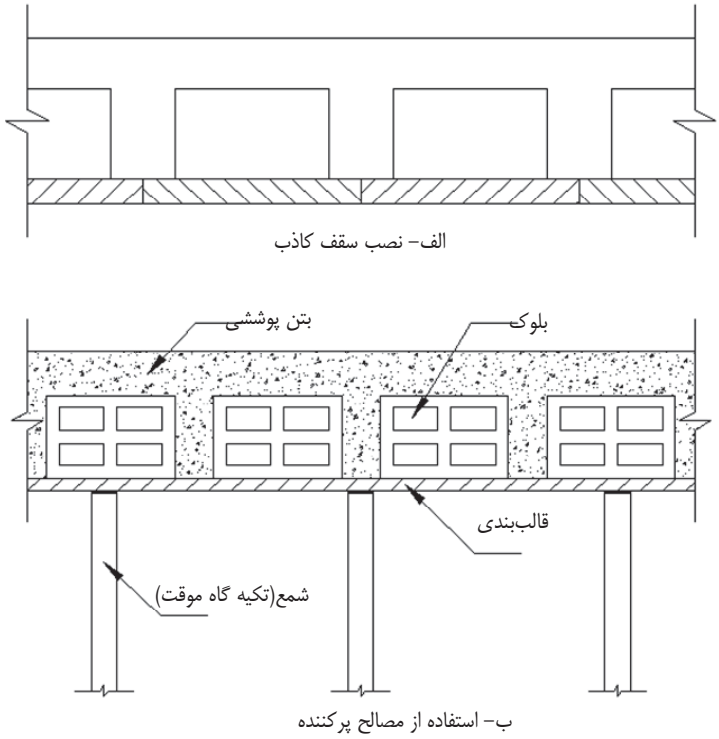
در برخی موارد در اجرای سقف‌ها، از قالب‌های قابل جابجا کردن نیز استفاده می‌شود که در این نوع سقف‌ها، محل بلوک‌ها خالی می‌ماند. این سقف‌ها در زمره سقف‌های تیرچه و بلوک نیستند. بدیهی است که قالب‌بندی دال با پشت‌بند، نسبت به دال مسطح، هزینه و دقت بیشتری را می‌طلبد. علاوه بر آن جای‌گذاری درست آرماتورهای کششی در داخل قالب و رعایت پوشش حداقل بتن روی آرماتورها، نیاز به دقت بیشتری دارد.

در ساختمان‌های مسکونی و اداری، معمول است که سطح زیرین سقف، هم‌سطح شده و سپس برای اندودکاری آماده شود. این کار مطابق شکل (۱-۳) به دو روش زیر انجام می‌گیرد:

الف – سطح زیرین با نصب سقف کاذب پوشانده می‌شود (شکل ۱-۳- الف).

ب – فضای خالی بین پشت‌بندها، با مصالح سبک و در عین حال عایق حرارت مانند بلوک‌های سفالی یا بتنی توخالی یا قطعات پلی استایرن و نظایر آنها پر می‌شود (شکل ۱-۳- ب).

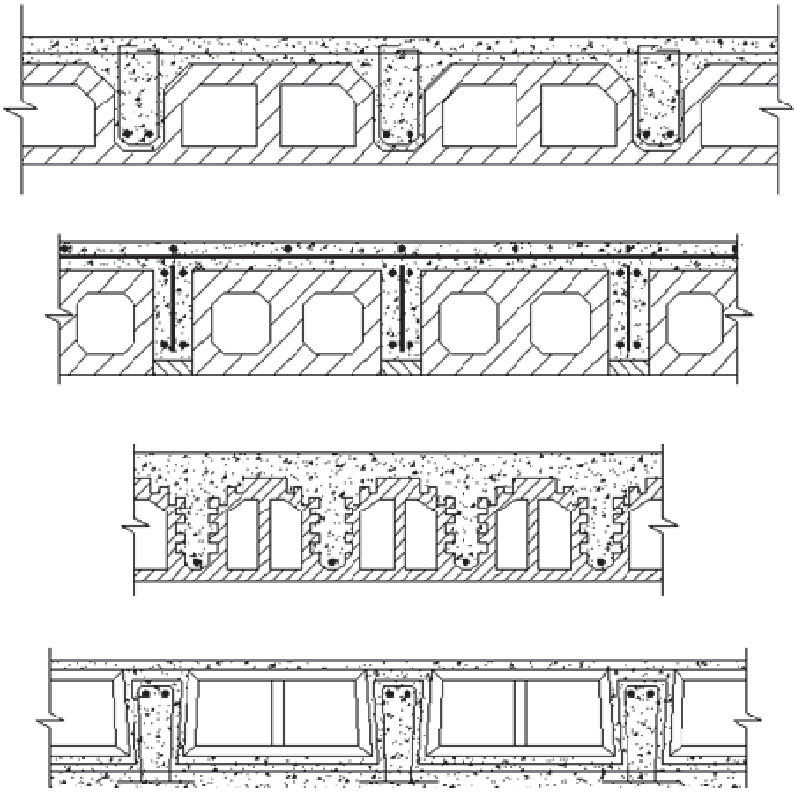
لازم به ذکر است که این مصالح، تنها نقش پرکننده در سقف را دارند و اگر به هر دلیلی از بین بروند و یا تخریب گردند، به لحاظ سازه‌ای خللی ایجاد نمی‌گردد و تنها به‌لحاظ معماری ممکن است نیاز به بازسازی آن باشد.




**شکل ۱-۳- هم‌سطح نمودن زیر دال با پشت‌بند**

همانطور که در (شکل ۱-۴) مشاهده می‌شود، بلوک‌های توخالی به صورت قالب قسمت عمده‌ای از سطح زیرین دال عمل می‌کنند و قالب سرتاسری زیرین، تنها برای سطح پایین جان تیرها و همچنین نگهداری خود بلوک‌ها لازم است.

درصورت استفاده از بلوک به‌عنوان مصالح پرکنندهٔ سقف، همان‌طور که در (شکل ۱-۴) نشان داده شده است، این اعضا به‌عنوان قالب بخش وسیعی از سطح زیرین دال عمل می‌کند و قالب سرتاسری زیرین تنها برای سطح پایین جان تیرها و نیز نگهداری خود بلوک‌ها لازم است.



**شکل ۱-٤- بکارگیری بلوک‌ها در دال با پشت بند**

## ۱-۲- دامنه‌ی کاربرد

ضوابط و مشخصات فنی و معیارهای مندرج در این دستورالعمل باید در طراحی، محاسبه، اجرا و کنترل کیفیت انواع سقف‌های تیرچه و بلوک و اجزای تشکیل‌دهنده‌ی آن رعایت شود. لازم به‌ذکر است که مبانی و ضوابط طراحی دال و تیرچه‌های بتنی این سقف‌ها، به‌جز مواردی که در این دستورالعمل روش ویژه‌ای ارائه شده باشد، همان روش‌های ارایه‌شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران است.

## ۱-۳- انواع سقف‌های تیرچه و بلوک

سقف‌های تیرچه و بلوک به دو دسته‌ی کلی سقف‌های با تیرچه‌های بتنی و سقف‌های با تیرچه‌های فولادی با جان باز تقسیم‌بندی می‌شوند. حال آنکه هر یک از این نوع سقف‌ها به لحاظ جزئیات اجرایی و نیز نوع بلوک مصرفی تنوع دارند. (مانند سقف‌های با بلوک بتنی، بلوک سفالی، بلوک پلی‌استایرن و.....). لذا در این دستورالعمل انواع سقف‌های تیرچه و بلوک براساس این تقسیم‌بندی بررسی می‌شوند.

## ۱-٤- مزایای استفاده از سقف تیرچه و بلوک

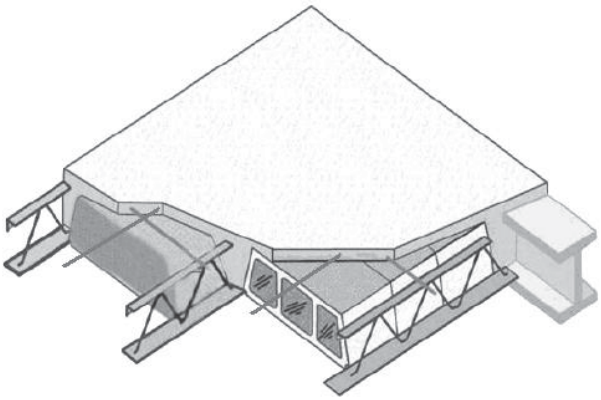
استفاده از سقف‌های تیرچه و بلوک در ساختمان‌های متعارف، بسیار مرسوم می‌باشد. از مهم‌ترین مزایای سقف‌های تیرچه و بلوک در مقایسه با سایر سقف‌ها نظیر سقف طاق ضربی و دال بتنی مسلح یکپارچه، می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- به علت استفاده از بلوک‌های توخالی و حذف بتن منطقه کششی، در مصرف بتن صرفه‌جویی قابل توجهی می‌شود.
۲- به‌دلیل کاهش فضای بتنی با استفاده از بلوک‌ها در منطقه‌ی کششی، از مصرف آرماتورهای فولادی کاسته می‌شود که این امر به‌لحاظ اقتصادی بسیار مناسب است.
۳- به علت تولید صنعتی تیرچه و بلوک در کارخانه، کیفیت مناسب‌تری حاصل شده و نیروی انسانی کمتری مورد نیاز است.
۴- با توجه به وزن کم تیرچه‌ها، حمل و نصب آنها توسط کارگران امکان‌پذیر بوده و در ساختمان‌های با طبقات کم، نیاز به استفاده از جرثقیل را منتفی می‌نماید.
۵- به علت پیش‌ساخته‌بودن تیرچه و بلوک، نصب سقف بسیار سریع و آسان بوده و به کارگران متخصص که برای قالب‌بندی و آرماتوربندی سقف‌های بتن آرمه استخدام می‌شوند، نیازی نیست.
۶- قالب‌بندی زیر سقف، تنها به شمع‌بندی و نصب چهارتراش در فواصل معین، جهت تأمین تکیه‌گاه‌های موقت تیرچه‌ها، محدود می‌شود.
۷- از نقطه‌نظر اجرایی، به‌کارگیری سقف‌های تیرچه و بلوک سرعت عمل بیشتری را موجب خواهد شد و به کارهای پرهزینه و وقت‌گیر کارگاهی نیازی نیست.
۸- در سقف‌های تیرچه و بلوک، بتن‌ریزی به‌طور یکپارچه انجام می‌شود و بتن کمتری نسبت به سقف‌های بتن‌آرمه متداول مورد نیاز است. به عنوان مثال برای سقف بتنی متداول با ضخامت ۱۴ سانتی‌متر، ۰/۱۴ مترمکعب بتن در هر مترمربع مورد نیاز است که در سقف تیرچه و بلوک، این مقدار به حدود متوسط ۰/۰۶ مترمکعب کاهش می‌یابد.
۹- با توجه به امکان ایجاد یک دیافراگم صلب یا نیمه‌صلب در سقف‌های تیرچه و بلوک، با اعمال تمهیدات لازم، این نوع سقف‌ها نسبت به سایر سقف‌ها از عملکرد لرزه‌ای بهتری نسبت به سایر سقف‌ها برخوردار هستند.
۱۰- بلوک‌های مجوف در سقف‌های تیرچه و بلوک به عنوان عایق حرارتی عمل می‌کنند.
۱۱- به دلیل تولید تیرچه‌ها در کارخانه و پیش‌ساخته بودن آن‌ها، کنترل دقیق بر مقدار بتن پوششی روی آرماتورهای کششی انجام می‌شود.
۱۲- به علت مسطح بودن زیر سقف (در مقایسه با سایر سقف‌ها نظیر طاق ضربی)، ضخامت نازک‌کاری به حداقل می‌رسد و در نتیجه بار مرده سقف کاهش می‌یابد.
۱۳- به دلیل یکنواختی سطح بالای سقف، برای کف‌سازی به ملات کمتری نیاز است.

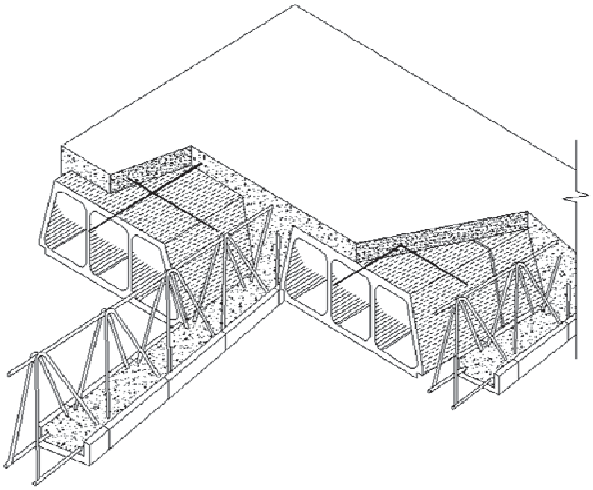
## ۱-۵- اجزای تشکیل دهنده سقف تیرچه و بلوک

سقف‌های تیرچه و بلوک، تلفیقی از دو روش پیش‌ساختگی و بتن‌ریزی در محل است که در آن قالب تحتانی به کلی حذف می‌شود. در این سقف‌ها در نوع تیرچه‌ی فولادی با جان باز، تیرچه‌ی فولادی و در نوع تیرچه‌ی بتنی آن، آرماتورهای کششی و برشی (عرضی) و نیز پوشش بتن آرماتورهای اصلی، به صورت تیرچه‌های پیش ساخته، در کارخانه تولید می‌شوند. در کارگاه، پس از

قراردادن تیرچه‌ها در فواصل معین و شمع‌بندی زیر تیرچه‌ها، بلوک‌ها را بین دو تیرچه مجاور قرار داده و سپس آرماتورهای حرارتی را جای‌گذاری نموده و بتن‌ریزی را انجام می‌دهند.



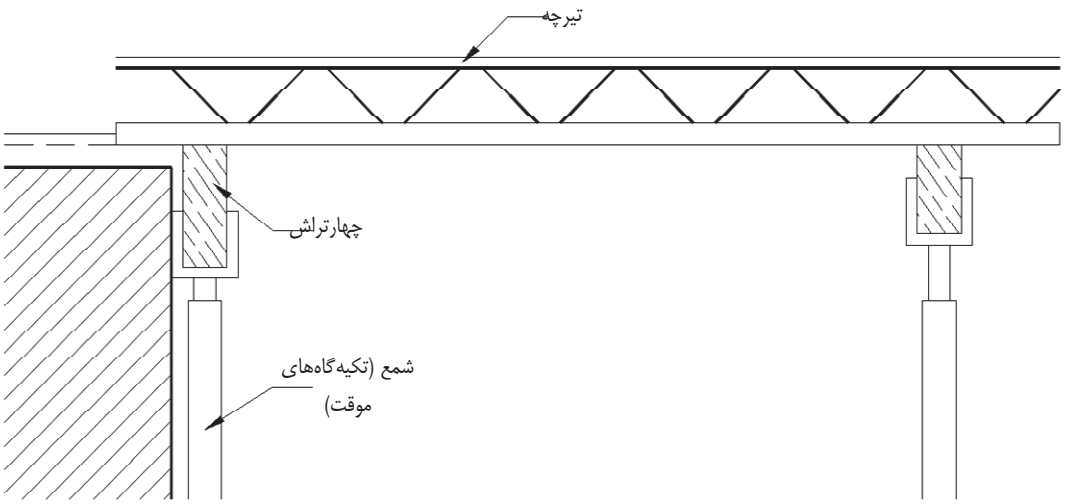
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز



ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

**شکل ۱-۵- شمای کلی از سقف تیرچه و بلوک**

در فرآیند اجرای سقف، پیش از حصول مقاومت بتن ریخته شده، وزن بلوک‌ها و بتن، توسط تکیه‌گاه‌های موقت (شمع‌بندی) تحمل می‌شود و پس از حصول مقاومت بتن ریخته شده، تیرچه‌ها لنگر خمشی حاصل از بارهای قائم سقف را تحمل کرده و به تیرهای اصلی یا تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌کنند. در (شکل ۱-۶) شمای کلی از نحوه‌ی اجرای تکیه‌گاه‌های موقت مورد استفاده در سقف‌های تیرچه و بلوک نمایش داده شده‌است.




**شکل ۱-۶- تکیه‌گاه‌های موقت**

بتن فوقانی، همانند یک دال نازک با دهانه‌ای برابر فاصله بین دو تیرچه، خمش موضعی را در محل بین دو تیرچه تحمل می‌کند. برای پر کردن فاصله تیرچه‌ها، از قطعاتی نظیر آجرهای توخالی سفالی، بلوک‌های بتنی، بلوک‌های پلی استایرن و نظایر آنها استفاده می‌شود. این عناصر پرکننده در سقف، باربر نبوده و متحمل نیرویی نیستند.

بنابراین اجزای سقف تیرچه و بلوک عبارتند از:

۱- تیرچه

۲- بلوک

۳- آرماتورهای افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۴- کلاف میانی

۵- بتن پوششی (درجا)

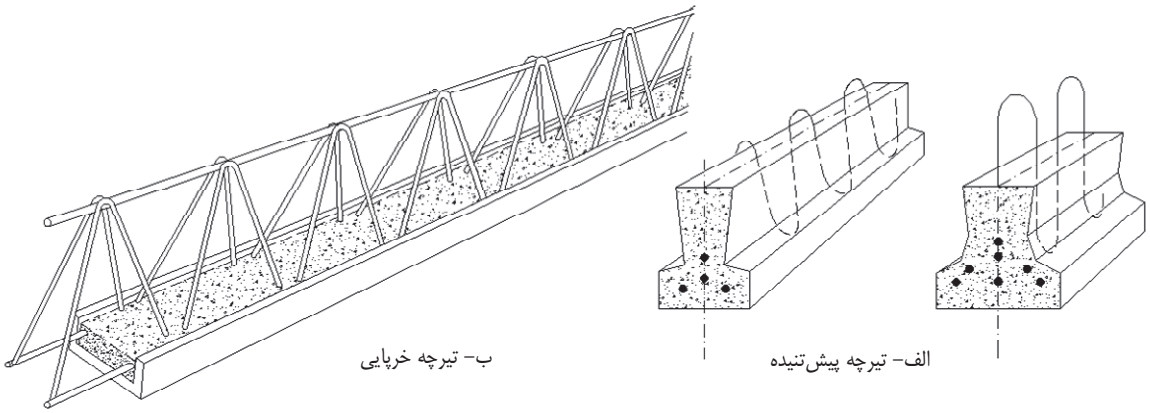
در ادامه، هر یک از اجزای سقف تیرچه و بلوک و عملکرد آنها توضیح داده شده است.

### ۱-۵-۱- تیرچه

همانطور که پیش از این عنوان شد، استفاده از دو نوع تیرچه‌ی بتنی و تیرچه‌ی فولادی با جان باز در سقف‌های تیرچه و بلوک معمول است. در ادامه هریک از این نوع تیرچه‌ها، به تفکیک موردبحث قرار گرفته است.

#### ۱-۵-۱-۱- تیرچه‌ی بتنی

عضو پیش ساخته‌ای است متشکل از بتن و آرماتورهای فولادی که با قرارگیری بلوک‌ها مابین تیرچه‌ها به عنوان قالب و با بتن پوششی درجا ریخته شده، مقطع مرکب T شکل مناسبی را تشکیل می‌دهند. تیرچه‌ها در دو نوع تیرچه خرپایی و تیرچه پیش‌تنیده، تولید می‌شوند. در (شکل ۱-۷) شکل شماتیکی از انواع تیرچه‌های پیش‌ساخته، نشان داده شده است.




**شکل ۱-۷-انواع تیرچه‌های بتنی**

پیش از حصول مقاومت بتن ریخته شده، وزن بلوک‌ها و بتن، توسط تکیه‌گاه‌های موقت (شمع‌بندی) تحمل می‌شود و پس از حصول مقاومت بتن ریخته شده، تیرهای T شکل بتنی به‌هم‌چسبیده و مجاور هم، لنگر خمشی حاصل از بارهای قائم سقف را تحمل کرده و به تیرهای اصلی یا تکیه‌گاه‌ها منتقل می‌کنند.

تیرچه‌ها در سه مرحله تحت بارگذاری قرار می‌گیرند:

الف – مرحله اول: تیرچه در مرحله حمل و نقل، بار ناشی از وزن خود را تحمل می‌کند.

ب – مرحله دوم: تیرچه در زمان اجرای سقف و به تنهایی، بار مرده ناشی از اجزای سقف (وزن تیرچه، بلوک و بتن پوششی درجا) و همچنین بارهای حین اجرا را بین تکیه‌گاه‌های موقت (شمع‌بندی‌ها) تحمل می‌کند. این مرحله تا قبل از حصول مقاومت بتن ریخته‌شده می‌باشد.

ج – مرحله سوم: این مرحله در تیرچه، پس از حصول مقاومت بتن ریخته‌شده فرا می‌رسد. در این مرحله، تکیه‌گاه‌های موقت برداشته شده و تیرچه به عنوان عضو کششی مقطع T شکل، بار ناشی از بارهای مرده و زنده در هنگام بهره‌برداری را تحمل می‌کند.

در سقف‌های تیرچه و بلوک، تیرچه‌های بتنی در دو نوع تیرچه‌ی پیش‌ساخته‌ی خرپایی و تیرچه‌پیش‌ساخته‌ی پیش‌تنیده مورداستفاده قرار می‌گیرد که در ادامه موردبحث قرار می‌گیرد:

### ۱-۵-۱-۱-۱- تیرچه پیش ساخته خرپایی

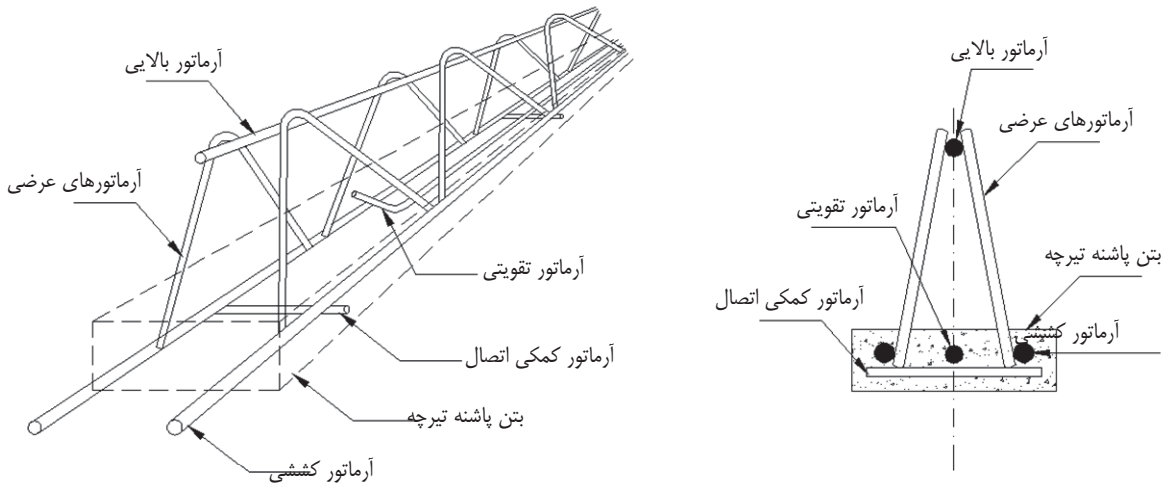
این نوع تیرچه‌ها از خرپای فولادی و پاشنه بتنی تشکیل شده و بر دو نوع می‌باشند:

الف – با قالب ماندگار (قالب سفالی) که آن را تیرچه کفشک‌دار یا فندوله‌دار نیز می‌نامند.

ب – بدون قالب ماندگار

تیرچه پیش ساخته خرپایی مطابق (شکل ۱-۸) برای تحمل مراحل سه‌گانه بارگذاری ذکر شده، از اجزای زیر تشکیل شده است:

۱- آرماتورهای کششی
۲- آرماتورهای عرضی
۳- آرماتور بالایی
۴- بتن پاشنه تیرچه
۵- آرماتورهای تقویتی
۶- آرماتور کمکی اتصال




**شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی**

در ادامه هر یک از این اجزا تشریح گردیده است:

۱- آرماتور کششی

در مرحله اول بارگذاری تیرچه، آرماتور زیرین خرپا به عنوان عضو کششی خرپای تیرچه، باید قادر به تحمل نیروی کششی (حاصل از لنگر خمشی) ناشی از وزن خود تیرچه در زمان حمل و نقل باشد. در مرحله دوم بارگذاری تیرچه نیز این عضو باید قادر به تحمل نیروی کششی (حاصل از لنگر خمشی) ناشی از وزن مرده سقف در فاصله محور تا محور تیرچه‌ها و بین دو تکیه‌گاه موقت (شمع‌بندی) باشد. در مرحله سوم بارگذاری تیرچه (مرحله بهره‌برداری)، آرماتور زیرین خرپا به عنوان عضو کششی تیر T شکل عمل می‌کند.

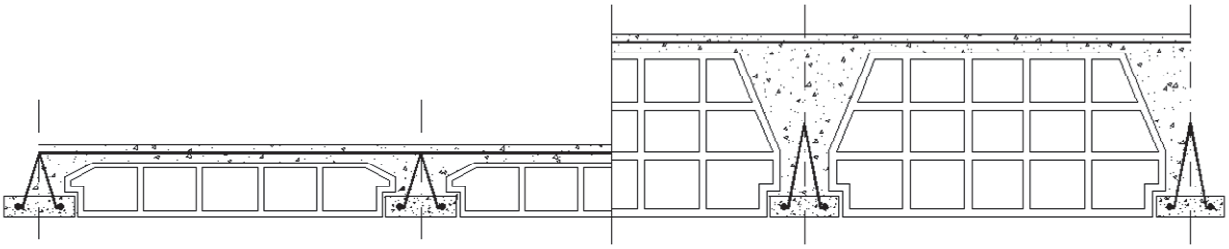
۲- آرماتورهای عرضی

در مرحله اول بارگذاری، آرماتورهای عرضی همانند عضو مورب خرپا عمل کرده و به کمک اعضای کششی زیرین و اعضای بالایی، ایستایی لازم را جهت تحمل وزن خود تیرچه به هنگام حمل و نقل تأمین می‌کنند. در مرحله دوم بارگذاری نیز، این آرماتورها ایستایی لازم را جهت تحمل وزن مرده سقف بین تکیه‌گاه‌های موقت (در هنگام اجرا) تأمین می‌نمایند. در مرحله سوم بارگذاری تیرچه‌ها، آرماتورهای عرضی پیوستگی لازم را بین آرماتور کششی خرپا و بتن پوششی (درجا) ایجاد می‌کنند. علاوه بر آن، قسمتی از نیروی برشی تیر T شکل نیز توسط آرماتورهای عرضی تحمل می‌شود.

۳- آرماتور بالایی

در مرحله اول و دوم بارگذاری، آرماتور تعبیه شده در قسمت بالای تیرچه، به عنوان عضو بالایی خرپا عمل کرده و به کمک دیگر اعضای خرپا، وزن تیرچه را به هنگام حمل و نقل و همچنین وزن مرده سقف را در فاصله بین دو تکیه‌گاه موقت به هنگام قالب‌بندی و بتن‌ریزی و قبل از حصول مقاومت بتن پوششی، تحمل می‌نماید.

در مرحله سوم بارگذاری تیرچه، اگر آرماتور بالایی در ضخامت بتن پوششی و بالاتر از سطوح بلوک‌ها قرار گیرد، در نقش آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع شدگی) مقطع مرکب سقف عمل می‌کند (شکل ۱-۹ – ب) و در صورتی که پایین‌تر از سطوح بلوک‌ها قرار گیرد، چنین نقشی را نخواهد داشت (شکل ۱-۹ – الف).



الف– عدم احتساب آرماتور بالایی به عنوان آرماتور افت و حرارت ب– عملکرد آرماتور بالایی به عنوان آرماتور افت و حرارت

**شکل ۱-۹- نقش آرماتور بالایی به عنوان آرماتور افت و حرارت**

۴- بتن پاشنه

پاشنه تیرچه، قبل از نصب بتن‌ریزی می‌شود و برای تأمین تکیه‌گاه بلوک‌ها به عنوان قالب دائمی و نیز برای پرهیز از قالب‌بندی قسمت زیرین سقف بکار می‌رود.

۵- آرماتورهای تقویتی

در صورتی که دو عدد آرماتور کششی پایینی برای تحمل لنگر حداکثر در وسط دهانه کافی نباشد، باید آرماتورهای دیگری را در داخل خرپای فلزی تعبیه کرد. این آرماتورهای اضافی را آرماتورهای تقویتی می‌نامند.

۶- آرماتور کمکی اتصال

این آرماتور به منظور مهار کردن آرماتورهای کششی و امکان استقرار بیش از دو آرماتور کششی در پاشنه تیر (مطابق شکل۱–۸) بکار برده می‌شود.

### ۱-۵-۱-۱-۲- تیرچه پیش ساخته پیش‌تنیده

این نوع تیرچه که فقط در کارخانه‌های مجهز تولید می‌شود، از مقطع بتنی T شکل با رده مقاومتی C35 و بالاتر و مفتول‌های فولادی با مقاومت بالا (۱۷۵۰ تا ۱۹۰۰ نیوتن بر میلی‌مترمربع) تشکیل می‌شود. در این نوع تیرچه، مفتول‌ها را پیش از بتن‌ریزی تیرچه، توسط جک‌هایی تحت کشش معین قرار داده و سپس بتن‌ریزی مقطع اجرا می‌شود. پس از عمل‌آوری بتن و اطمینان از کسب مقاومت لازم، مفتول‌ها را آزاد می‌کنند. در نتیجه بتن تیرچه تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد. از آنجا که تیرچه‌های پیش‌ساخته‌ی پیش‌تنیده در محدوده‌ی این دستورالعمل نمی‌باشند، از توضیحات بیشتر در این خصوص اجتناب می‌شود. به منظور دستیابی شرح مفصل‌تری از این نوع تیرچه‌ها می‌توان به نشریه شماره ۲۵۰ با عنوان «آیین‌نامه طرح و محاسبه قطعات بتن پیش‌تنیده» مراجعه کرد.

### ۱-۵-۱-۲- تیرچه‌ی فولادی با جان باز

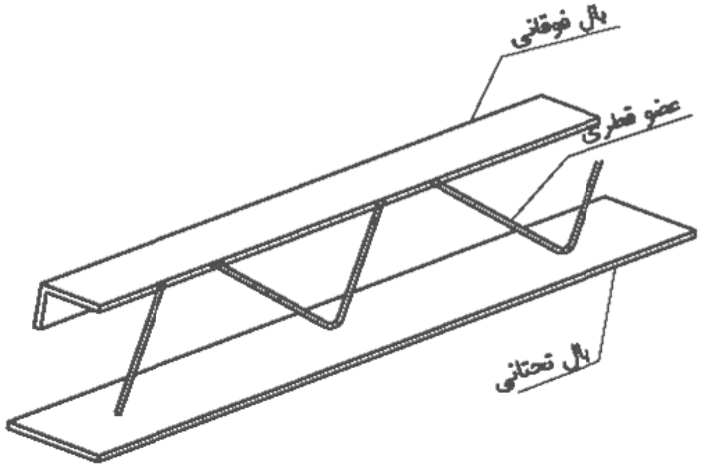
عضو پیش‌ساخته‌ای است که به صورت خرپاهای ویژه دوسر ساده اجرا می‌شود. تیرچه فولادی با جان باز در سه مرحله تحت بارگذاری قرار می‌گیرد.

در مرحله اول باربری، تیرچه هنگام حمل و نقل، بار ناشی از وزن خود را، در مرحله‌ی دوم، در زمان اجرای سقف و قبل از گرفتن بتن، بار مرده سقف (شامل وزن سقف، تیرچه، بلوک، بتن درجا و قالب‌ها) و بار زنده عوامل اجرایی را در حد فاصل تکیه‌گاه‌های تیرچه تحمل می‌کند.

در مرحله سوم باربری و پس از گرفتن بتن، مقطع مرکب شامل تیرچه و بتن، تنش‌های ناشی از تمامی بارهای وارده به سقف را تحمل می‌کند

تیرچه فولادی برای تحمل مراحل سه‌گانه‌ی بارگذاری مذکور، از اجزای زیر تشکیل شده است:

۱. بال تحتانی
۲. اعضای قطری
۳. بال فوقانی




**شکل ۱-۱۰- اجزای تیرچهٔ فولادی با جان باز**

**۱- بال تحتانی**

بال تحتانی تیرچه که از تسمه ساخته می‌شود، بعنوان عضو کششی خرپا عمل کرده و بارهای وارده در سه مرحله بارگذاری ذکر شده را تحمل می‌کند. در مرحله‌ی اول بارگذاری تیرچه، بال تحتانی به عنوان عضو کششی خرپای تیرچه، باید قادر به تحمل نیروی کششی (حاصل از لنگر خمشی) ناشی از وزن خود تیرچه در زمان حمل و نقل باشد. این عضو در مرحله‌ی دوم بارگذاری تیرچه بایستی قادر به تحمل نیروی کششی (حاصل از لنگر خمشی) ناشی از وزن مرده سقف در فاصله‌ی محور تا محور تیرچه‌ها باشد. در

مرحله‌ی سوم بارگذاری تیرچه (مرحله‌ی بهره‌برداری) نیز بال تحتانی به عنوان عضو کششی تحت لنگر ناشی از بارهای وارده عمل می‌کند.

**۲- اعضای قطری**

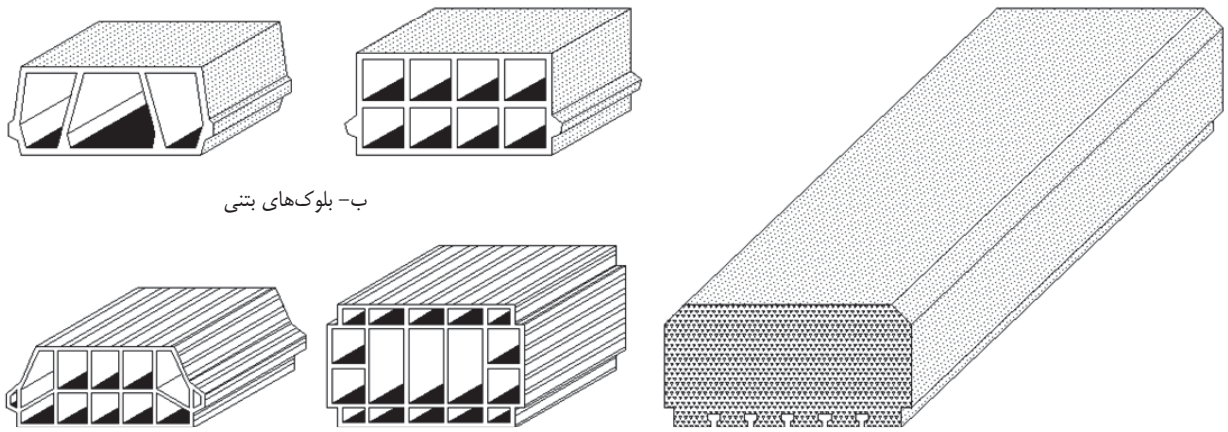
اعضای قطری تیرچه که معمولاً از میلگرد می‌باشند به عنوان عضو مورب خرپا عمل نموده و به کمک اعضای کششی و فشاری، ایستایی لازم را برای تحمل بارهای وارده در سه مرحله‌ی بارگذاری تأمین می‌نمایند. در مرحله‌ی اول بارگذاری، عضو قطری تیرچه به کمک اعضای کششی زیرین و اعضای بالایی، ایستایی لازم را جهت تحمل وزن خود تیرچه در هنگام حمل و نقل تأمین می‌کند. در مرحله‌ی دوم بارگذاری نیز، این عضو ایستایی لازم را جهت تحمل وزن مرده‌ی سقف بین تکیه‌گاه‌های موقت تأمین می‌نماید. در مرحله‌ی سوم بارگذاری تیرچه‌ها، عضو قطری قسمتی از نیروی برشی وارده را تحمل می‌کند.

**۳- بال فوقانی**

بال فوقانی تیرچه، از نبشی، تسمه یا ناودانی ساخته شده و در داخل بتن پوششی قرار می‌گیرد. این عضو در مرحله‌ی اول و دوم بارگذاری، وزن تیرچه را به هنگام حمل و نقل و همچنین وزن مرده‌ی سقف را در هنگام بتن‌ریزی و قبل از حصول مقاومت بتن پوششی تحمل می‌نماید. در مرحله‌ی سوم بارگذاری تیرچه، به همراه سایر اعضای تیرچه، بار ناشی از بارهای مرده و زنده را در هنگام بهره‌برداری تحمل می‌کند.

## ۱-۵-۲- بلوک

بلوک سقفی قطعه‌ای است پیش ساخته و توخالی که در بین دو تیرچه قرار گرفته و با توجه به ضخامت سقف و فاصله بین تیرچه‌ها، ابعاد آن متغیر می‌باشد. (شکل ۱-۱۱) نمونه‌ای از بلوک‌های بتنی، سفالی و پلی‌استایرن را نشان می‌دهد.



ب- بلوک‌های بتنی

ج- بلوک‌های سفالی

الف- بلوک پلی‌استایرن

**شکل ۱-۱۱- نمونه‌ای از بلوک‌های بتنی، سفالی و پلی‌استایرن**

از بلوک به عنوان قالب دائمی (که پس از اجرا در سقف باقی می‌ماند) برای قالب‌بندی جانبی جان تیر T شکل و همچنین قالب زیرین بتن پوششی درجا استفاده می‌شود. قسمت زیرین بلوک برای تأمین سطح هموار برای انجام نازک‌کاری زیر سقف و قسمت‌های تیغه‌های داخلی بلوک به منظور تقویت مقطع بلوک تعبیه می‌گردند. مقاومت بلوک‌ها در محاسبات مقاومت سقف منظور نشده و تنها به عنوان قالب‌های دائمی و مصالح پرکننده محسوب می‌شوند. با این وجود، بلوک‌ها باید مقاومت لازم برای تحمل ضربه‌های ناشی از حمل و نقل متعارف و نیروهای ناشی از عبور و مرور در زمان بتن‌ریزی و قبل از آن را داشته باشند.

شکل بلوک توخالی با توجه به این موارد، طراحی شده و معمولاً از مواد مختلفی نظیر سفال، بتن، بتن سبک، پلی‌استایرن و نظایر آن‌ها تولید می‌شود.

### ۱-۵-۳- آرماتور افت و حرارت و آرماتور منفی

به منظور مقابله با تنش‌های متفرقه در بتن پوششی (درجا) و برای جذب تنش‌های ناشی از افت (جمع‌شدگی) و تغییر حرارت، آرماتورهایی در دو جهت عمود برهم و در قسمت بالایی بتن سقف و روی بلوک‌ها تعبیه می‌گردند که آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) نامیده می‌شود. در صورتی که ارتفاع تیرچه خرپایی به حدی باشد که آرماتور بالایی تیرچه در محل تعبیه آرماتورهای افت و حرارت قرار گیرد، می‌توان از آرماتور مذکور به عنوان آرماتور افت و حرارت در جهت طولی تیرچه استفاده کرد.

با وجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است قبل از بتن‌ریزی، آرماتورهای منفی در هر یک از تیرچه‌ها و در محل تکیه‌گاه‌ها اضافه شود. ابعاد و تعداد این میلگردها در فصل دوم این نشریه توضیح داده شده است.

### ۱-۵-٤- کلاف میانی

برای تقویت دیافراگم افقی ساختمان در امتداد عمود بر امتداد تیرچه‌ها و برای توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک و همچنین در محل‌هایی که بار منفرد موجود باشد، کلاف میانی بتنی که جهت آن عمود بر جهت تیرچه‌هاست در سقف تعبیه می‌شود.

### ۱-۵-۵- بتن پوششی (درجا)

بتن پوششی، قسمتی از تیر مرکب است که در محل کارگاه، پس از جای‌گذاری تیرچه‌ها و بلوک‌ها، بتن‌ریزی می‌گردد و پس از حصول مقاومت لازم، به کمک آرماتورهای کششی تیرچه، بار وارد به سقف را تحمل می‌کند.

ضخامت بتن پوششی براساس طول دهانه و بار وارده طرح و محاسبه می‌گردد. مشخصات فنی بتن پوششی نظیر دانه‌بندی، مصالح، نسبت آب به سیمان و نحوه‌ی اختلاط باید مطابق ضوابط مندرج در آخرین ویرایش آیین‌نامه‌ی بتن ایران(آبا) باشد.

# فصل ۲

## ضوابط طراحی و محدودیت‌های سقف تیرچه و بلوک و اجزای آن

## ۲-۱- مقدمه

ضوابط این فصل شامل اصول کلی است که در تحلیل و طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک باید رعایت شود. این اصول شامل بارگذاری و ترکیبات آنها، روش‌های طراحی، ضرایب ایمنی و ضوابط کلی مورداستفاده در طراحی اجزای این نوع سقف‌ها می‌باشد.

با توجه به انواع سقف‌های تیرچه و بلوک، شامل سقف‌های با تیرچه‌ی خرپایی، سقف‌های با تیرچه‌ی فولادی و نیز سقف‌های تیرچه و بلوک با انواع بلوک‌ها (شامل بلوک‌های بتنی، سفالی، پلی‌استایرن و ....)، در ادامه ضوابط طراحی و محدودیت‌های هریک به تفکیک ارائه می‌شود.

## ۲-۲- ضوابط طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک

از آنجایی که سقف تیرچه و بلوک خرپایی از انواع دال‌های با پشت‌بند بتنی است، اصول طراحی این نوع سقف‌ها براساس مبانی اعضای بتنی بوده و ضوابط طراحی مطابق مباحث عنوان‌شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) می‌باشد. بر این اساس در این بخش طراحی این نوع سقف‌ها عنوان می‌گردد. همچنین در خصوص سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی، طراحی تیرچه بر مبنای رفتار اعضای فولادی و براساس ضوابط طراحی مبحث دهم مقررات ملی می‌باشد. به‌منظور درک بیشتر مفاهیم، مبانی مربوط به رفتار و طراحی این اعضا با جزئیات بیشتر در پیوست ۳ ارائه گردیده است.

### ۲-۲-۱- طراحی تیرچه‌ی خرپایی در سقف‌های تیرچه و بلوک

با توجه به شیوه‌های معمول در اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک و با فرض رعایت الزامات عنوان‌شده در آبا، طراحی تیرچه‌ی خرپایی، مشابه طراحی دال می‌باشد. بدیهی است در صورت عدم حصول الزامات مذکور، همانطور که در آبا عنوان شده است، این سیستم باید مشابه سیستم تیر و دال طراحی گردد.

#### ۲-۲-۱-۱- ضوابط طراحی

ضوابط طراحی تیرچه‌ی خرپایی سقف تیرچه و بلوک، مشابه طراحی یک عضو بتنی تحت خمش و برش بوده که در روند طراحی با درنظرگرفتن فرض‌های عنوان‌شده در زیر و محدودیت‌های عنوان‌شده در بند ۲-۳-۲-۱- می‌توان محاسبات لازم را انجام داد.

#### ۲-۲-۱-۲- فرضیات طراحی

در روند طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک، می‌توان با درنظرگیری فرضیات زیر، طراحی را مشابه یک عضو بتنی تحت خمش و برش انجام داد:

۱- هر تیرچه و دال بتنی بالای آن، بصورت یک تیر T شکل مجزا در نظر گرفته می‌شود.

۲- عرض مؤثر بال تیر T شکل، برابر فاصله‌ی محور تا محور تیرچه‌ها است.

۳- تکیه‌گاه‌های تیرچه‌ها، ساده بوده و بار گسترده در سرتاسر طول آن توزیع شده است.

۴- تیرچه فاقد نیروی محوری است.

۵- از آرماتور فشاری تیر در محاسبات صرفنظر می‌شود.

۶- در تعیین ظرفیت برشی مقطع، علاوه بر ظرفیت برشی بتن، ظرفیت برشی آرماتورهای عرضی نیز در نظر گرفته می‌شود.

### ۲-۲-۱-۳- مراحل طراحی

مراحل طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک و تعیین جزئیات آن شامل مراحل زیر است.

**۱- محاسبه‌ی بارهای وارد بر سقف**

اولین گام در طراحی سقف تیرچه و بلوک، تعیین بارهای وارد بر سقف (شامل بارهای مرده و زنده) مطابق بارهای وارده و ضوابط عنوان‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است.

**۲- ترکیب بارها**

با توجه به استفاده از روش طراحی نهایی در طراحی اعضای بتنی، ترکیب بارها به‌صورت زیر می‌باشد:

$$1.4D \qquad (۱-۲)$$

$$1.25D + 1.5L \qquad (۲-۲)$$

در رابطه‌ی فوق، D، بار مرده و L، بار زنده است.

**۳- تعیین ضخامت سقف**

معیار کنترل در تعیین حداقل ضخامت سقف تیرچه و بلوک، کنترل ضوابط خیز سقف است. کنترل‌های مربوطه در بخش ضوابط و محدودیت‌ها (بند ۲-۳-۲-۱-۸-) عنوان شده است.

**٤- تعیین ضخامت دال بتنی روی بلوک‌ها**

دال بتنی روی بلوک‌ها، با توجه به بتن‌ریزی یکپارچه‌ی سقف، به‌صورت تیر بتنی غیرمسلح دوسر گیردار بین دو تیرچه طراحی می‌شود. بر این اساس ضخامت دال بتنی باید به‌گونه‌ای طراحی شود که تنش کششی حداکثر ایجاد شده تحت بارهای وارده، $f_{ct}$ ، کمتر از مدول گسیختگی بتن، $f_r$ ، باشد. همچنین ضخامت تعیین شده باید بیشتر از حداقل‌های عنوان‌شده در بند ۲-۳-۱- باشد.

$$f_{ct} \le f_r \qquad (۳-۲)$$

$$f_{ct} = \frac{M_u}{S} \qquad (۴-۲)$$

$$M_u = \frac{q_u L^2}{12} \qquad (۵-۲)$$

$q_u$ : حدکثر بار وارده بر طول نوار دال روی بلوک به عرض واحد

$M_u$ :لنگر خمشی نهایی تحت بار وارده

L : طول دهانه‌ی دال بتنی روی بلوک

S : اساس مقطع دال بتنی (مقطع مستطیلی به عرض واحد و ارتفاعی برابر ضخامت دال)

$f_r$ : مدول گسیختگی بتن

$f_{ct}$ : تنش کششی ایجاد شده

**۵- طراحی آرماتورهای تحتانی تیرچه**

طراحی آرماتورهای تحتانی تیرچه‌ها به عنوان یک عضو بتنی باید براساس ضوابط آبا انجام شود. برای جزئیات بیشتر می‌توان به پیوست ۳ مراجعه نمود. در تعیین آرماتورها، الزامات عنوان‌شده در بند ۲-۳-۲-۱-۱- نیز باید رعایت شود.

آرماتورهای تیرچه باید به‌گونه‌ای طراحی شود که:

$$M_u \le M_r \qquad (۶-۲)$$

در رابطه‌ی فوق $M_r$، ظرفیت خمشی مقطع بتنی

و $M_u$، لنگر خمشی نهایی تیرچه است که با فرض تکیه‌گاه ساده برای تیرچه، مطابق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$M_u = \frac{P_u L_e^2}{8} \qquad (۷-۲)$$

در این رابطه، $P_u$، حدکثر بار وارده بر طول تیرچه

$L_e$، طول دهانه‌ی مؤثر، طبق تعریف این طول برای عضوی که با تکیه‌گاه‌های خود یکپارچه نباشد، باید معادل فاصله‌ی محور تا محور تکیه‌گاه‌ها یا طول آزاد دهانه به‌اضافه‌ی ارتفاع عضو، هر کدام که کوچکتر است، درنظر گرفته شود.

**٦- تعیین آرماتور فوقانی تیرچه**

انتخاب آرماتور فوقانی تیرچه، باید با توجه به نوع فولاد آرماتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی تعیین شود. ضوابط مربوطه در بند ۲-۳-۲-۱-۳- بیان شده است.

**۷- محاسبه‌ی آرماتور حرارت و جمع‌شدگی دال بالای تیرچه**

به‌منظور مقابله با تنش‌های ناشی از حرارت و جمع‌شدگی، باید میلگردهایی مطابق با ضوابط مندرج در بند ۲-۳-۲-۵- در دال بالای تیرچه تعبیه نمود.

**۸- طراحی کلاف میانی**

نیاز ویا عدم نیاز به کلاف میانی، با توجه به بارهای وارده تعیین می‌گردد. ضوابط مربوط به تعیین مشخصات کلاف میانی، در صورت لزوم تعبیه‌ی آن، در بند ۲-۳-۲-۶- ارائه شده است.

**۹- تعیین آرماتور منفی**

تعبیه‌ی حداقل آرماتور منفی لازم باید مطابق مورد ۶ از ضوابط عنوان‌شده در بند ۲-۳-۲-۵- لحاظ شود.

**۱۰-طراحی آرماتورهای برشی تیرچه**

تعیین آرماتورهای برشی براساس نیروهای برشی وارده و تجمیع ظرفیت برشی بتن و آرماتور عرضی (براساس مبانی مطروحه در پیوست ۳) انجام می‌گیرد. در این خصوص محدودیت‌های ذکر شده در بخش ۲-۳-۲-۱-۲- نیز باید رعایت گردد.

## ۲-۲-۲- طراحی تیرچه‌ی فولادی در سقف‌های تیرچه و بلوک

طراحی تیرچه‌ی فولادی سقف‌های تیرچه و بلوک، مشابه طراحی یک عضو مرکب تحت خمش و برش است. بر این اساس ضوابط و فرضیات لازم در ادامه آمده است.

### ۲-۲-۲-۱- ضوابط طراحی

ضوابط طراحی تیرچه‌ی فولادی سقف‌های تیرچه و بلوک که در ادامه ارائه می‌گردد، بر مبنای رفتار اعضای فولادی و براساس ضوابط طراحی مبحث دهم مقررات ملی می‌باشد.

### ۲-۲-۲-۲- فرضیات طراحی

۱- طراحی تیرچه‌ها در دو مرحله، قبل از گرفتن بتن دال و بعد از گرفتن بتن دال انجام می‌گیرد.

۲- بین فولاد و بتن لغزش نسبی وجود ندارد(به‌علت اتصالات جان به بال‌ها).

۳- تنش‌ها تابع خطی از تغییرشکل‌های نسبی می‌باشند.

۴- مقاطع عرضی پس از تغییرشکل تیر، مسطح باقی می‌مانند.

### ۲-۲-۲-۳- مراحل طراحی

**۱- محاسبه‌ی بارهای وارده بر سقف**

اولین گام در طراحی سقف تیرچه و بلوک، تعیین بارهای وارد بر سقف (شامل بارهای مرده و زنده) مطابق بارهای وارده و ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است. با توجه به آنکه طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک در دو مرحله‌ی قبل از گرفتن بتن و بعد از گرفتن بتن انجام می‌گیرد، بارهای وارده نیز باید در این دو مرحله تعیین گردد. بارهای قبل از گرفتن بتن شامل وزن دال بتنی، عوامل اجرایی که در این مرحله بارهای وارده باید توسط تیرچه‌ی فولادی تحمل شود. بارهای بعد از گرفتن بتن متناظر با کل بارهای وارده، شامل بارهای مرده (بار کف‌سازی، تیغه‌بندی و ....) و بار زنده است که باید توسط عضو مرکب تیرچه و بلوک تحمل شود.

**۲- ترکیب بارها**

با توجه به طراحی تیرچه‌ها در دو مرحله(قبل و بعد از گرفتن بتن)، براساس روش طراحی در هر مرحله، ترکیب بار مربوطه، مطابق زیر باید درنظر گرفته شود. قابل ذکر است که در اینجا روش طراحی برای مرحله‌ی قبل از گرفتن بتن، روش تنش مجاز و برای مرحله‌ی بعد از گرفتن بتن، روش‌های تنش مجاز و یا حالت حدی ارائه شده است.

۱- ترکیب بار در روش تنش مجاز

$$D+L \qquad (۸-۲)$$

۲- ترکیب بار در روش تنش نهایی

$$1.4D \quad (۹-۲)$$

$$1.25D + 1.5L \quad (۱۰-۲)$$

D : بارمرده و L : بار زنده است.

**۳- تعیین ضخامت سقف**

ضخامت سقف به‌گونه‌ای تعیین می‌گردد که ضوابط مربوط به خیز سقف کنترل گردد. ضوابط مربوطه در بند ۲-۳-۲-۲-۲- عنوان شده است.

**٤- تعیین ضخامت لایه‌ی بتن روی بلوک‌ها**

ضخامت لایه‌ی بتنی روی بلوک‌ها باید به‌گونه‌ای تعیین شود که ضوابط عنوان شده در بند ۲-۳-۱- ارضا شود.

**٥- طراحی تیرچه**

طراحی تیرچه‌های فولادی در دو مرحله انجام می‌گیرد:

- قبل از گرفتن بتن (مطابق بند ۲-۲-۲-۴-الف)، با استفاده از روش تنش مجاز
- بعد از گرفتن بتن (مطابق بند ۲-۲-۲-۴-ب)، با استفاده از روش تنش مجاز یا روش حالت حدی

توضیحات بیشتر در خصوص مراحل طراحی در بخش‌های مربوطه ارائه شده‌است.

**٦- محاسبه‌ی آرماتور حرارت و جمع‌شدگی دال بالای تیرچه**

به‌منظور مقابله با تنش‌های ناشی از حرارت و جمع‌شدگی، باید میلگردهایی مطابق با ضوابط مندرج در بند ۲-۳-۲-۵- در دال بالای تیرچه تعبیه نمود.

**۷- طراحی کلاف میانی**

همانطور که در مورد سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی عنوان شد، به منظور توزیع یکنواخت بارهای وارده در صورت لازم باید کلاف میانی مطابق مشخصات عنوان شده در بند ۲-۳-۲-۶- طراحی گردد.

### ۲-۲-۲-٤- ضوابط طراحی خمشی تیرچه‌ی فولادی

### الف) قبل از گرفتن بتن

در این مرحله از طراحی، تیرچه‌ی فولادی باید طوری طراحی شود که به‌تنهایی قادر باشد کلیه‌ی بارهای مرده قبل از گرفتن بتن (به‌استثنای حالتی که این دسته از بارها به‌کمک پایه‌های موقت نگهداری می‌شوند) را تحمل نماید.

در صورتی‌که در هنگام بتن‌ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، باید در تیرچه‌ی فولادی کنترل تنش انجام گیرد تا این تیر دارای کفایت کافی برای حمل بارها باشد. این کنترل تنش به‌صورت زیر است:

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} \le F_t$$ تنش کششی در تیر فولادی (۱۱-۲)

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_t} \le F_b$$ تنش فشاری در تیر فولادی (۱۲-۲)

$f_s$ : تنش‌های کششی و فشاری در بال‌های تیرچه‌ی فولادی

$M_D$ : لنگر خمشی تحت بارهایی که تیر فولادی قبل از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی خود تحمل می‌کند

$(S_s)_b$ : اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار تحتانی

$(S_s)_t$ : اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار فوقانی

$F_t$ : تنش مجاز خمشی در تار کششی براساس مبحث دهم مقررات ملی ایران

$F_b$ : تنش مجاز فشاری در تار فشاری براساس مبحث دهم مقررات ملی ایران

در صورت استفاده از شمع‌بندی، بار وارده قبل از گرفتن بتن توسط شمع‌ها تحمل می‌شود.

در اینجا برای روابط فوق، مقادیر تنش‌های مجاز می‌توانند به شرح زیر اختیار شوند.

$F_t = 0.6F_y$ تنش مجاز کششی در تیر فولادی (۱۳-۲)

$F_b = 0.6F_y$ تنش مجاز فشاری در تیر فولادی (۱۴-۲)

در روابط فوق $F_y$ تنش تسلیم فولاد می‌باشد.

## ب) بعد از گرفتن بتن

### ب-۱) روش تنش مجاز

در این روش طراحی، با اعمال ضرایب اطمینان در مقاومت مقاطع، ظرفیت اعضا محاسبه و برای ترکیب بارهای مختلف ارزیابی می‌شود. در ادامه نحوه‌ی طراحی به روش تنش مجاز تشریح گردیده است.

### ب-۱-۱) کنترل تنش

پس از گرفتن بتن (و حذف شمع‌ها، در صورت وجود) مقطع مرکب باید تنش‌های ناشی از بار مرده‌ی اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده را تحمل نماید. همچنین بتن موجود باید قادر به تحمل تنش ناشی از بارهای فوق‌الذکر باشد. بدین‌ترتیب طراحی و کنترل کفایت مقطع تحت بارهای وارده را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت.

**۱- کنترل تنش در تیرچه**

در این ارزیابی با توجه به نحوه‌ی اعمال بار مطابق گام‌های زیر، کنترل تنش باید انجام گیرد.

گام ۱- ابتدا بار ناشی از وزن تیرچه، دال بتنی و قالب بر تیرچه‌ی فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کشش محاسبه می‌گردد.

گام ۲- سپس بار مرده‌ی اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال وارد می‌شوند مثل وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مرکب اثر داده می‌شوند و تنش در بال کششی محاسبه می‌شود.

مجموع تنش‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ باید کوچک‌تر از $0.9\ F_y$ باشد.

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} + \frac{M_L}{(S_{tr})_b} \le 0.9F_y \qquad (۱۵-۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

$f_s$ : تنش کششی در بال پایینی تیرچه‌ی فولادی

$M_D$ : لنگر خمشی تحت بارهای وارده بر تیرچه‌ی فولادی قبل از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی

$M_L$ : لنگر خمشی تحت بارهای وارده بر تیرچه‌ی فولادی بعد از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی

$(S_S)_b$ : اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به تار تحتانی

$(S_{tr})_b$: اساس مقطع مرکب نسبت به تار تحتانی

$F_y$ : تنش تسلیم تیرچه‌ی فولادی

**۲- کنترل تنش در بتن دال**

بتن موجود در تیرچه باید قادر باشد تنش فشاری ناشی از بارهای وارده را تحمل نماید. کنترل مذکور به صورت زیر انجام می‌گیرد. در این ارزیابی تنش فشاری بتن برابر $0.45\ f_c$ است.

$$f_s = \frac{M_D + M_L}{n(S_{tr})_t} \le 0.45\, f_c \qquad (۱۶-۲)$$

که در این رابطه:

$M_D$ و $M_L$: مشابه تعاریف فوق

$(S_{tr})_t$: اساس مقطع مرکب نسبت به تار فوقانی

$f_c$ : مقاومت مشخصه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن

$n$: نسبت مدول الاستیسیته‌ی فولاد به بتن

### ب-۱-۲) تعیین مشخصات هندسی مقطع مرکب

- **عرض موثر**

عرض موثر دال بتنی $b_e$ در هر سمت تیرچه نباید از مقادیر زیر بزرگتر انتخاب شود.

- یک هشتم طول دهانه‌ی محور به محور تکیه‌گاه‌های تیرچه
- نصف فاصله مرکز به مرکز دو تیرچه مجاور
- فاصله محور تیرچه تا لبه‌ی دال بتنی

- **محاسبه اینرسی و اساس مقطع مرکب $(S_{tr})$**

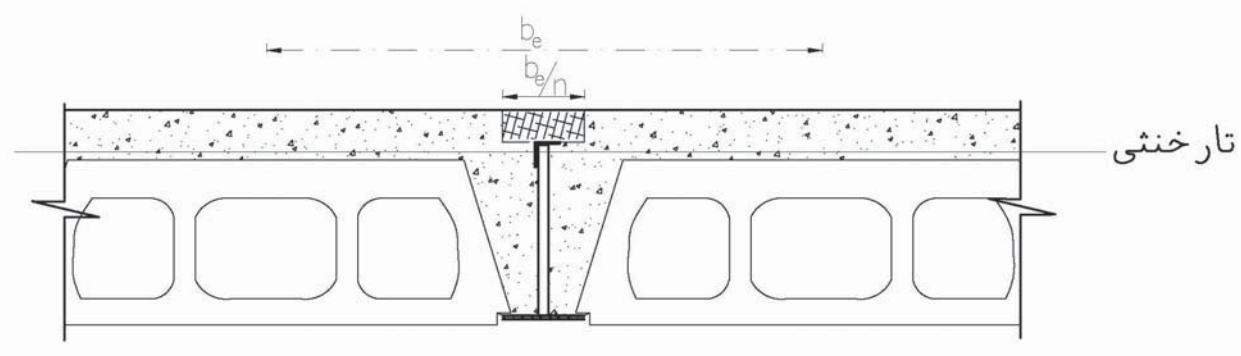
محاسبه اینرسی و اساس مقطع مرکب در مرحله‌ی بعد از گرفتن بتن برای روش تنش مجاز باید مطابق با تئوری ارتجاعی و با صرفنظر کردن از مقاومت کششی بتن محاسبه گردد. در این روش، مطابق شکل ۲-۱، ناحیه فشاری بتن باید با یک سطح معادل فولادی جایگزین گردد که عرض موثر آن از تقسیم عرض موثر تیرچه مرکب بر n بدست می‌آید. ضریب n و مدول الاستیسیته‌ی بتن $E_c$ از روابط (۲-۱۷) و (۲-۱۸) بدست می‌آید.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \qquad (۲-۱۷)$$

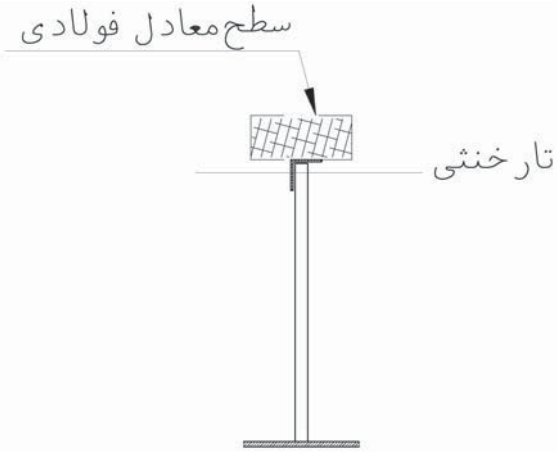
$$E_c = 5000\sqrt{f_c} \qquad (۲-۱۸)$$

$f_c$: مقاومت مشخصه‌ی بتن برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع

$E_c$: مدول الاستیسته‌ی بتن برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع




**شکل ۲-۱- عرض موثر مقطع مرکب**




**شکل ۲-۲- مقطع معادل در محاسبات تنش مقطع مرکب**

اساس مقطع مرکب $(S_{tr})$ نیز باید به نحوی طراحی شود که در رابطه (۲-۱۹) صدق نماید.

$$(S_{tr}) < \left(1.35 + 0.33\frac{M_D}{M_L}\right)\cdot S_s \qquad (۱۹-۲)$$

در رابطه (۲-۱۹)، $M_L$، لنگر خمشی ناشی از بار زنده و $M_D$، لنگر خمشی ناشی از وزن تیرچه فولادی، وزن بتن مرطوب، قالب‌ها و عوامل اجرایی می‌باشد.

$S_{tr}$: اساس مقطع تیرچه‌ی مرکب نسبت به بال کششی (برابر $(S_{tr})_b$ در حالت لنگر خمشی مثبت)

$S_s$: اساس مقطع تیرچه‌ی فولادی نسبت به بال کششی (برای $(S_s)_b$ در حالت لنگر خمشی مثبت)

### ب-۲) روش حالات حدی

این روش براساس مقاومت نهایی بتن و فولاد مقطع می‌باشد و ظرفیت باربری مقطع، با تشکیل بلوک مستطیلی در بتن و رسیدن به حد جاری شدگی در فولاد، مطابق روش طراحی حد نهایی، پیش‌بینی می‌گردد. در این روش طراحی، تنش فشاری بتن در ناحیه‌ی فشاری مؤثر، معادل با $0.85f_C$ درنظرگرفته شده و از ظرفیت کششی بتن صرفنظر می‌شود.

### ب-۲-۱) ظرفیت خمشی مقطع مرکب

ظرفیت خمشی مقطع مرکب $(M_r)$ بستگی به موقعیت تار خنثی در ضخامت دال و یا خارج از آن دارد. ظرفیت خمشی مقطع مرکب باید بیشتر از لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب‌دار مرده و زنده تیرچه با اتصال ساده باشند.

در ادامه روابط ساده شده از شیوه فوق ارائه شده است. برای محاسبه مقادیر دقیق می‌توان از مراجع مربوط، نظیر مبحث دهم مقررات ملی و آیین‌نامه‌ی بتن ایران، استفاده نمود.

### ب-۲-۲) تعیین مشخصات هندسی مقطع مرکب

اگر تار خنثی در ضخامت دال بتنی قرار گیرد، ظرفیت خمشی تیر از رابطه (۲-۲۰) به دست می‌آید.

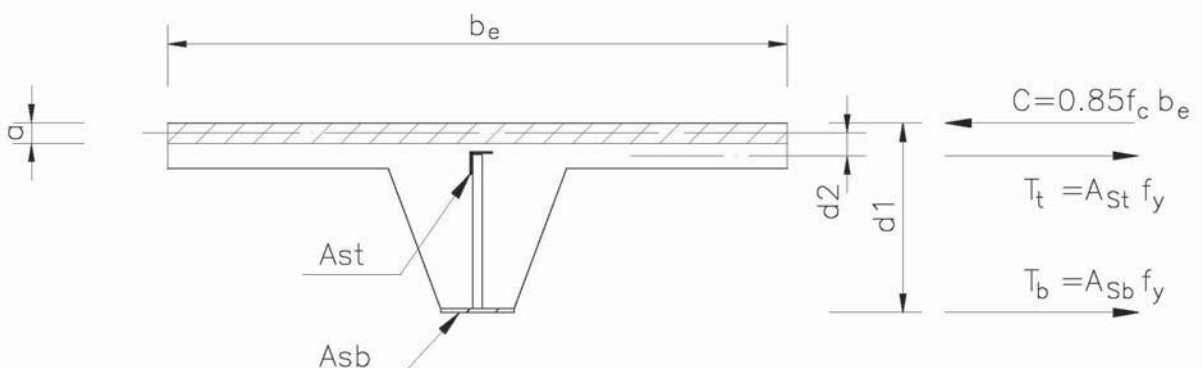
$$M_r = (A_{sb}d_1 + A_{st}d_2).F_y \qquad (۲۰-۲)$$

در این رابطه، $A_{sb}$ سطح مقطع بال تحتانی و $A_{st}$ سطح مقطع بال فوقانی، $d_1$، فاصله مرکز فولاد بال تحتانی $(A_{sb})$ از مرکز منشوری فشاری بتن و $d_2$، فاصله‌ی مرکز فولاد بال فوقانی $(A_{st})$ تا مرکز منشوری فشاری بتن می‌باشد. همچنین تنش فولاد در ناحیه کششی و فشاری بصورت یکنواخت و معادل با $F_y$ فرض شده است.

a، عمق بلوک تنش مستطیلی بتن، که در (شکل ۲-۳) نشان داده شده است، از رابطه (۲-۲۱) به دست می‌آید.

$$a = \frac{(A_{st} + A_{sb}).F_y}{0.85f_c.b_e} \qquad (۲۱-۲)$$

در رابطه فوق، $b_e$ عرض موثر بتن است.



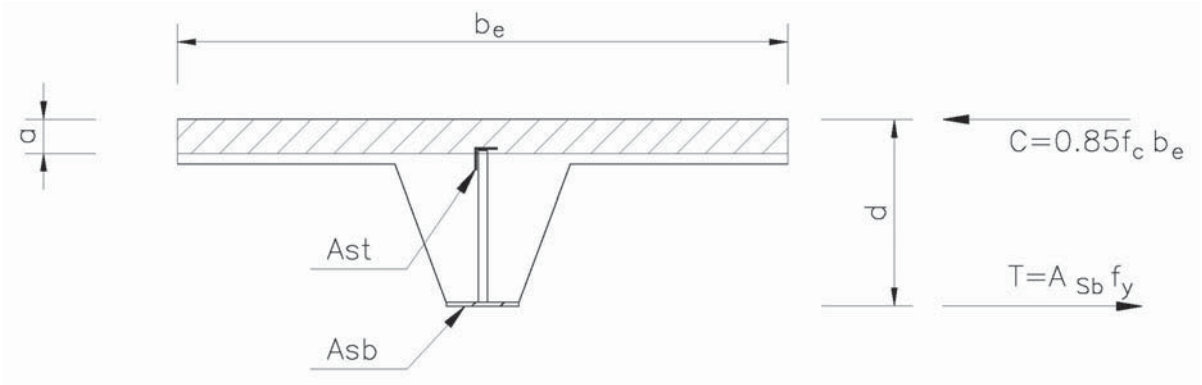

**شکل ۲-۳- مقطع تیرچه بلوک (تار خنثی در ضخامت دال بتنی)**

اگر تار خنثی، خارج از ضخامت دال بتنی قرار گیرد، می‌توان برای سادگی از وجود بال فوقانی در محاسبات صرفنظر کرد. در این حالت می‌توان از روابط (۲-۲۲) و (۲-۲۳) استفاده کرد.

$$a = \frac{A_{sb}.F_y}{0.85 f_c . b_e} \qquad (۲۲-۲)$$

$$M_n = A_{sb}.F_y.d \qquad (۲۳-۲)$$

در این روابط، $A_{sb}$، سطح مقطع بال تحتانی، d، فاصله‌ی مرکز فولاد بال تحتانی $(A_{sb})$ تا مرکز منشوری فشاری بتن و a، عمق بلوک تنش مستطیلی بتن است که در (شکل ۲-۴) نشان داده شده است.




**شکل ۲-٤- مقطع تیرچه بلوک (تار خنثی در تیرچه فولادی)**

### ۲-۲-۲-۵- ضوابط طراحی برشی تیرچه‌ی فولادی

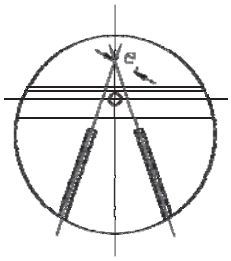
ضوابط طراحی برشی تیرچه‌ها، شامل کنترل برش قائم در جان تیرچه، کنترل برش افقی در محل اتصال جان به بال و کنترل برش مقطع مرکب تیرچه است که در ادامه تشریح شده است.

#### ۱. کنترل برش در جان تیرچه

در طراحی برشی اعضای جان تیرچه‌ها، حداقل نیروی برشی قائم که برای اعضا باید در نظر گرفته شود، نباید از ۲۵ درصد عکس‌العمل تکیه‌گاهی کمتر باشد. همچنین اثر خروج از مرکزیت نیز باید مطابق ضوابط عنوان‌شده در ادامه در نظر گرفته شود.

- **خروج از مرکزیت (e)**

محورهای ماربر مرکز سطح مقطع اعضای یک گره باید حتی‌المقدور در یک نقطه تلاقی داشته باشند، در حالتی که خروج از مرکزیت اعضای جان تیرچه‌ها(e)، مطابق (شکل ۲-۵)، از سه‌چهارم بعد بزرگترین عضوی که به گره وارد می‌شود(در صفحه جان) تجاوز نماید، اثر آن بصورت لنگر خمشی در انتهای اعضا باید منظورگردد. انتهای تیرچه‌ها باید برای مقابله با لنگر ناشی از خروج‌ازمرکزیت تکیه‌گاه‌ها طراحی‌شود.




**شکل ۲-۵- خروج از مرکزیت**

**۲. کنترل برش افقی در محل اتصال اعضای جان به بال تیر مرکب**

جوش اتصال اعضای جان به بال تیرچه‌ها، با توجه به مقاومت مجاز جوش باید حداقل مجموع ظرفیت برشی افقی $\left(\frac{A_s.F_y}{2}\right)$ را در فاصله لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر، داشته باشند. اتصالات جوش اعضا باید بتواند حداقل دو برابر بار طراحی تیرچه‌ها را تحمل نماید. جوشکاری باید در کارگاه تولید تیرچه و مطابق با استاندارد ملی ایران و نشریه ۲۲۸ دفتر نظام فنی اجرایی، آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران، اجرا گردد.

**۳. کنترل برش در تیرچه**

حداکثر تلاش برشی موجود در مقطع تیرچه پس از گرفتن بتن، باید از ظرفیت برشی مجاز مقطع $(V_r)$ که از رابطه (۲-۲۴) بدست می‌آید، کمتر باشد.

$$V_r = V_c + V_j \qquad (۲۴-۲)$$

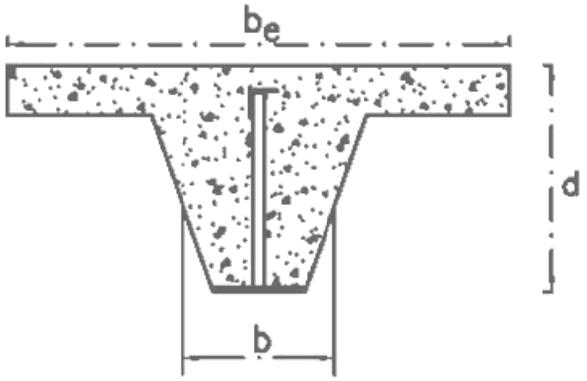
در این رابطه، $V_C$، ظرفیت برشی مجاز بتن است که از رابطه (۲-۲۵) بدست می‌آید و $V_j$، ظرفیت محوری عضو جان تیرچه است. در محاسبه $V_j$ می‌توان تنش مجاز فشاری و کششی در اعضای جان را معادل $0.66F_y$ در نظر گرفت.

$$V_c = 0.31\sqrt{f_c}\, bd \qquad (۲۵-۲)$$

در این رابطه،

$d$ و $b$ به ترتیب عبارتند از ارتفاع بتن در تیرچه و عرض متوسط بتن در جان تیرچه برحسب میلیمتر، همانطور که در (شکل ۲-۶) نشان داده شده است.

$f_c$، مقاومت مشخصه‌ی بتن، برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع و $\varphi_c$، ضریب جزیی ایمنی بتنی، برابر ۰/۶ است.




**شکل ۲-٦- مشخصات هندسی تیرچه**

**٤. اتصالات**

اتصالات اعضای تیرچه‌ها و نیز اتصال قطعات و یا وصله‌ها باید با جوش الکتریکی و براساس ضوابط مندرج در نشریه شماره ۲۲۸ دفتر نظام فنی اجرایی، آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران، باشد.

**۵. وصله**

اتصال دو پروفیل بصورت وصله در هر نقطه از بال مجاز است. وصله بصورت جوش سر به سر در اعضای کششی باید بتواند حداقل مقاومتی معادل $1.14F_y \times A$ را از خود نشان دهد که در آن $A$ کل سطح مقطع عضو وصله شده می‌باشد.

## ۲-۳- ضوابط و محدودیت‌های سقف‌های تیرچه و بلوک و اجزای آن

### ۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های کلی سقف تیرچه و بلوک

۱) سیستم تیرچه‌ای، شامل ترکیبی یکپارچه از تیرچه‌های متساوی‌الفاصله (قرار گرفته در یک راستا و یا دو راستای عمود برهم) و یک دال فوقانی است.[۱]

۲) فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید بیشتر از ۷۵ سانتی‌متر باشد.[۱]

۳) عرض تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید بیشتر از ۳٫۵ برابر حداقل عرض آنها باشد.[۱]

۴) حداقل فاصله افقی بین دو سطح قائم بلوک‌های مجاور در طرفین یک تیرچه که در مقابل یکدیگر نصب می‌شوند، نباید کمتر از ۶٫۵ سانتی‌متر باشد.

---

۱- سیستم تیرچه‌ای که ضوابط بندهای ۱ تا ۳ را رعایت نمی‌کنند، باید به‌صورت دال و تیر طراحی شوند.

۵) ضخامت دال بتنی فوقانی نباید از $\frac{۱}{۱۲}$ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵ سانتی‌متر کمتر اختیار شود.[۱]

۶) حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت طول تیرچه پیش ساخته خرپایی) با تیرچه‌های منفرد نباید از ۸ متر بیشتر شود. در جهت اطمینان توصیه می‌گردد تا دهانه مورد پوشش بیشتر از ۷ متر نباشد. در صورت وجود سربارهای زیاد و یا دهانه‌های بیش از ۷ متر، مطابق بند ۳-۶-۶- از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

۷) سقف‌های اجرا شده با تیرچه و بلوک، در مواردی که بار یکنواخت روی سقف عمل نماید، عملکرد بسیار مناسبی دارند. در صورت وجود بار منفرد سنگین یا متحرک و یا مرتعش، بکاربردن سقف تیرچه و بلوک توصیه نمی‌شود.

۸) در سقف‌های تیرچه و بلوک، بار متمرکزی که ممکن است روی کف وجود داشته باشد، بار ناشی از چرخ اتومبیل‌ها در پارکینگ‌ها و یا بار خطی ناشی از وجود تیغه‌های آجری روی تیرچه‌ها است. در مورد پارکینگ‌ها، بکارگیری سیستم تیرچه و بلوک معمول، توصیه نمی‌شود. در صورت استفاده از این سیستم، توصیه می‌شود تا ضخامت دال بتنی (روی بلوک‌ها) حداقل ۸ سانتی‌متر در نظر گرفته شود و مقاومت دال در برش سوراخ‌کننده (برش پانچ) برای بار چرخ کنترل گردد. در محاسبه تیرچه‌ها برای بار متمرکز، یا می‌توان کف را با استفاده از یکی از روش‌های کلاسیک، تحلیل کامل نمود و یا بار را با تقریب خوبی بین سه تیرچه مجاور یکدیگر به طور مساوی توزیع کرد.

۹) در صورتی که طول تیرچه‌ها بیش از ۴ متر باشد، مطابق توضیحات بند ۲-۲-۲-۶-، یک یا چند کلاف میانی (تیر عرضی) در جهت عمود بر تیرچه‌ها تعبیه می‌شود.

۱۰) لوله‌ها و مجراهایی که در داخل دال قرار داده می‌شوند، نباید به مقدار قابل توجهی مقاومت سیستم را کاهش دهند. ضخامت دال باید به اندازه حداقل ۲/۵ سانتی‌متر بیشتر از ارتفاع کل لوله‌ها و مجراها باشد.

۱۱) در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی خرپایی، می‌توان مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را ۱۰ درصد بیشتر از مقاومت برشی اسمی تیرهای بتنی در نظر گرفت.

## ۲-۲-۲- ضوابط و محدودیت‌های اجزای سقف تیرچه و بلوک

### ۲-۲-۲-۱- ضوابط و محدودیت‌های تیرچه پیش ساخته خرپایی

تیرچه‌های پیش ساخته خرپایی باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۱-۲۹۰۹ با عنوان «تیرچه مورد مصرف در سقف‌های تیرچه و بلوک – ویژگی‌ها و روش‌های آزمون» باشد. در این استاندارد، ویژگی تیرچه‌های پیش ساخته خرپایی، نمونه‌برداری و روش‌های آزمون آنها آمده است. ضوابط و محدودیت‌های اعضای تیرچه‌ی پیش‌ساخته‌ی خرپایی به شرح زیر است.

---

۱- در سیستم‌هایی که از اجزای پرکنندهٔ دائمی، مانند بلوک‌های سفالی و یا بلوک‌های بتنی، در فواصل بین تیرچه‌ها استفاده می‌شود و مقاومت فشاری مصالح این اجزا حداقل برابر با مقاومت مشخصهٔ بتن تیرچه‌ها است، می‌توان از مقاومت جدارهایی از این اجزا که در تماس با تیرچه‌ها هستند در محاسبهٔ مقاومت برشی و مقاومت خمشی منفی تیرچه‌ها استفاده کرد. از مقاومت سایر قسمت‌های اجزای پرکننده در مقاومت سیستم صرفنظر می‌شود.

### ۲-۳-۲-۱-۱- آرماتورهای کششی

۱) حداقل تعداد میلگردهای کششی دو عدد بوده و سطح مقطع آن‌ها از طریق محاسبه تعیین می‌شود. روش محاسبه در پیوست ۳ این نشریه توضیح داده شده است.

۲) آرماتورهای کششی باید از نوع آجدار باشد. توصیه می‌شود از آرماتورهای با فولاد نوع نیم سخت و سخت استفاده شود.

۳) در عمل باید از تطبیق مقاومت آرماتورهای مورد استفاده با مقاومت قید شده در جداول و محاسبات اطمینان حاصل کرد.

۴) در صورت استفاده از میلگردهای کششی به تعداد بیش از دو عدد، دو میلگرد طولی باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند. طول موردنیاز بقیه میلگردها را می‌توان مطابق ضوابط طول آرماتورهای تقویتی محاسبه نمود و آنها را در مقطعی که مورد نیاز نیستند و با در نظر گرفتن محل قطع تئوریک و محل قطع عملی، قطع کرد.

۵) قطر میلگردهای کششی نباید از ۸ میلی‌متر کمتر و از ۱۶ میلی‌متر بیشتر باشد. چنانچه کارخانه تولیدی از روش نقطه جوش مقاومتی برای اتصال میلگردها استفاده نماید، می‌توان قطر میلگردهای کششی را تا میزان حداقل ۶ میلی‌متر تقلیل داد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه آن‌ها، ۵/۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، می‌توان حداکثر قطر میلگرد را به ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۶) مطابق آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، حداقل نسبت آرماتور بکار رفته در تیرچه‌ها از این رابطه بدست می‌آید:

$$\rho_{min} = Max(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}) \qquad (۲۶-۲)$$

محاسبه $\rho$ و $\rho_{min}$ با در نظر گرفتن عرض جان تیرچه محاسبه می‌شود. در این رابطه $f_c$ مقاومت مشخصه بتن بر حسب $MPa\ (N/mm^2)$ و $f_y$ مقاومت مشخصه فولاد آرماتور برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

در صورتی که درصد آرماتور کششی حاصل از محاسبه، از $\rho_{min}$ کمتر باشد، می‌توان با قراردادن ۱/۳۳ برابر سطح مقطع آرماتورهای حاصل از محاسبه، از رابطه (۲-۲۶) صرفنظر نمود.

۷) حداکثر آرماتور کششی تیرچه‌ها برابر مقدار $\rho_b$ مطابق روابط عنوان‌شده در پیوست ۳ بدست می‌آید. ولی توصیه می‌شود که سطح مقطع آرماتورهای کششی از ۲/۵ درصد سطح مقطع جان تیرچه بیشتر نشود.

۸) فواصل آزاد بین میلگردهای کششی نباید از هیچ‌یک از سه مقدار قطر میلگرد بزرگتر، ۲۵ میلی‌متر و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن، کمتر باشد.

۹) ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود.

- قطر میلگردها
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های تا ۳۲ میلی‌متر، یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر

علاوه بر آن، ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای تیرچه، متناسب با شرایط محیطی، نباید از مقادیر داده شده در (جدول ۲-۱) کمتر باشد.

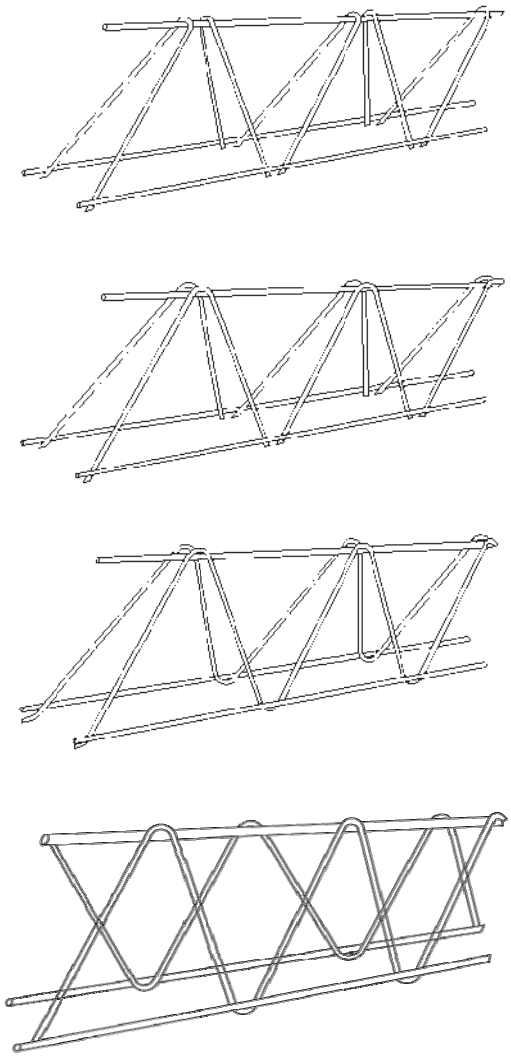
**جدول ۲-۱- مقادیر حداقل پوشش بتن**

| شرایط محیطی | ملایم | متوسط | شدید | بسیار شدید | فوق‌العاده شدید |
|---|---|---|---|---|---|
| حداقل پوشش بتن برحسب میلی‌متر | ۲۰ | ۳۰ | ۳۵ | ۵۰ | ۶۰ |

طبقه‌بندی انواع شرایط ذکر شده در (جدول ۲-۱) ، در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) به تفصیل آمده است. فاصله میلگرد کششی از لبه جانبی بتن پاشنه تیرچه، به شرط وجود بلوک، نباید از ۱۰ میلی‌متر کمتر باشد. در صورتی که از قالب سفالی (فندوله) برای تیرچه‌ها استفاده شود، می‌توان مقادیر مندرج در (جدول ۲-۱) را به اندازه ۵ میلی‌متر کاهش داد.

### ۲-۳-۲-۱-۲- آرماتورهای عرضی

۱) آرماتورهای عرضی به صورت منفرد و یا مطابق (شکل ۲-۷) بصورت مضاعف بکار برده می‌شوند.



**شکل ۲-۷- نمونه‌هایی از خرپای تیرچه با آرماتورهای عرضی مضاعف**

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که $b_w$ عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و $f_y$ مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب $MPa\ (N/mm^2)$ می‌باشد.

۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

### ۲-۳-۲-۱-۳- آرماتور فوقانی

۱) آرماتور فوقانی باید از نوع آجدار باشد.

۲) قطر آن با توجه به نوع فولاد آرماتور، طول دهانه، فاصله تیرچه‌ها، ارتفاع خرپای تیرچه و ضخامت بتن پوششی و همچنین فواصل جوش‌های میلگرد عرضی، از ۶ میلی‌متر تا ۱۲ میلی‌متر متفاوت است. (جدول ۲-۲) به عنوان راهنمای تعیین حداقل قطر میلگرد بالایی تیرچه‌های غیرکارخانه‌ای توصیه می‌شود.

**جدول ۲-۲- حداقل قطر میلگرد فوقانی**

| دهانه | قطر میلگرد بالایی |
|---|---|
| تا ۴ متر | ۸ میلی‌متر |
| ۴ متر تا ۵/۵ متر | ۱۰ میلی‌متر |
| ۵/۵ متر تا ۷ متر | ۱۲ میلی‌متر |

چنانچه تیرچه‌ها در کارخانه و با روش نقطه جوش (جوش مقاومتی) تولید شوند، مقادیر قطر میلگرد بالایی مندرج در (جدول ۲-۲) را می‌توان به میزان ۲ میلی‌متر کاهش داد.

### ۲-۳-۲-۱-٤- اتصالات

اتصال میلگردهای عرضی و اعضای بالایی و زیرین خرپای تیرچه، معمولاً توسط نقطه جوش تأمین می‌شود. می‌توان از هر نوع عمل جوشکاری مناسب جهت اتصال اعضای خرپا استفاده کرد، مشروط بر آن که در مرحله جوشکاری، از سطح مقطع اعضای خرپای تیرچه کاسته نشود. لذا جوشکاری خرپای تیرچه با شعله (اکسی استیلن و مشابه آن) مجاز نیست. مشخصات مربوط به جوشکاری باید مطابق آیین‌نامه جوشکاری ساختمانی ایران (نشریه شماره ۲۲۸) باشد.

### ۲-۳-۲-۱-۵- بتن پاشنه

۱) حداقل عرض بتن پاشنه ۱۰ سانتی‌متر است و نباید از $\frac{۱}{۳٫۵}$ برابر ضخامت سقف کمتر باشد. معمولاً عرض بتن پاشنه از ۱۰ سانتی‌متر تا ۱۶ سانتی‌متر متغیر می‌باشد.

۲) ارتفاع بتن پاشنه باید به مقداری باشد که قابل بتن‌ریزی بوده و پوشش بتن کافی روی آرماتور را مطابق ضابطه شماره ۹ بند ۲-۳-۲-۱-۱ این نشریه، تأمین نماید و همچنین پس از قرارگرفتن بلوک روی تیرچه‌ها، سطح زیرین بلوک با سطح زیرین تیرچه، هم‌سطح گردد. ضخامت بتن پاشنه حداقل ۴ و حداکثر ۵٫۵ سانتی‌متر است و نباید از قطر بزرگترین میلگرد کششی به‌اضافه ۳ سانتی‌متر کمتر باشد.

۳) بتن پاشنه باید حداقل از رده C20 (مطابق رده بتن تعریف شده در آیین‌نامه بتن ایران) باشد. به عبارت دیگر مقاومت فشاری مشخصه آن از ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع کمتر نباشد. اسلامپ بتن تازه آن نیز بین ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

۴) پاشنه پس از جاگذاری خرپا در قالب فلزی یا قالب سفالی (فندوله) بتن‌ریزی می‌گردد. بتن پاشنه نقش بسیار مهمی در نحوه اجرای سقف دارد. چنانچه سطوح افقی و عمودی تیرچه، در امداد طولی انحنا داشته باشند، جاگذاری بلوک‌ها با مشکلاتی مواجه خواهد گشت. نشیمن‌گاه بلوک باید صاف و یکنواخت باشد تا بلوک‌ها به طور یکنواخت در محل خود قرار گیرند و سطح زیرین سقف برای نازک‌کاری بعدی مناسب گردد.

۵) پس از بتن‌ریزی پاشنه، باید مراقبت‌های لازم جهت نگهداری و مرطوب نگه‌داشتن بتن، انجام گردد. نوع بتن و ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورهای کششی ،تأثیر زیادی در مقاومت سقف در مقابل خوردگی و آتش‌سوزی دارد.

۶) در صورتی که بتن پاشنه‌ی تیرچه، معیوب و شکسته باشد، باید آن تیرچه را از محل عیب به دو تیرچه کوتاه‌تر تقسیم نمود و یا نسبت به خرد کردن کامل بتن پاشنه و بتن‌ریزی مجدد آن اقدام کرد.

۷) در صورت استفاده از قالب فلزی و عدم استفاده از فندوله، تیرچه بتن‌ریزی شده را می‌توان بسته به شرایط حرارت محیط، پس از ۲۴ تا ۴۸ ساعت از قالب خود جدا کرد. هنگام بتن‌ریزی پاشنه تیرچه، باید خرپا به دقت داخل قالب فلزی یا فندوله قرار گیرد و پوشش آرماتور کششی در تمام طول تیرچه به طور یکسان و طبق ویژگی‌های یاد شده، رعایت شود. معمولاً بتن تیرچه در مدت ۱۰ روز پس از بتن‌ریزی به مقاومت اسمی خود می‌رسد.

۸) توصیه می‌شود در مناطق با شرایط محیطی شدید (طبق تعاریف آیین‌نامه‌ی بتن ایران)، جهت جلوگیری از خوردگی آرماتورها و کاهش نفوذپذیری بتن، از مواد روان‌کننده، سایر افزودنی‌های مناسب و یا نسبت آب به سیمان کم استفاده گردد. مشخصات مواد افزودنی جهت زودگیر کردن و ایجاد کارآیی بیشتر بتن، باید مطابق آیین‌نامه‌ی بتن ایران باشد.

### ۲-۳-۲-۱-۶- آرماتورهای تقویتی

۱) آرماتورهای تقویتی باید از نوع آجدار باشند.

۲) طول و محل قطع میلگردهای تقویتی مطابق ضوابط آبا بدست می‌آید (این ضوابط در پیوست ۳ نیز ارائه شده‌اند).

۳) حداقل قطر میلگردهای تقویتی، ۶ میلی‌متر و حداکثر ۱۶ میلی‌متر می‌باشد.

### ۲-۳-۲-۱-۷- آرماتور کمکی اتصال

استفاده از این آرماتور در تیرچه الزامی نیست و صرفاً برای مهار کردن آرماتورهای کششی و امکان استقرار بیش از دو میلگرد کششی در پاشنه‌ی تیر به کار می‌رود.

۱) قطر میلگردهای کمکی حداقل ۶ میلی‌متر است.

۲) طول آنها در حدود فاصله‌ی آرماتورهای کششی است.

۳) میلگردهای کمکی اتصال در فواصل ۴۰ تا ۱۰۰ سانتی‌متری از یکدیگر نصب می‌شوند.

۴) در برخی از کارخانه‌های تولید تیرچه که جهت قالب بتن پاشنه از ناودانی استفاده می‌شود، معمولاً بتن پاشنه تا انتهای میلگرد کششی ادامه می‌یابد. دراین موارد، بهتر است میلگرد کمکی در فاصله‌ی ۱۲ سانتی‌متری از دو انتهای میلگرد کششی نصب شود تا خرپا هنگام اجرای سقف و در صورت شکستن دو سر تیرچه جهت نمایان شدن میلگردهای کششی، صدمه نبیند.

### ۲-۳-۲-۱-۸- کنترل تغییر مکان

در کنترل تغییر شکل سقف‌های تیرچه و بلوک مطابق ضوابط آبا، در صورتی که جزییات این سقف به گونه‌ای باشد که محدودیت‌های زیر (درخصوص نسبت ارتفاع به طول دهانه‌ی تیرچه) رعایت گردد، نیازی به کنترل ضوابط اضافه‌تری نمی‌باشد. در غیر این صورت باید ضابطه‌ی محدودیت تغییر شکل این نوع سقف مطابق جدول شماره‌ی ۹-۱۴-۱ مبحث نهم رعایت گردد.

جهت کنترل خیز (افتادگی)، حداقل ضخامت سقف تیرچه و بلوک برای تکیه‌گاه‌های ساده، برابر $\frac{۱}{۲۰}$ دهانه، برای تکیه‌گاه پیوسته از یک طرف، برابر $\frac{۱}{۲۴}$ دهانه، برای تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف برابر $\frac{۱}{۲۸}$ دهانه و برای کنسول، $\frac{۱}{۱۰}$ دهانه می‌باشد. نسبت‌های ذکرشده تنها در مورد فولاد S400 صادق بوده و برای سایر فولادها از ضریب $(0.4+\frac{f_y}{670})$ استفاده می‌شود که $f_y$ مقاومت مشخصه فولاد برحسب نیوتن بر میلی‌مترمربع است. در سقف‌هایی که محدودیت خیز (افتادگی) مطرح نباشد، حداقل ضخامت سقف تیرچه و بلوک، $\frac{۱}{۳۰}$ دهانه خواهد بود.

### ۲-۳-۲-۲- ضوابط و محدودیت‌های تیرچه‌های فولادی

### ۲-۳-۲-۲-۱- محدودیت‌های اجرایی و مشخصات هندسی تیرچه فولادی

۱- فاصله آزاد تیرچه‌ها نباید از ۷۵ سانتی‌متر تجاوز نماید.

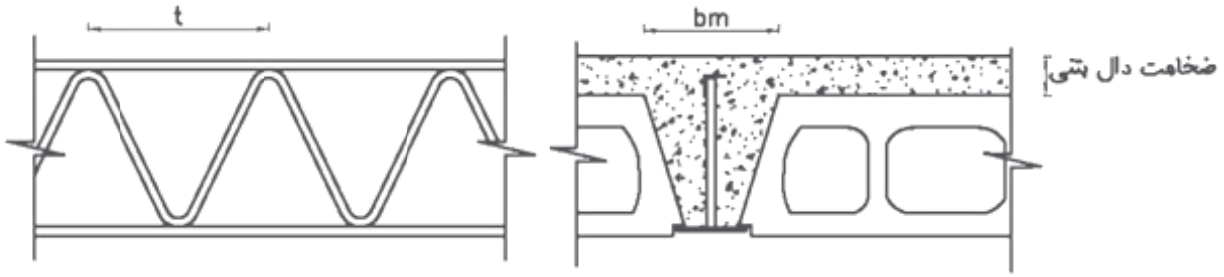
**شکل ۲-۸- فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌های فولادی**

۲- عرض بال تحتانی تیرچه‌ها نباید کمتر از ۱۰ سانتی‌متر و یا دو هفتم ضخامت سقف باشد.

**شکل ۲-۹- عرض بال تحتانی تیرچه‌های فولادی**

برای دهانه‌های کوچکتر از ۴ متر می‌توان حداقل عرض بال تحتانی تیرچه را به ۸ سانتی‌متر تقلیل داد.

۳- سطح مقطع اعضای قطری تیرچه‌ها نباید از ( $۰/۰۰۱۵\ b_m t$ ) کمتر اختیار شود که در این رابطه، مطابق (شکل ۲-۱۰) $b_m$ عرض متوسط جان مقطع و t فاصله‌ی دو عضو قطری متوالی است.




**شکل ۲-۱۰- مشخصات هندسی سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی**

۴- قسمت‌هایی از تیرچه که داخل بتن قرار می‌گیرد، نباید رنگ شود.

۵- ضخامت ورق‌ها، نبشی‌ها و پروفیل‌هایی که جوشکاری می‌شوند، نباید از ۳ میلی‌متر کمتر باشد.

۶- سیستم تیرچه‌های فولادی که مشمول ضوابط فوق نباشند، باید بصورت سیستم تیر و دال یک طرفه طراحی شود.

۷- بعد جوش میلگرد جان به ورق‌های بال، $\frac{d}{2}$ منظور می‌شود (d قطر میلگرد جان می‌باشد).

### ۲-۳-۲-۲-۲- کنترل تغییرمکان

محاسبه‌ی تغییرمکان در تیرچه‌ی فولادی به نحوه‌ی اجرای آن بستگی دارد. در حالت کلی کنترل تغییرمکان شامل دو بخش(تحت بار زنده، به‌تنهایی و تحت تمام بارهای مرده و زنده) و به‌صورت زیر است:

$\delta_{\max} \le \frac{L}{360}$ برای بار زنده (۲۷-۲)

$\delta_{\max} \le \frac{L}{240}$ برای تمام بارهای مرده و زنده (۲۸-۲)

در فرمول‌های فوق، $\delta_{\max}$، حداکثر تغییرمکان تحت بارهای وارده و L، طول دهانه‌ی آزاد تیرچه است.

نحوه‌ی محاسبه‌ی تغییرمکان حداکثر، $\delta_{\max}$، در فرمول (۲-۲۸) وابسته به چگونگی اجرای سقف تیرچه و بلوک(اجرا با شمع‌بندی یا بدون شمع‌بندی) دارد. تعیین تغییرمکان حداکثر در هریک از حالات مذکور، در شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل، به‌صورت زیر است:

$\delta_{\max} = \frac{5(W_D + W_L)L^4}{384EI_{tr}}$ : اجرا با استفاده از سیستم شمع‌بندی (۲۹-۲)

$\delta_{\max} = \frac{5W_D L^4}{384EI_s} + \frac{5W_L L^4}{384EI_{tr}}$ : اجرا بدون سیستم شمع‌بندی (۳۰-۲)

در فرمول فوق:

$W_D$: بارهای قبل از گرفتن بتن

$W_L$: بارهای بعد از گرفتن بتن

$L$: طول دهانه‌ی آزاد تیرچه

$E$: مدول الاستیته‌ی فولاد

$I_{tr}$: ممان اینرسی مقطع تبدیل‌یافته حول محور خنثی

$I_s$: ممان اینرسی مقطع تیرچه‌ی فولادی حول محور خنثی

لازم به ذکر است که در تعیین مشخصات مقطع مرکب در محاسبات تغییرشکل، در تعیین n باید اثرات خزش نیز منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق‌تر، برای ملحوظ کردن اثر تغییرشکل‌های درازمدت، می‌توان از ضریب تبدیل ۳n استفاده نمود.

### ۲-۳-۲-۲-۳- کنترل ارتعاش

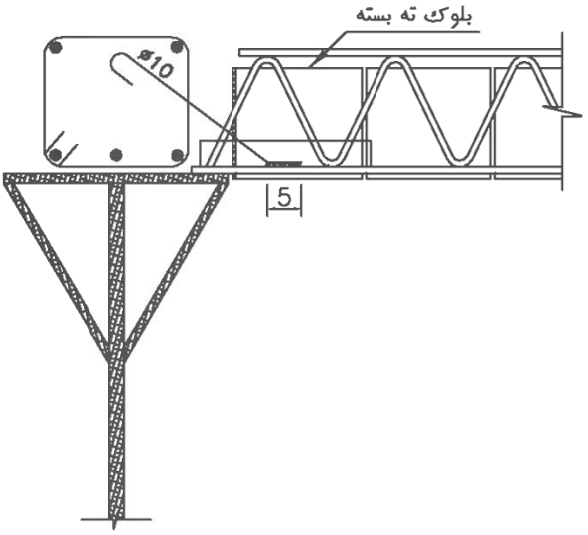
به منظور جلوگیری از ارتعاش سقف تیرچه و بلوک، تیرچه‌های فولادی بایستی به‌گونه‌ای طراحی شوند که نسبت ارتفاع به دهانه $\left(\frac{d}{L}\right)$ از $\frac{1}{20}$ کمتر نگردد. d ارتفاع کل مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن) و L طول مرکز به مرکز تکیه‌گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی در تیر فولادی محاسبه گردد. که این فرکانس باید از ۵ هرتز بیشتر باشد.[۱]

### ۲-۳-۲-۲-٤- اتصال تیرچه‌ها به تکیه‌گاه

تکیه‌گاه تیرچه‌ها می‌توانند بتنی، فولادی و یا از مصالح بنایی باشد. در ادامه ضوابط اجرایی تکیه‌گاه‌های تیرچه‌ها ارائه می‌گردد.

- **تکیه‌گاه با مصالح بنایی و بتن**

انتهای تیرچه باید حداقل به اندازه ۱۰ سانتی‌متر داخل کلاف بتنی افقی یا تیر بتنی قرار گیرد. در مواردی که تیرچه روی تیر یا شناژ بتنی قرار می‌گیرد، جزئیات اتصال آن می‌تواند مطابق (شکل ۲-۱۱) و (شکل ۲-۱۲) باشد.




**شکل ۲-۱۱ جزئیات اجرایی تیرچه‌ی فولادی با تکیه‌گاه مصالح بنایی یا بتنی**

---

۱- فرکانس ایجاد شده در تیرهای دهانه‌ی ساده را می‌توان مطابق رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

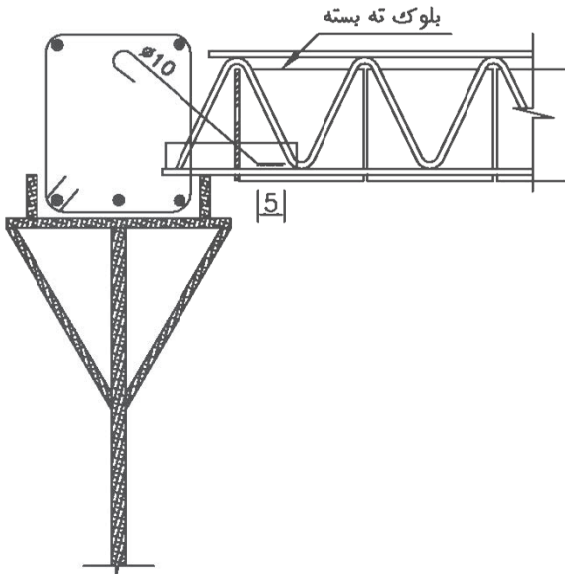
$$f = 70\sqrt{\frac{I}{P_d L^4}} \geq 5$$

در رابطه فوق:

I : ممان اینرسی تیر $\left(cm^4\right)$

$P_d$ : بار مرده $\left(kg/m\right)$

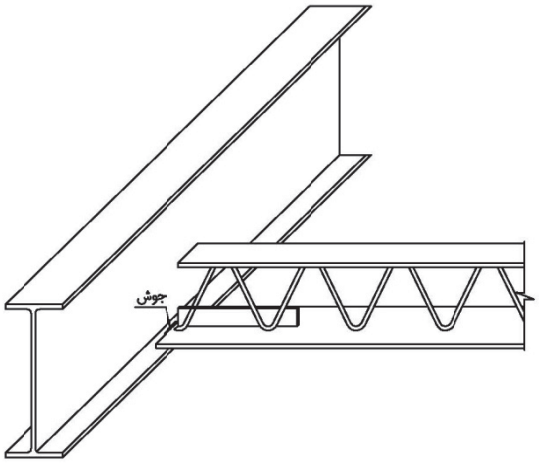
L : طول دهانه (m)




**شکل ۲-۱۲- جزئیات اجرایی تیرچه‌ی فولادی با تکیه‌گاه مصالح بنایی یا بتنی**

- **تکیه‌گاه فولادی**

اندازه نشیمن تیرچه از لبه‌ی تکیه‌گاه فولادی به سمت داخل، باید از طریق محاسبات تعیین شود، اما توصیه می‌شود، در هیچ حالتی کمتر از دو سانتی‌متر نباشد. برای اطمینان در هنگام نصب و همچنین یکپارچگی سقف و اسکلت، انتهای تیرچه باید به تکیه‌گاه جوش شود. طول این جوش حداقل ۵ سانتی‌متر و بعد آن حداقل ۳ میلی‌متر است (شکل ۲-۱۳).




**شکل ۲-۱۳- جزئیات اتصال تیرچه به تکیه‌گاه فولادی**

### ۲-۳-۲-۳- ضوابط و محدودیت‌های بلوک‌های سقفی - بتنی و سفالی

۱) بلوک‌های سقفی مورد استفاده باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۲-۲۹۰۹ با عنوان «بلوک‌های سقفی مورد استفاده در سقف‌های تیرچه و بلوک - ویژگی‌ها و روش‌های آزمون» باشند. در این استاندارد، ویژگی، نمونه‌برداری و روش آزمون بلوک‌های سقفی آمده است.

۲) مواد تشکیل دهنده‌ی بلوک نباید روی بتن درجا اثر شیمیایی داشته باشند.

۳) ارتفاع و عرض بلوک‌های سقفی، تابع ضخامت کل سقف و فاصله‌ی تیرچه‌ها از همدیگر می‌باشد. طول بلوک معمولاً ۲۰ تا ۲۵ سانتی‌متر است. لبه‌های دو طرف بلوک جهت جابجایی بهتر بتن در بین دو بلوک (جان تیرچه)، به شکل شیب‌دار طراحی می‌گردند.

۴) وزن بلوک باید حداکثر ۲۰ کیلوگرم باشد، به نحوی که به آسانی با دست در روی سقف جابجا شود. معمولاً وزن بلوک سفالی، ۷ کیلوگرم و وزن بلوک‌های بتنی با مصالح رودخانه‌ای، ۱۱ تا ۱۷ کیلوگرم است. ابعاد و وزن بلوک‌ها، با توجه به مشخصات کارخانه‌های سازنده، متفاوت است و جهت تعیین وزن و ابعاد دقیق آنها می‌توان به مشخصات فنی مربوطه مراجعه کرد.

در ادامه ضوابط و محدودیت‌های هر یک از انواع بلوک‌های سقفی بتنی و سفالی به تفکیک عنوان می‌گردد.

### ۲-۳-۲-۳-۱- ضوابط و محدودیت‌های بلوک‌های سقفی بتنی

۱) مصالح مصرفی در ساخت بلوک بتنی باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۲۹۰۹ با عنوان «ویژگیها و روشهای آزمون تیرچه و بلوک سقفی» باشد.

۲) ضخامت جداره‌ها و تیغه‌های هر بلوک نباید از ۱۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۳) تکیه‌گاه لبه بلوک که بر روی تیرچه می‌نشیند، نباید از ۱۷٫۵ میلی‌متر (تبدیل به افق) کمتر باشد.

۴) در صورتی‌که لازم باشد فاصله مرکز تا مرکز دو تیرچه، بیش از ۷۰سانتی‌متر باشد، باید از بلوک‌های بتنی‌مسلح استفاده‌شود.

۵) رواداری ابعادی در عرض هر بلوک ۲± میلی‌متر و در طول و ارتفاع ۵± میلی‌متر می‌باشد.

### ۲-۳-۲-۳-۲- ضوابط و محدودیت‌های بلوک‌های سقفی سفالی

۱) مصالح مصرفی در ساخت بلوک‌های سفالی، باید مطابق استاندارد ملی ایران به شماره ۱۱۶۲ با عنوان «خاک – خاک رس جهت ساخت آجر رسی – ویژگی‌ها و روش‌های آزمون» باشد.

۲) بلوک‌های سفالی باید تا جایی که ممکن است عاری از ترک و ذرات منبسط شونده آهک باشد. رنگ آنها باید یکنواخت بوده و بطور یکسان، کاملاً در کوره پخته شده باشند. سطوح بلوک‌های سفالی باید صاف، مسطح و عاری از انحنا و خمیدگی و دارای لبه‌های تیز، مستقیم، کاملاً صاف و عاری از پریدگی باشد. بافت بلوک در مقطع به صورت ریز، متراکم و یکنواخت باشد. سطوح خارجی بلوک باید شیار دار باشد تا میزان چسبندگی بتن بالایی و همچنین نازک‌کاری زیر سقف را افزایش دهد.

۳) ضخامت جداره‌ها و تیغه‌های هر بلوک نباید کمتر از ۵ میلی‌متر باشد.

۴) عرض تکیه‌گاه بلوک که بر روی تیرچه می‌نشیند، نباید از ۱۷٫۵ میلی‌متر (تبدیل به افق) کمتر باشد.

۵) در صورت استفاده از بلوک سفالی، فاصله‌ی مرکز تا مرکز بین دو تیرچه نباید از ۶۰ سانتی‌متر بیشتر باشد.

۶) رواداری در عرض هر بلوک ۴± میلی‌متر و در طول و ارتفاع ۵± میلی‌متر می‌باشد.

۷) میزان جذب آب بلوک‌های سفالی طبق استاندارد ملی ایران به شماره ۷ با عنوان «فرآورده آجر رسی – ویژگی و روش آزمون»، کنترل می‌شود.

### ۲-۳-۲-٤- ضوابط و محدودیت‌های بلوک‌های سقفی - پلی استایرن

مشخصات بلوک‌های پلی‌استایرن در روند تولید باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که الزامات زیر در آن رعایت شود.[۱]

### ۲-۳-۲-٤-۱- الزامات ایمنی در برابر آتش

به منظور تامین ایمنی لازم در برابر آتش رعایت نکات زیر الزامی است:

۱) استفاده از انواع غیرکندسوز بلوک پلی‌استایرن ممنوع می‌باشد. در استفاده از انواع کندسوزشده‌ی (خودخاموش) بلوک پلی‌استایرن منبسط شده، داشتن گواهینامه‌ی فنی برای این نوع بلوک‌ها لازم است. تولیدکنندگان موظف می‌باشند مدارک لازم دال بر استفاده از مواد اولیه از نوع کندسوزشده برای تولید بلوک را به شرح زیر ارائه نمایند:

در این خصوص مدارک لازم دال بر استفاده از مواد اولیه (پودر پلی‌استایرن منبسط شده محصول کارخانجات پتروشیمی) از نوع کندسوز الزامی است. در این زمینه باید مدارک فنی معتبر از کارخانه فروشنده مواد اولیه اخذ گردد. این مدارک باید قرار گرفتن ماده اولیه از نظر واکنش در برابر آتش را، براساس استانداردهای معتبر بین‌المللی، در یکی از گروه‌های زیر نشان دهد:

الف – گروه D (یا گروه‌های بهتر از آن) مطابق با استاندارد EN13501-1

ب – گروه B1 (یا گروه‌های بهتر از آن) مطابق با استاندارد DIN 4102

ج – تیپ A مطابق با استاندارد BS 3837-1

د – گروه A مطابق با استاندارد ASTM E84

۲) برای حفاظت از بلوک سقفی پلی‌استایرن و جلوگیری از برخورد مستقیم هرگونه حریق احتمالی با بلوک لازم است تا زیر سقف به وسیله پوشش مناسب محافظت شود. پوشش باید به تیرها و تیرچه‌ها متصل و مهار گردد. اتصال مستقیم به بلوک پلی‌استایرن (مانند گچ‌کاری مستقیم بر روی بلوک بدون استفاده از اتصالات مکانیکی) به تنهایی قابل قبول نیست. انواع پوشش‌های مورد پذیرش عبارتند از: اندود گچ یا پوشش‌های محافظ پایه گچ–پرلیت یا گچ–ورمیکولیت یا تخته گچی به ضخامت حداقل ۱/۵ سانتی‌متر که به نحو مناسب و مستقل از بلوک به سقف سازه‌ای مهار شده باشد. پوشش‌های نازک محافظت کننده در برابر آتش مانند رنگ‌های پف‌کننده، فویل آلومینیوم و نظایر آنها قابل قبول نیست.

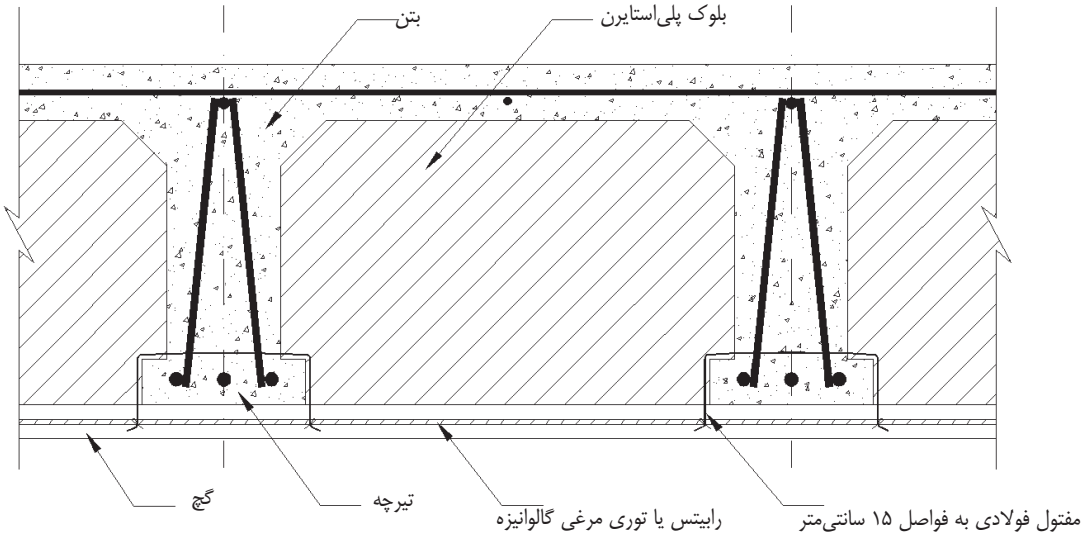
۳) اتصال مستقیم اندود به بلوک با هر شکل هندسی (اعم از معمولی یا دارای انواع شیار) به تنهایی و بدون استفاده از اتصالات مکانیکی به هیچ وجه مجاز نبوده و ضرورتاً باید از اتصالات مکانیکی مهار شده به تیرها و تیرچه‌ها (نظیر سیستم

---

۱- ضوابط عنوان شده در این بخش درخصوص بلوک‌های سقفی پلی‌استایرن برگرفته از گزارشات تحقیقاتی انجام شده در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن است. این مراجع عبارتند از:

- ضوابط و توصیه‌ها برای کاربرد اسفنج پلی‌استایرن در ساختمان، گزارش تحقیقاتی شماره گ-۴۵۵، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۶.
- راهنمای عملکرد مصالح و سیستم‌های ساختمانی دارای پلی‌استایرن منبسط شده در برابر آتش، گزارش تحقیقاتی شماره گ-۴۶۸، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۶.

رابیتس) استفاده شود. لذا تولید کنندگان موظف هستند از ارائه هرگونه اطلاعات شفاهی یا کتبی به مصرف‌کنندگان که مغایر با این موضوع باشد، خودداری نمایند. یک نمونه از جزئیات اجرایی قابل قبول در (شکل ۲-۱۴) آمده است.




**شکل ۲-۱۴- جزئیات اجرایی اندود زیر بلوک سقفی پلی‌استایرن**

۴) از آنجایی که دیوارهای بین واحدهای مستقل (مانند دیوار بین آپارتمان‌های مسکونی یا واحدهای تجاری، اداری مستقل و غیره) در هر ساختمان باید دارای مقاومت در برابر آتش باشند، این دیوارها باید از لایه‌ی بلوک‌های پلی‌استایرن عبور کرده و تا زیر سقف سازه‌ای (یعنی زیر تیرچه یا بتن) امتداد داشته باشند یا به طور مناسب از مصالح حریق بند استفاده شود، به گونه‌ای که بلوک‌های پلی‌استایرن در این قسمت بین دو فضای مجاور پیوستگی نداشته باشند و از گسترش هر گونه حریق احتمالی بین دو فضایی که به وسیله‌ی دیوار مقاوم در برابر آتش از یکدیگر جدا شده‌اند، جلوگیری گردد. برش و حذف بلوک‌های پلی‌استایرن در این قسمت‌ها می‌تواند به دو روش زیر صورت گیرد:

الف – پس از بتن‌ریزی و پیش از رابیتس‌بندی مورد نیاز برای سقف

ب – در نظرگرفتن تمهیداتی در قالب‌بندی سقف، پیش از بتن‌ریزی

### ۲-۳-۲-٤-۲- انبارکردن بلوک‌ها در کارگاه ساختمانی

۱) بلوک‌های پلی‌استایرن منبسط شده در محل کارگاه ساختمانی به دور از هر گونه مواد قابل اشتعال (نظیر رنگ‌ها، حلال‌ها یا زباله‌های قابل اشتعال) نگهداری شوند. محل نگهداری باید به گونه‌ای باشد که از احتمال ریزش یا تماس براده‌های داغ یا جرقه‌های ناشی از جوشکاری یا هرگونه شیء داغ دیگر با بلوک‌ها در کارگاه ساختمانی پیشگیری شود. محل انبار اصلی بلوک‌ها حتی الامکان به دور از محل عملیات ساختمانی باشد تا از سرایت هرگونه شعله یا حریق احتمالی به محل انبار اصلی جلوگیری شود.

۲) توصیه می‌گردد که از انبار کردن بلوک‌ها به حجم بیش از ۶۰ متر مکعب خودداری شود. در صورت نیاز به انبار کردن مقادیر بیش از ۶۰ متر مکعب، بلوک‌ها به قسمت‌های با حجم حداکثر ۶۰ متر مکعب تقسیم شده و بین هر دو قسمت، حداقل ۲۰ متر فاصله وجود داشته باشد.

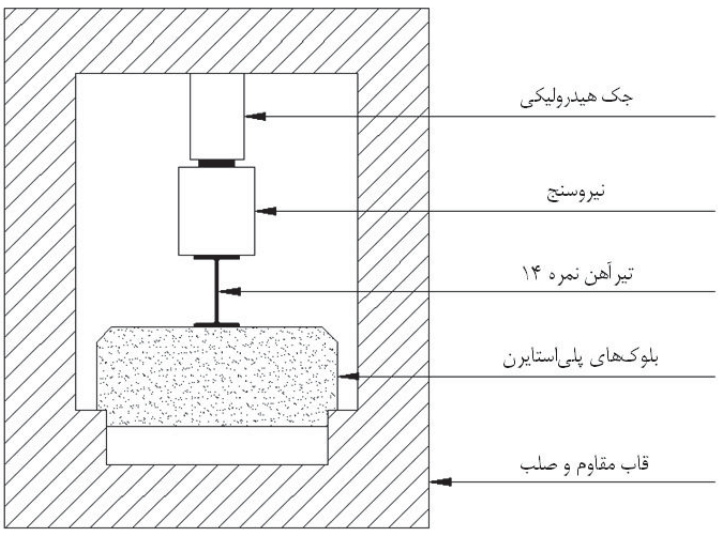
۳) کلیه کارگران و کارکنان باید نسبت به عدم استفاده از هرگونه شعله و نیز عدم استعمال سیگار در مجاورت محل نگهداری بلوک‌ها توجیه شوند و استفاده از تابلوی استعمال دخانیات ممنوع در مجاورت محل نگهداری بلوک‌ها الزامی است. تعدادی کپسول آتش‌نشانی نیز در نزدیکی محل نگهداری بلوک‌ها پیش‌بینی گردد.

### ۲-۳-۲-٤-۳- الزامات مکانیکی

۱) حداقل مقاومت بلوک‌های تولیدی در برابر بارهای حین اجرا باید برابر با ۲۰۰ کیلوگرم به ازای هر ۳۰ سانتی‌متر طول بلوک باشد. این بار باید در نواری به عرض حداکثر ۷ سانتی‌متر در وسط بلوک اعمال شود.

آزمایش‌ها نشان می‌دهند که به علت تفاوت‌های موجود در مواد اولیه و فرآیند تولید، چگالی دقیقی برای کسب مقاومت مذکور نمی‌توان مشخص کرد. با این وجود به عنوان یک راهنمای کلی انتظار می‌رود که در صورت تولید مناسب، بلوک‌های با عرض ۵۰ و ارتفاع ۲۵ سانتی متر با دانسیته حدود ۱۴ –۱۳ کیلوگرم بر متر مکعب مقاومت مورد نظر کسب شود. ضمناً با فرض شرایط یکسان از نظر مواد اولیه، فرآیند تولید و ضخامت بلوک، هر چه که عرض بلوک افزایش یافته یا ارتفاع آن کاهش یابد، به چگالی بیشتری برای کسب مقاومت لازم نیاز خواهد بود.

۲) لازم است تا کارخانجات تولیدکننده بلوک سقفی از جنس پلی‌استایرن منبسط شده دارای آزمایشگاه حداقل برای کنترل رواداری‌های ابعادی و باربری بلوک باشند. در این آزمایشگاه باید باربری بلوک‌ها با استفاده از جک با بار معادل ۲۰۰ کیلوگرم و بصورت نواری بر روی بلوک‌های به طول ۳۰ سانتی‌متر مورد آزمایش قرار گیرد (مطابق شکل ۲-۱۵). بلوکی که به این شکل آزمایش می‌شود، نباید دچار هیچ‌گونه شکست یا گسیختگی گردد.




**شکل ۲-۱۵- آزمایش باربری بلوک‌های پلی‌استایرن**

۳) استفاده از بلوک‌های با طول کمتر از ۳۰ سانتی‌متر ممکن است خطر شکست بلوک را در پی داشته باشد. لذا به مصرف‌کنندگان توصیه می‌شود از به کار بردن بلوک‌های با طول کمتر خودداری نمایند. همچنین هرگونه تولید و یا ارائه بلوک‌های به طول کمتر از ۳۰ سانتی‌متر به مصرف‌کنندگان ممنوع است.

۴) استفاده از بلوک‌های توخالی با طول کمتر از بلوک کامل (برش آن به قطعات کوچکتر از یک بلوک کامل) ممنوع است.

۵) برای بلوک‌های دارای حفره که در ابتدا و انتهای دهانه یا در مجاورت پل‌های اصلی یا در مجاورت تیرهای عرضی و یا در هر محلی که امکان ورود بتن به داخل حفره‌ها وجود داشته باشد قرار می‌گیرند، به منظور جلوگیری از سنگین شدن سقف و هدر رفتن بتن بایدتمهیدات لازم برای بستن حفره‌های بلوک به وسیله درپوش‌ها یا پرکننده‌های مناسب به نحو مطمئن به عمل آید تا از ورود بتن به داخل آن جلوگیری شود و یا اصولاً در این قسمت‌ها از بلوک‌های توپر استفاده شود.

### ۲-۳-۲-٤-٤- الزامات ابعادی

۱) عرض لبه نشیمن بلوکها در محل قاعده باید ۲±۲۷ میلی‌متر باشد. از آن جایی که افزایش عرض لبه‌ی نشیمن این نوع بلوک‌ها (در مقایسه با بلوک‌های سفالی و بتنی) سبب کاهش عرض مؤثر جان تیرچه‌ی بتنی می‌گردد، لذا برای جبران آن توصیه می‌شود عرض فندوله تیرچه در هنگام ساخت حداقل برابر ۱۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

۲) رعایت پخی در دو لبه‌ی فوقانی به ارتفاع ۵ سانتی‌متر و قاعده‌ی ۵ سانتی‌متر به منظور تسهیل درعبور بتن به داخل تیرچه‌ها الزامی است.

۳) حداکثر رواداری طول، عرض و ضخامت بلوک از مقدار اسمی اعلام شده، به شرح زیر باشد:

الف – طول بلوک در هر نقطه حداکثر ۵± میلی‌متر به ازای هر متر طول اسمی بلوک و عرض بلوک حداکثر ۳± میلی‌متر با عرض اسمی بلوک می‌تواند تفاوت داشته باشند.

ب – ضخامت هیچ نقطه‌ی اندازه‌گیری شده از بلوک نباید بیش از ۵ ± میلی‌متر با مقدار اسمی تفاوت داشته باشد.

ج – میانگین ضخامت بلوک نباید بیش از ۵ ± میلی‌متر با مقدار اسمی تفاوت داشته باشد.

۴) کلیه‌ی لبه‌های بلوک‌ها (به غیر از محل‌های پخی در لبه‌های فوقانی) باید گونیا باشند. رواداری مجاز برای انحراف از گونیا بودن لبه‌های طولی و عرضی حداکثر ۵± میلی‌متر به ازای هر متر طول یا عرض نمونه می‌باشد. حداکثر انحراف از گونیا بودن لبه ضخامت ۳± میلی‌متر می‌باشد.

### ۲-۳-۲-٤-۵- مشخصات ظاهری

۱) بلوک‌ها باید دارای ظاهر سالم و یکپارچه باشند. سطح بلوک باید نسبتاً صاف باشد و بین دانه‌های پلی‌استایرن فاصله‌ی مشخص ظاهری وجود نداشته باشد.

۲) لازم است تا نام تولید کننده، کندسوز بودن محصول، حداقل چگالی و اندازه‌های طول، عرض و ضخامت بلوک بر روی تمام بلوک‌های تولیدی کارخانه حک یا چاپ یا برچسب شود. در صورت استفاده از چاپ یا برچسب، این کار باید به نحو تثبیت شده صورت گیرد، به گونه‌ای که امکان پاک شدن یا برآمدن ساده در حین نقل و انتقال یا سوءاستفاده توسط افراد وجود نداشته باشد.

### ۲-۳-۲-۵- ضوابط و محدودیت‌های آرماتور افت و حرارت (حرارت و جمع‌شدگی) و آرماتور منفی

۱) آرماتورهای افت و حرارت در دو جهت عمود بر هم و در قسمت دال فوقانی و در حدود ۲ سانتی‌متر پایین‌تر از سطح دال قرار می‌گیرند.

۲) حداقل قطر میلگردهای افت و حرارت، ۶ میلی‌متر می‌باشد.

۳) نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن (سطح مقطع دال بالایی) در هر دو امتداد (عمود بر تیرچه و در راستای تیرچه) نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

الف – برای میلگردهای آجدار S220 ، S300 و S350 ۰/۰۰۲

ب – برای میلگردهای آجدار S400 و شبکه‌های جوش شده صاف یا آجدار ۰/۰۰۱۸

ج – برای میلگردهای آجدار S500 و بالاتر ۰/۰۰۱۵

۴) حداکثر فاصله‌ی بین دو میلگرد افت و حرارت در هر دو راستا، ۲۵ سانتی‌متر است.

۵) آرماتور بالایی تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی بالایی قرار گیرد، می‌تواند به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه منظور شود. ولی به هر حال حداکثر فاصله‌ی ذکر شده در بند قبل بین آرماتورهای حرارتی باید رعایت گردد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

### ۲-۳-۲-٦- ضوابط و محدودیت‌های کلاف میانی

۱) عملکرد کلاف میانی، جلوگیری از پیچش تیرچه‌ها (تیرهای T شکل) و همچنین توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک است. همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود داشته باشد، کلاف میانی اجرا می‌شود.

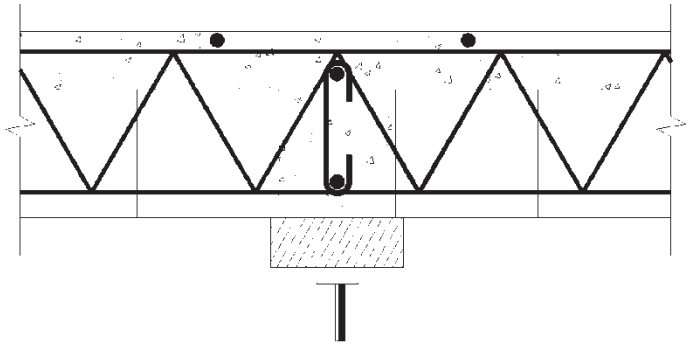
۲) جهت کلاف میانی عمود بر تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه‌ی یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود.

۳) میلگردهای کلاف میانی حداقل یک عدد در بالا و حداقل یک عدد در پایین آن تعبیه می‌شوند. این میلگردها آجدار و حداقل قطر آنها ۶ میلی‌متر خواهد بود.

۴) در صورتی که بار زنده‌ی سقف کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه‌ی مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، نیازی به تعبیه کلاف میانی نیست. ولی اگر در این حالت، طول دهانه بیشتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی در سقف تعبیه می‌شود. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی این کلاف، برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه‌ی تیرچه‌ها می‌باشد.

۵) در صورتی که بار زنده‌ی سقف بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و طول دهانه مؤثر کمتر از ۴ متر باشد، یک کلاف میانی مورد نیاز است. در این حالت برای طول دهانه‌ی ۴ متر تا ۷ متر، دو کلاف میانی و برای دهانه‌ی بیش از ۷ متر، ۳ کلاف میانی اجرا می‌شوند. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی هر کلاف، برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه تیرچه‌ها می‌باشد.

۶) در صورتی‌که بار منفرد سبک روی سقف وارد شود، باید توسط کلاف‌های میانی مناسب، بارمنفرد وارده را روی تیرهای Tشکل پخش‌نمود.



**شکل ۲-۱۶- کلاف میانی**

### ۲-۳-۲-۷- ضوابط و محدودیت‌های بتن پوششی

۱- بتن پوششی درجا، به عنوان جان تیرچه‌ها و همچنین به عنوان پوشش و قسمت فشاری مقطع T شکل در سقف‌های تیرچه و بلوک عمل می‌نماید.

۲- حداقل ضخامت بتن پوشش روی بلوک‌ها، ۵ سانتی‌متر و حداقل رده‌ی آن C20 است.

۳- مشخصات مربوط به دانه‌بندی، نسبت آب به سیمان، طرح اختلاط و نگهداری بتن پوششی سقف‌های تیرچه و بلوک، وجه تمایزی نسبت به مشخصات کلی بتن ندارد و باید منطبق با آیین‌نامه بتن ایران (نشریه شماره ۱۲۰) و همچنین مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی (نشریه شماره ۵۵) باشد.

# فصل ۳

## نحوه‌ی تولید و جزییات اجرایی سقف‌های تیرچه و بلوک

## ۳-۱- مقدمه

از آنجاکه تولید سقف تیرچه و بلوک در دو مرحله و به صورت پیش‌ساخته و نیز بتن‌ریزی در محل انجام می‌گیرد، عملیات اجرایی این نوع سقف به دو بخش تولید در کارخانه و تولید و اجرا در کارگاه تقسیم می‌شود. به‌طور معمول اجزای تولیدی در کارخانه شامل تولید بلوک، تولید تیرچه‌ی فولادی ( در سقف با تیرچه‌ی فولادی با جان باز) و آرماتورهای تیرچه‌ی بتنی، شامل آرماتورهای کششی، فوقانی و عرضی (در تیرچه‌ی بتنی خرپایی) و آرماتوربندی و بتن‌ریزی تیرچه (در تیرچه‌ی بتنی پیش‌ساخته) است. سایر عملیات آرماتوربندی (از جمله آرماتورهای حرارتی) و نیز بتن‌ریزی، در محل کارگاه صورت می‌گیرد. در این فصل خلاصه‌ای از نحوه‌ی تولید و جزئیات اجرایی این نوع سقف‌ها عنوان می‌شود.

## ۳-۲- نحوه‌ی تولید تیرچه

همانطور که در فصل اول توضیح داده شد، در سقف‌های متعارف تیرچه و بلوک، تیرچه‌ها در دو نوع فولادی و بتنی تولید می‌شوند. بر این اساس نحوه‌ی تولید تیرچه براساس نوع آن متفاوت است که در ادامه چگونگی تولید هریک از انواع تیرچه‌ها تشریح می‌گردد.

در تیرچه‌ی بتنی، خرپای تیرچه شبکه‌ی پیش‌ساخته‌ای از آرماتورهای کششی و عرضی و میلگرد اتصال بالایی است که به شکل خرپا به همدیگر جوش شده و ایستایی لازم را برای حمل و اجرا تأمین می‌کند. فولاد مورداستفاده برای ساخت خرپا، علاوه بر دارا بودن مدول ارتجاعی کافی، باید جوش‌پذیر بوده و حداقل مجاز تنجش(تغییرطول نسبی) در مرحله‌ی گسیختگی را دارا باشد. این مقدار تنجش در مورد فولادهای نرم (A-I)، به ۲۰٪ ، برای فولادهای نیم‌سخت و سخت گرم نوردشده، به ۱۸٪ و در مورد فولادهای اصلاح‌شده به ۸٪ محدود می‌شود. اتصال اعضای خرپای تیرچه، معمولاً توسط عمل جوشکاری تأمین می‌گردد و برای این منظور از دو روش جوش مقاومتی و جوش با قوس الکتریکی استفاده می‌شود.

جزئیات اجرایی تیرچه‌ی بتنی در بخش ۳-۴ به تفضیل موردبحث قرار خواهد گرفت.

تیرچه‌های فولادی با جان باز، خرپاهای ویژه‌ی دوسر ساده‌ای هستند که برای توزیع یکنواخت بار سقف به تکیه‌گاه‌ها به‌کار می‌روند. تولید این نوع تیرچه‌ها، شامل تولید بال تحتانی، عضو قطری و بال فوقانی و اتصال این اعضا (بطور معمول توسط جوش) است که در کارخانه تولید و به محل کارگاه منتقل می‌شود.

جزئیات اجرایی تیرچه‌ی فولادی در بخش ۳-۵ به تفصیل موردبحث قرار خواهد گرفت.

## ۳-۳- نحوه‌ی تولید بلوک و جزئیات اجرایی

براساس توضیحات عنوان شده در فصل اول این دستورالعمل، انواع متداول بلوک‌های مورداستفاده در سقف‌های تیرچه و بلوک شامل بلوک‌های بتنی، سفالی و پلی‌استایرن می‌باشد که در ادامه نحوه‌ی تولید هریک از آن‌ها تشریح گردیده است.

- **بلوک بتنی**

بلوک‌های بتنی، معمولاً در کارخانه‌های مجهز تولید می‌شوند. ولیکن در صورت وجود ماشین‌آلات مناسب، در کارگاه‌های کوچک نیز قابل تولید هستند. به‌طور کلی تولید بلوک شامل ۶ مرحله‌ی اساسی به شرح زیر است:

الف) انتخاب مصالح اولیه‌ی مناسب از نظر نوع، کیفیت و دانه‌بندی.

ب) توزین صحیح مواد اولیه، برای ساخت بتن طبق مشخصات طرح شده.

ج) مخلوط کردن بتن به حد کافی تا کسب کارایی مناسب و یکنواخت.

د) قالب‌گیری بلوک در ماشین بلوک‌زن.

ه) عمل آوردن در شرایط مناسب و با تجهیزات کافی.

و) انبارکردن بلوک‌های ساخته‌شده و تأمین شرایط مناسب برای کسب مقاومت بیشتر.

تولید بلوک در کارخانه‌ها و کارگاه‌ها معمولاً توسط دستگاه‌های مجهز تمام‌اتوماتیک یا نیمه‌اتوماتیک انجام می‌شود و پس از ساختن بتن در دستگاه‌های بتن‌ساز، بلوک‌ها توسط بلوک‌زن‌های ثابت و سیار، قالب‌گیری می‌شوند. در کارگاه‌ها، تولید بلوک توسط دستگاه‌های بلوک‌زن سیار انجام می‌شود. در این روش تولید، بلوک‌ها روی زمین و در بسترهای صاف بتنی قالب‌گیری می‌شوند.

- **بلوک سفالی**

این بلوک‌ها در ابعاد مختلف تولید می‌شوند. سطح بلوک‌های سفالی معمولاً شیاردار است تا میزان چسبندگی آنها با بتن افزایش یابد. بلوک سفالی معمولاً در کارخانه و به وسیله‌ی دستگاه‌های مجهز تولید می‌شود تا بلوک‌ها عاری از ترک و دانه‌های آهکی باشند و رنگ آنها کاملاً یکنواخت بوده و به‌طور یکسان پخته شده باشد. سطح بلوک‌های سفالی باید عاری از انحنا و خمیدگی باشد و لبه‌های تیز و مستقیم و بافت ریز و متراکمی داشته باشند. عرض بلوک‌های سفالی معمولاً ۲۵ سانتیمتر و وزن آنها حدود ۳ تا ۱۰ کیلوگرم متغیر است.

- **بلوک پلی‌استایرن**

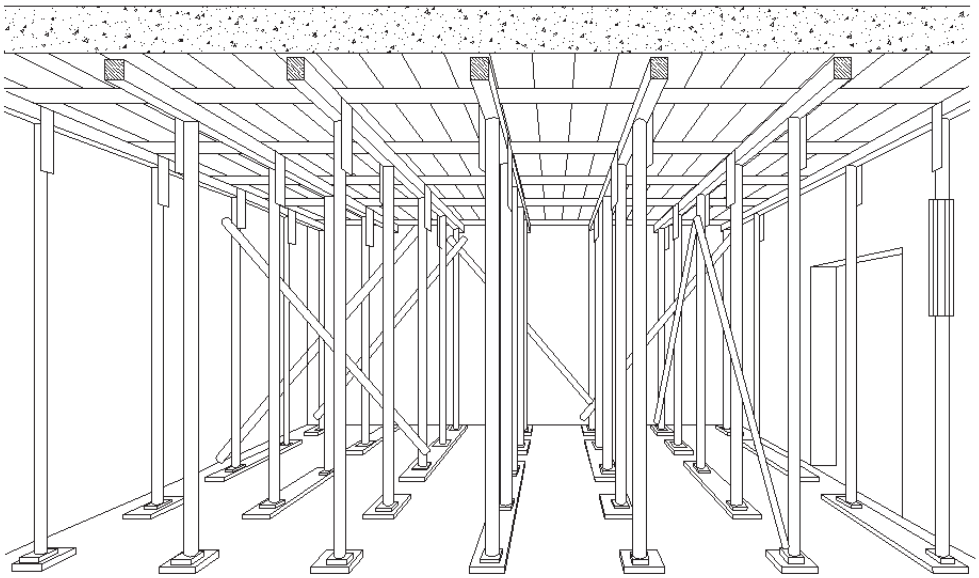
بلوک‌های سقفی از نوع پلی‌استایرن منبسط شده[1] (که با نام‌های EPS ، یونولیت و پلاستوفوم نیز شناخته می‌شود)، در صورتی عملکرد مناسب و قابل قبول خواهند داشت که مواردی از قبیل ایمنی در برابر آتش، رواداری‌های ابعادی، مقاومت مصالح (که می‌تواند با دانسیته‌ی مصالح ارتباط داشته باشد)، شکل هندسی و روش اجرایی مناسب در آن رعایت گردد. بنابراین در فرآیند تولید این نوع بلوک لازم است تا مشخصات بلوک تولیدی با ضوابط و محدودیت‌های عنوان‌شده در بخش ۲-۳-۲-۴- انطباق داشته و در اجرا نیز از روش‌ها و محافظت‌های صحیح استفاده شود. بدیهی است که سیستم سقف تمام شده باید علاوه بر تطابق با این ضوابط، مانند سایر سیستم‌های ساختمانی دیگر، به طور کامل با مقررات ملی ساختمان و کلیه ضوابط و آیین‌نامه‌های مصوب مرتبط مطابقت نماید.

1. Expanded Polystyrene

## ۳-٤- نحوه‌ی اجرای سقف تیرچه و بلوک - تیرچه‌های بتنی

### ۳-٤-۱- بالا بردن و نصب تیرچه‌ی بتنی

قبل از نصب تیرچه‌ها باید اختلاف سطح سقف‌های ساختمان، محل طره‌ها، تیغه‌بندی روی سقف‌ها، بازشوها و محل عبور لوله‌های بخاری و غیره، به دقت مورد بازبینی و کنترل قرار گیرد. ابتدا باید تیرچه‌های روی تیرهای اصلی (اعم از تیرهای فلزی یا دیوارهای باربر)، در ترازهای مورد نظر کارگذاری شوند. چنانچه تیرهای اصلی، بتنی باشند، پس از بستن آرماتور تیرهای اصلی، تیرچه‌ها با ریشه‌ی مناسب کار گذاشته می‌شوند. فاصله‌ی بین تیرچه‌ها با بلوک‌های مجوف پر شده و پس از نصب آرماتورهای حرارتی و آرماتورهای تکمیلی براساس نقشه‌های اجرایی، بتن دال سقف ریخته می‌شود. آرماتورهای اصلی تیرچه باید به طول ۱۰ الی ۱۵ سانتی‌متر با تیرهای اصلی درگیر شوند حال آنکه در نوع سقف با تیرچه‌ی فولادی، به هیچ‌وجه این آرماتورها را نباید به تیرهای فلزی جوش داد. نظر به این که تیرچه‌ها (به استثنای تیرچه‌های با جان باز) قبل از یکپارچه شدن سقف، قادر به تحمل بار سقف نیستند، باید توسط تکیه‌گاه‌های موقت اجرایی (چهار تراش و پایه) به نحو مناسب و مطمئنی نگهداری شوند. نحوه‌ی اجرای شمع‌بندی و قالب‌بندی سقف تیرچه و بلوک در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.



**شکل ۳-۱- شمع‌بندی و قالب‌بندی سقف تیرچه و بلوک**

تنظیم فواصل تیرچه‌ها از یکدیگر، با نصب دو بلوک انتهایی در دو سر تیرچه انجام می‌شود و باید دقت شود تا بلوک‌های انتهایی روی تکیه‌گاه قرار نگیرند. در موقع اجرا باید خیز مناسبی به طرف بالا به تیرچه‌ها داد تا پس از اجرا و یکپارچه شدن سقف و وارد شدن بارهای وارده، این خیز منفی حذف شود. مقدار خیز در کارگاه براساس تجربه بدست می‌آید و معمولا به ازای هر متر طول دهانه، ۲ میلی‌متر خیز منفی در نظر گرفته می‌شود.

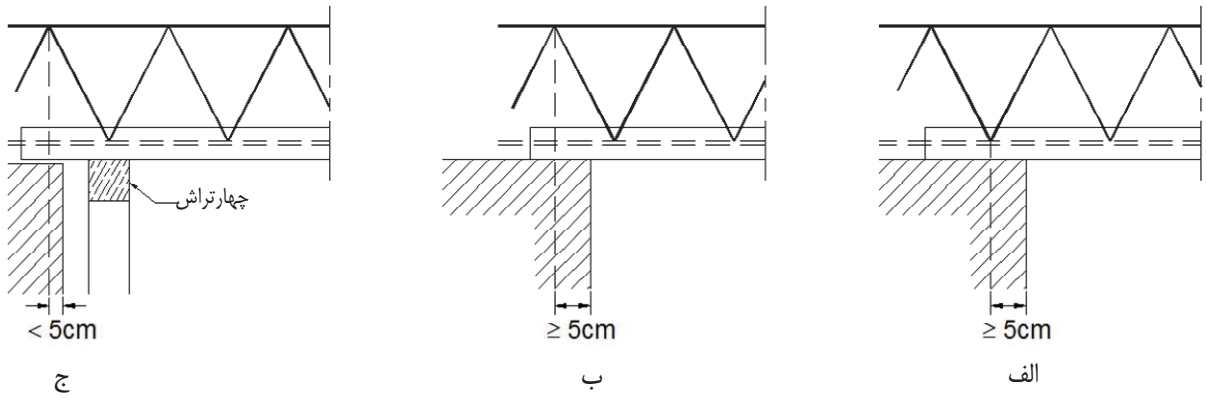
## ۳-٤-۲- اجرای کلاف‌های عرضی

برای تقویت دیافراگم افقی ساختمان در امتداد عمود بر امتداد تیرچه‌ها و برای توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه و بلوک و همچنین در محل‌هایی که بار منفرد موجود باشد، کلاف عرضی بتنی که جهت آن عمود بر جهت تیرچه‌هاست، در سقف تعبیه می‌شود. نحوه‌ی اجرای کلاف‌های عرضی در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی، مشابه آنچه در بخش ۳-۵-۲-۱- عنوان شده‌است می‌باشد.

## ۳-٤-۳- قالب‌بندی و نصب تکیه‌گاه‌های موقت

پس از قرارگیری تیرچه‌ها و بلوک‌های انتهایی بین دو تکیه‌گاه اصلی، شمع‌بندی و قالب‌بندی به وسیله‌ی چهار تراش‌های عمود بر جهت تیرچه‌ها(همانطور که در (شکل ۳-۱) نشان داده شده است) انجام می‌شود. فاصله‌ی چهارتراش‌ها و شمع‌های متوالی از یکدیگر به استقامت تیرچه‌ها بستگی دارد. معمولا فاصله‌ی چهار تراش‌ها از همدیگر در مورد تیرچه‌های خرپایی حدود ۱٫۲ متر و در مورد تیرچه‌های پیش تنیده در حدود ۳ متر است.

هنگام شمع‌بندی، در صورتی که شرایط نشان داده شده در اشکال (۳-۲-الف) و (۳-۲-ب) در زیر تیرچه‌های خرپایی تأمین نشده باشد، باید مطابق شکل (۳-۲-ج)، تکیه‌گاه موقت در کنار تکیه‌گاه اصلی اجرا شود.




**شکل ۳-۲- شرایط قرارگیری تیرچه‌های خرپایی روی تکیه‌گاه اصلی**

به طور کلی، چهار تراش‌ها و شمع‌ها باید طوری نصب شوند که بتوانند در مقابل نیروهای وارده مقاومت نمایند. آنها را باید طبق اصول و قواعد مربوطه، به یکدیگر متصل کرد. در اجرای تکیه‌گاه‌های موقت (در هنگام شمع‌بندی) و جمع‌آوری آنها، نکته‌های زیر باید رعایت گردند:

الف- در صورتی که شمع‌ها روی زمین تکیه داشته باشند، باید مطمئن بود که زمین زیر شمع، به علت دستی بودن خاک یا جذب رطوبت بعدی، نشست نکند. به طور کلی، در صورت سست بودن زمین، باید با افزایش سطح تکیه‌گاه شمع‌ها و جلوگیری از نمناک شدن زمین، از نشست جلوگیری کرد.

ب– چنانچه تکیه‌گاه شمع‌ها، سقف طبقه‌ی زیرین باشد، باید وزن شمع‌بندی و سقف مورد احداث، به منزله‌ی سربار سقف زیرین در نظر گرفته شده و با توجه به عمر بتن سقف زیرین، تقویت لازم برای آن پیش‌بینی گردد. در غیر این صورت، سقف زیرین تحمل سربار وارده را ننموده و این امر باعث آسیب دیدن آن خواهد شد.

ج– در جمع‌آوری تکیه‌گاه‌های موقت نیز باید از حصول مقاومت کافی سقف مورد نظر جهت تحمل وزن خود و سربارهای وارده از جمله شمع‌های مربوط به سقف بالاتر، اطمینان حاصل کرد.

در صورتی که زمان قالب‌برداری در طرح تعیین و تصریح نشده باشد، باید زمان‌های داده شده در (جدول ۳-۱) را به عنوان حداقل زمان لازم برای برچیدن قالب‌ها و پایه‌ها ملاک عمل قرار داد.

**جدول ۳-۱- حداقل زمان لازم برای قالب‌برداری**

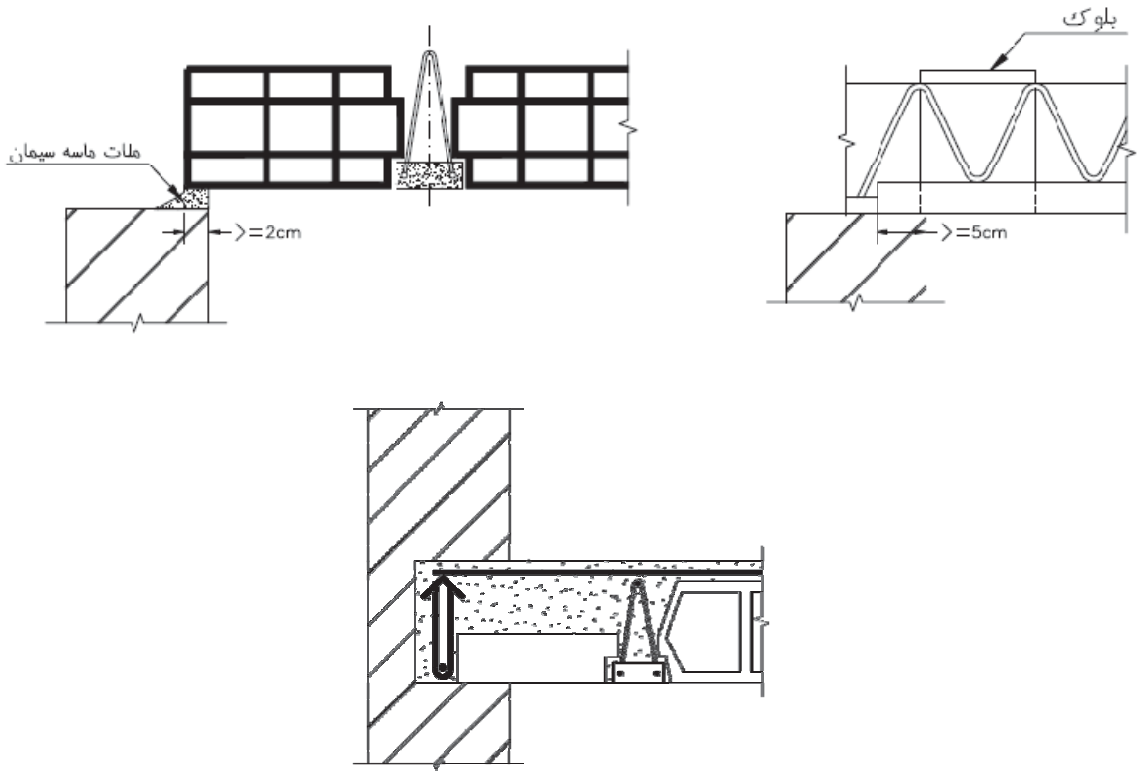
| دمای مجاور سطح بتن (سلسیوس) | ۲٤ و بیشتر | ۱٦ | ۸ | ۰ |
|---|---|---|---|---|
| زمان قالب‌برداری پایه‌های اطمینان (شبانه‌روز) | ۷ | ۱۰ | ۱۵ | ۲۵ |

زمان‌های جدول فوق برای بتن با سیمان پرتلند معمولی نوع یک یا دو یا سایر سیمان‌هایی که روند کسب مقاومت مشابه دارند، صادق است. در صورت استفاده از سیمان پرتلند نوع سه یا مواد تسریع کننده، می‌توان زمان‌های داده شده را کاهش داد. در صورت استفاده از مواد کندگیرکننده، سیمان پرتلند نوع پنج یا سیمان‌هایی که روند کسب مقاومت مشابه دارند، باید زمان‌های داده شده را افزایش داد.

جهت اطلاع از جزئیات بیشتر در مورد اجرا و جمع‌آوری تکیه‌گاه‌های موقت، به آیین‌نامه بتن ایران (نشریه شماره ۱۲۰) مراجعه شود.

## ۳-٤-٤- بلوک‌چینی

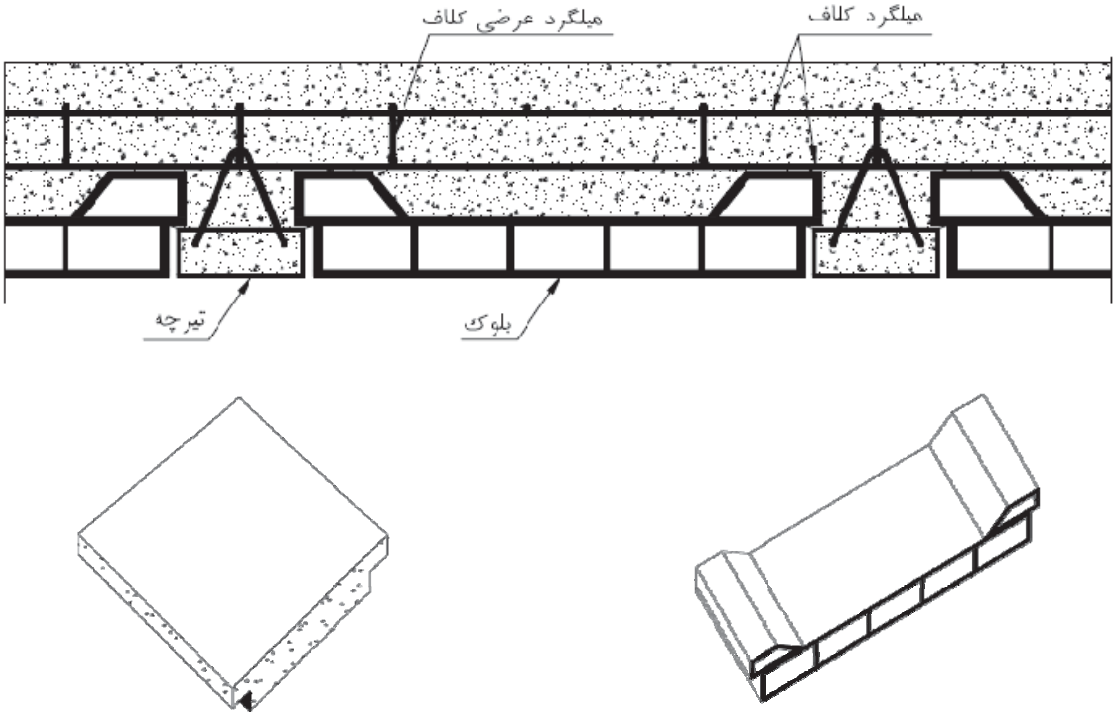
بعد از اجرای شمع‌بندی زیر تیرچه‌ها و قالب‌بندی کلاف‌ها و بازشوها، نصب بلوک‌ها آغاز می‌شود. هنگام نصب باید چیدمان بلوک‌ها به‌گونه‌ای باشد که بلوک‌های انتهایی در روی تکیه‌گاه‌ها قرار نگیرند و فاصله‌ی آنها از قسمت‌های انتهایی و کناری براساس جزئیات نشان داده شده در شکل ۳-۳ باشد. از به‌کاربردن بلوک‌های شکسته و نامنظم در سقف باید خودداری شود.




**شکل ۳-۳- نصب بلوک در قسمت‌های انتهایی تکیه‌گاه**

توصیه می‌شود برای بلوک‌های مجاور تیرها و کلاف‌های بتنی و همچنین در محل‌هایی که حفره‌های بلوک در مجاورت بتن درجای تیرها و کلاف‌ها قرار می‌گیرد، از بلوک‌های ته‌بسته که به همین منظور تولید می‌شوند، استفاده شود تا هنگام بتن‌ریزی از پرشدن قسمت‌های خالی بلوک که موجب مصرف بیهوده‌ی بتن و سنگین‌شدن وزن سقف می‌شود، جلوگیری کرد.

برای جلوگیری از ورود بتن درجا به داخل بلوک، می‌توان از قطعات بتنی پیش‌ساخته‌ی به ضخامت ۲ سانتیمتر و به ابعاد مقطع بلوک استفاده کرد و آن‌ها را همزمان با نصب بلوک‌ها در محل‌های مربوط نصب نمود. استفاده از بلوک‌های با ارتفاع کم (شکل ۳-۴) برای قالب‌بندی کلاف میانی، موجب صرفه‌جویی بیشتر در هزینه‌ی اجرای قالب‌بندی خواهد شد.




**شکل ۳-٤- استفاده از بلوک‌های با ارتفاع کم برای حذف قالب‌بندی کلاف بتنی**

## ۳-٤-۵- اجرای آرماتورهای افت و حرارت

آرماتوربندی سقف تیرچه و بلوک، بعد از نصب بلوک انجام می‌شود. بدیهی است که آرماتوربندی تیرهای بتنی و کلاف‌های روی دیوارهای باربر، قبل از نصب تیرچه‌ها باید اجرا شده باشد.

## ۳-٤-٦- بتن‌ریزی

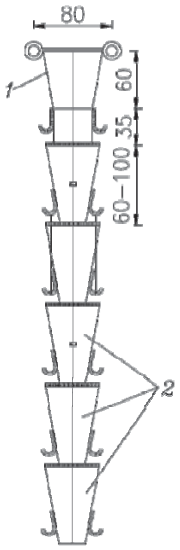
در صورتی که قالب‌بندی دیوار یا ستون بتنی با تیرها و سقف به‌طور یکپارچه انجام گرفته باشد، بتن‌ریزی سقف‌ها و تیرهای بتنی باید ۱ الی ۲ ساعت بعد از بتن‌ریزی دیوارها و ستون‌ها انجام شود. به‌طوری که قبل از بتن‌ریزی سقف، انقباض اولیه‌ی بتن دیوارها و ستون‌ها صورت گرفته باشد. تیرهای بتنی (وقتی که درجا ساخته می‌شوند) با سقف‌های تیرچه و بلوک به‌طور یکپارچه بتن‌ریزی می‌شوند. میزان روانی بتن باید در حدی باشد که برای جابجا کردن و بتن‌ریزی مناسب بوده و بتن شل‌تر و سفت‌تر از حد لازم نباشد.

پس از مرطوب کردن روی بلوک‌ها و قالب‌ها(به نحوی که آب روی آنها جمع نشده باشد)، بتن‌ریزی از دورترین نقطه‌ی مورد دسترسی شروع شده و در لایه‌های افقی در محل خود ریخته می‌شود. از جابجا کردن بتن به‌وسیله‌ی ویبراتور و یا هل دادن بتن روی سقف باید خودداری شود.

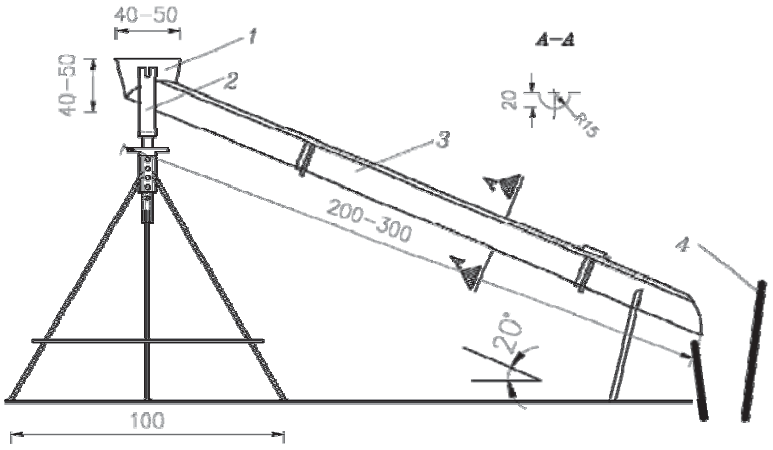
ارتفاع سقوط بتن از جام یا لوله پمپ و غیره، نباید بیش از ۱/۵ متر باشد و از توده‌شدن بتن در یک محل باید جلوگیری شود. ریختن بتن به‌طور مورب، موجب به‌هم خوردن یکنواختی مخلوط بتن می‌شود ولی بتن‌ریزی به‌طور قائم علاوه‌بر جلوگیری از بهم

خوردن یکنواختی بتن، موجب اختلاط مجدد آن نیز می‌شود. سرعت تخلیه در بتن‌ریزی بسیار مهم است. به‌طوری که تخلیه‌ی سریع، نتایج نامطلوبی را به‌همراه خواهد داشت ( مانند تولید ضربه روی قالب، توده شدن بتن در یک جا و به‌هم خوردن یکنواختی مخلوط) .

اگر ارتفاع سقوط بتن بین ۱/۵ تا ۱۰ متر باشد. از مخروط‌ها یا منشورهای متصل به‌هم می‌توان استفاده کرد، (شکل ۳-۵). برای فواصل نزدیکتر، از ناو که بتن را با زاویه‌ی حدود ۲۰ درجه به محل بتن‌ریزی هدایت می‌کند، استفاده می‌شود. در این‌صورت باید در انتهای شوت، مانعی تعبیه گردد تا از جدا شدن سنگدانه‌های ریز و درشت بتن جلوگیری کند، (شکل ۳-۶). در سقف‌های شیبدار، بتن‌ریزی از پایین‌ترین نقطه‌ی سطح به طرف بالا انجام می‌شود.




**شکل ۳-۵- قیف با مخروط‌های متصل به‌هم. قیف(۱) ، قطعات مخروطی یا منشوری شکل (۲)**

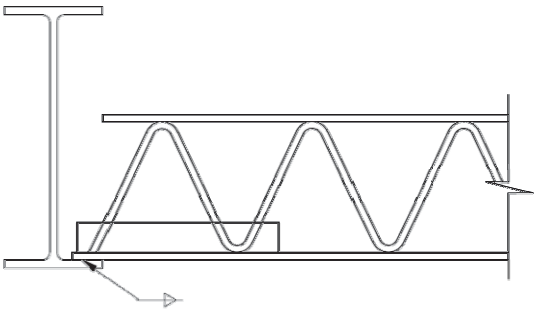



**شکل ۳-٦- ناو بتن‌ریز. قیف تغذیه(۱)، سه پایه با ارتفاع قابل تنظیم(۲)، ناو یا شوت(۳)، صفحه‌ی مانع (٤)**

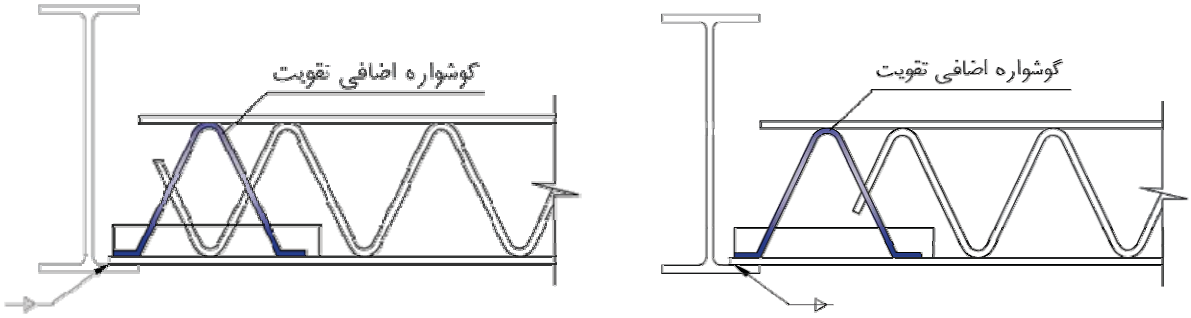
## ۳-۵- نحوه‌ی اجرای سقف تیرچه و بلوک - تیرچه‌های فولادی

### ۳-۵-۱- بالا بردن، نصب و جوشکاری تیرچه‌ی فولادی

قبل از نصب تیرچه‌ها باید اختلاف سطح سقف‌های ساختمان، محل طره‌ها، تیغه‌بندی روی سقف‌ها، بازشوها و محل عبور لوله‌های بخاری و غیره، به دقت مورد بازبینی و کنترل قرار گیرد. همچنین قبل از بکارگیری هر تیرچه باید نسبت به سلامت ظاهری بویژه کیفیت ظاهری جوش‌ها، کنترل‌های لازم انجام شود. در صورتی که طول تیرچه‌ها بزرگتر از اندازه لازم باشد، طول اضافی میلگردها(عضو قطری) و اعضای بال فوقانی و تحتانی بریده شده و پس از قرارگیری تیرچه‌ها در محل مناسب، دو طرف تیرها براساس جزئیات اجرایی تقویت شده و به تیرهای اصلی براساس نوع تکیه‌گاه متصل می‌گردد. تیرچه‌های فولادی با جان باز در سازه‌های فولادی و نیز سازه‌های بتنی قابل اجرا می‌باشد. نمونه‌ای از نحوه‌ی اتصال این نوع تیرچه به تیر فولادی در اشکال (۳-۷) و (۳-۸) نمایش داده شده است.

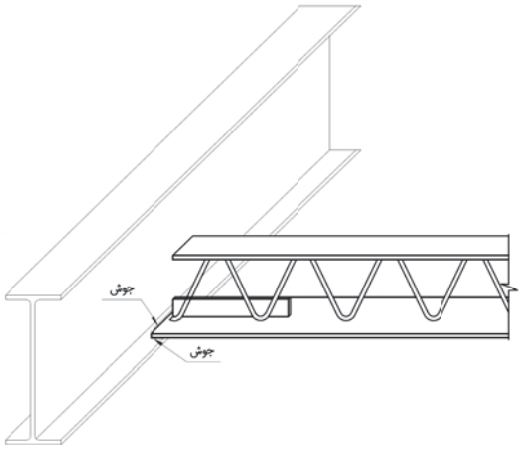


**شکل ۳-۷- نحوه اتصال تیرچه به تیر فولادی بدون نیاز به تقویت**



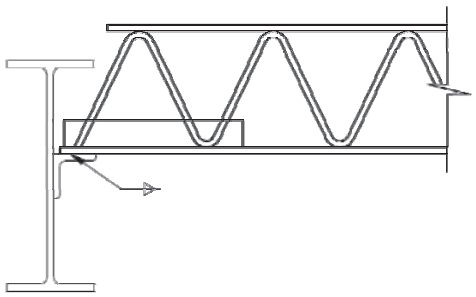

**شکل ۳-۸- نحوه اتصال تیرچه به تیر فولادی با تقویت گوشواره**

محدودیت مربوط به طول جوش همان‌طور که در (شکل ۳-۹) نیز نشان داده شده است، در هر طرف تیرچه حداقل برابر ۵ سانتی‌متر می‌باشد و بال فوقانی تیرچه‌ها نباید به تیرهای نشیمن جوش شود.



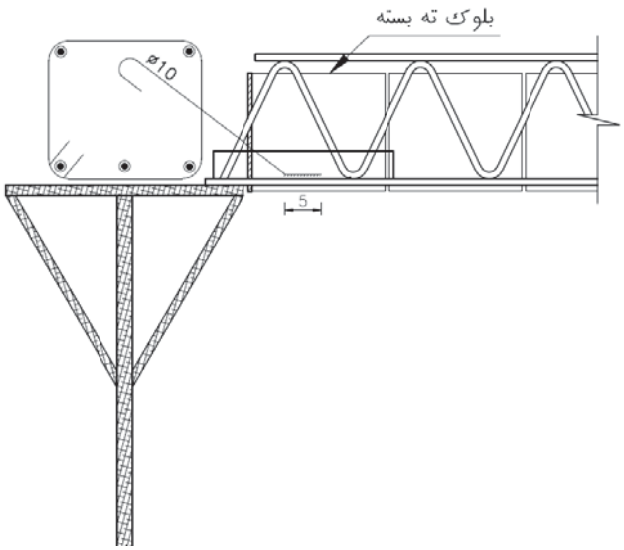

**شکل ۳-۹ جوش محل اتصال تیرچه به تیر اصلی فولادی**

درصورتی که بال تحتانی تیرچه‌ها بالاتر از بال تحتانی تیر اصلی باشد، باید تکیه‌گاه مناسبی بر روی جان تیر اصلی تعبیه گردد. برای این منظور استفاده از نبشی نشیمن مناسب است. طول نشیمن باید حداقل ۲ سانتی‌متر بزرگتر از عرض بال تحتانی باشد، (شکل ۳-۱۰).

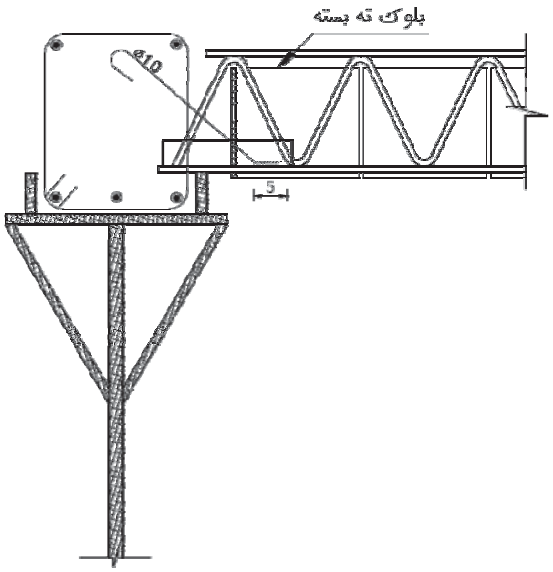


**شکل ۳-۱۰ نبشی نشیمن در محل اتصال تیرچه به تیر اصلی فولادی**

در سازه‌های بتنی، نحوه‌ی کارگذاری و اتصال تیرچه‌ها با تیرهای بتنی باید به گونه‌ای باشد که بال تحتانی تیرچه‌ها روی قالب چوبی یا فلزی زیر تیر قرار گیرد(حالت اول)، (شکل ۳-۱۱) . در مورد تیرهای بتنی با ارتفاع بیشتر از تیرچه (حالت دوم) نیز باید تیرچه‌ها به داخل تیر بتنی امتداد یافته و روی لبه آویز قالب قرار گیرد (شکل ۳-۱۲).

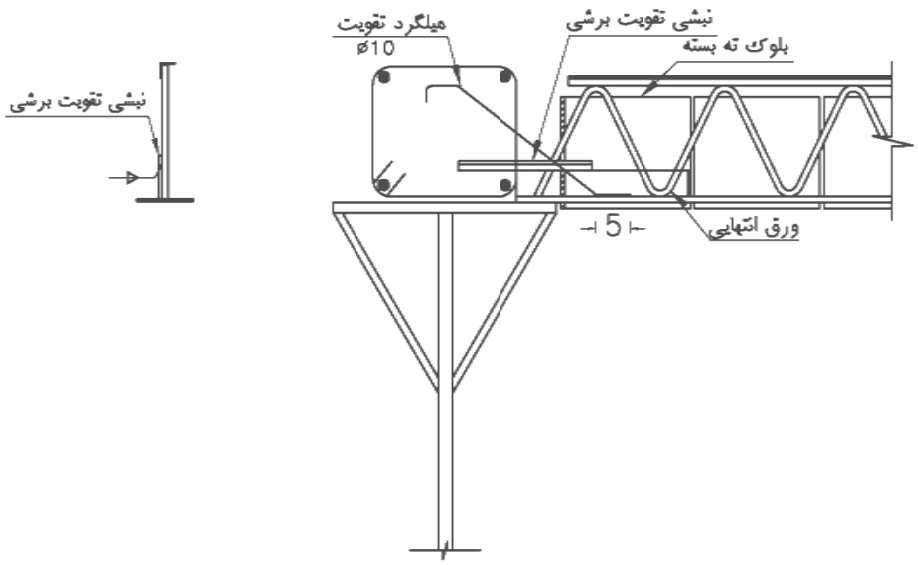



**شکل ۳-۱۱- نحوه‌ی کارگذاری قالب چوبی در محل اتصال تیرچه به تیر فولادی (حالت اول)**




**شکل ۳-۱۲- نحوه‌ی کارگذاری قالب چوبی در محل اتصال تیرچه به تیر فولادی (حالت دوم)**

در تیرهای بتنی باید کنترل لازم جهت انتقال برش انجام گرفته و براساس نیروهای وارده از طریق تعبیه‌ی نبشی اتصال برشی و یا میلگرد برشی، مقاومت برشی لازم تأمین گردد (شکل ۳-۱۳).




**شکل ۳-۱۳- نحوه‌ی تعبیه‌ی نبشی در محل اتصال (تقویت برشی)**

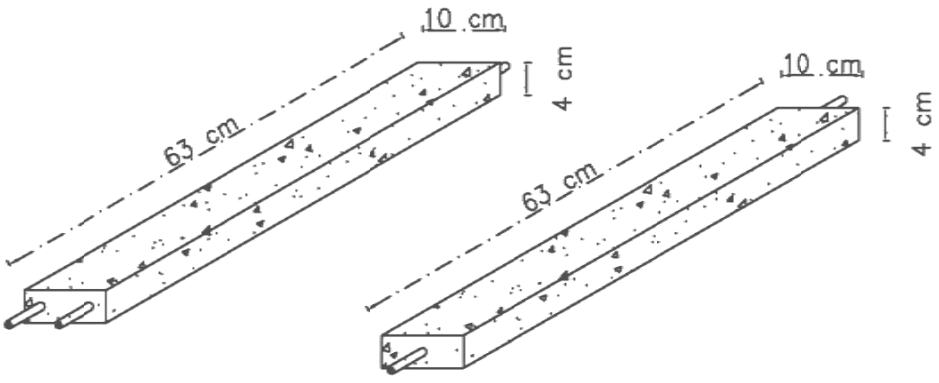
## ۳-۵-۲- اجرای کلاف‌های عرضی

اجرای کلاف‌های عرضی به دو صورت امکان‌پذیر است:

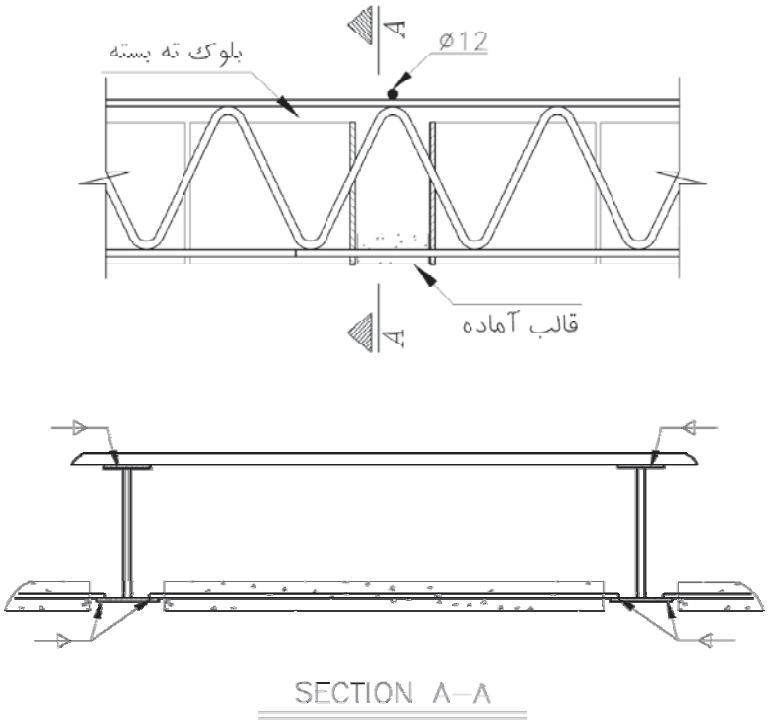
### ۳-۵-۲-۱- اجرای کلاف عرضی با استفاده از قالب آماده

در این روش از قالب‌های بتنی آماده، در قسمت تحتانی و یک میلگرد به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر که کاملاً مستقیم و بدون خم باشد، در قسمت فوقانی مطابق (شکل ۳-۱۴) استفاده می‌شود.

توجه شود که میلگردهایی که از قالب بتنی کلاف عرضی خارج شده‌اند، باید مطابق (شکل ۳-۱۵)، به بال تحتانی کاملاً جوش شوند.



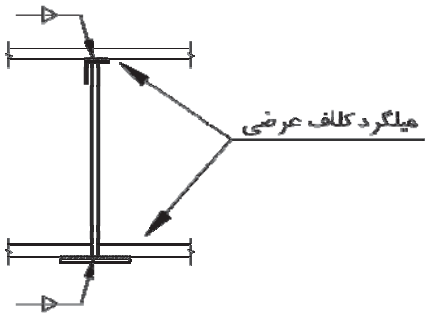

**شکل ۳-۱۴- کلاف عرضی**



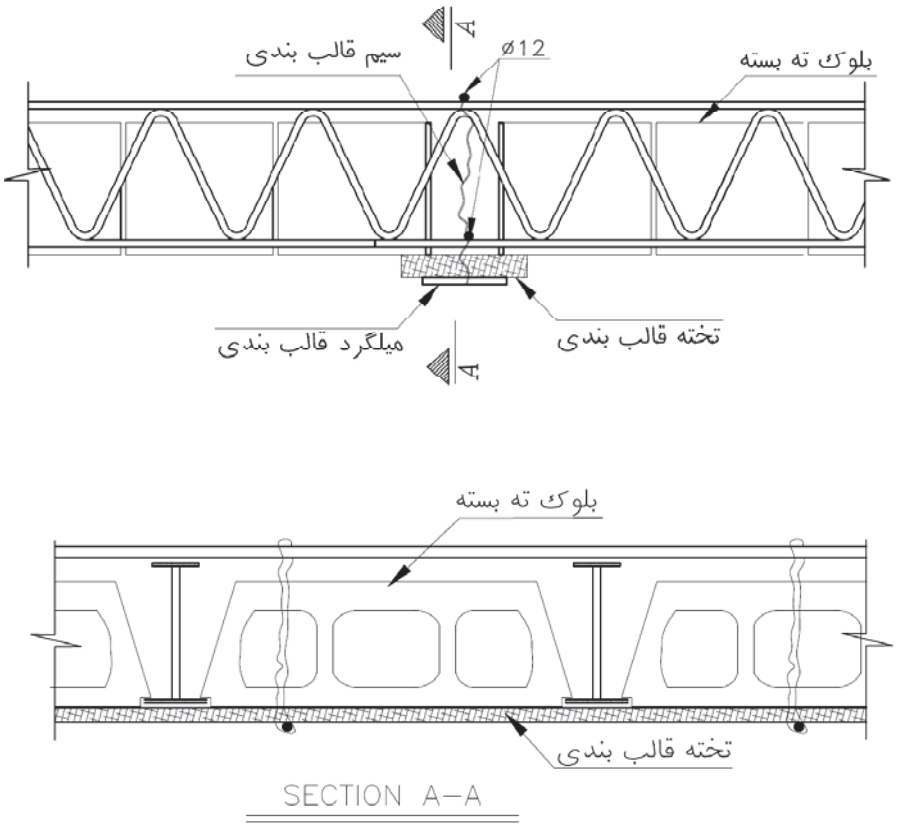

**شکل ۳-۱۵- نحوه‌ی اتصال میلگردهای کلاف عرضی به تیرچه‌ی فولادی**

### ۳-۵-۲-۲- اجرای کلاف عرضی به‌وسیله‌ی قالب‌بندی

در این روش از یک میلگرد در قسمت پایینی استفاده شده و به بال تحتانی تیرچه‌ها جوش می‌شود و میلگرد فوقانی کلاف عرضی مانند روش فوق به بال فوقانی جوش می‌شود (شکل ۳-۱۶). برای قالب‌بندی کلاف عرضی از تخته‌هایی به عرض حداقل ۱۲ سانتیمتر و ضخامت ۲ سانتیمتر استفاده می‌شود. اجرای خوب قالب باعث زیبایی سقف خواهد شد، (شکل ۳-۱۷).




**شکل ۳-۱۶- اجرای کلاف عرضی به‌وسیله‌ی قالب‌بندی**




**شکل ۳-۱۷- جزئیات اجرای کلاف عرضی به‌وسیله‌ی قالب‌بندی**

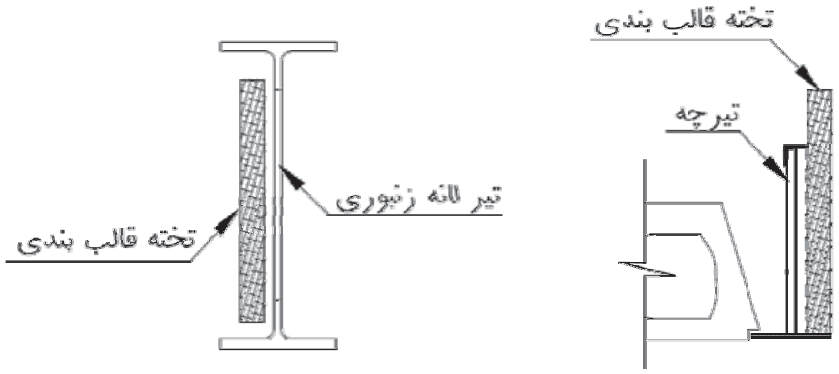
هنگام جوشکاری میلگرد کلاف عرضی، باید دقت شود که تیرچه در اثر جوش آسیب نبیند. اگر میلگرد کلاف عرضی کوتاه باشد، لازم است همپوشانی (Over lap) آن را با قرار دادن میلگردها کنار یکدیگر و جوشکاری به طول حداقل ۵ سانتیمتر تأمین کرد.

در صورت وجود تیرهای فرعی بین ستونی (Tie)، میلگردهای کلاف عرضی به آنها نیز جوش می‌شوند. لازم است در دهانه‌های ۳ تا ۵/۵ متر از یک ردیف و دهانه‌های بیش از ۵/۵ متر از ۲ ردیف کلاف عرضی استفاده شود.

در سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی استفاده از کلاف عرضی در تمام دهانه‌ها الزامی می‌باشد. برای دهانه‌های کوچکتر از ۳ متر تنها نصب میلگرد و جوش دادن آن به تیرچه‌ها کفایت می‌کند و نیازی به ایجاد فاصله بین بلوک‌ها برای نفوذ بتن (کلاف عرضی پنهان) نیست.

## ۳-۵-۳- قالب‌بندی

برای قالب‌بندی از تخته‌هایی به عرض ۱۲ تا ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت ۲ سانتی‌متر استفاده می‌شود. برای جلوگیری از خروج بتن از کناره‌های تیرهای لانه زنبوری با دیگر فضاها باید از تخته‌ی قالب‌بندی استفاده نمود. تخته‌ها باید بعد از بسته شدن کاملاً محکم باشند، به نحوی که فشار زیاد بتن‌ریزی را تحمل نمایند (شکل ۳-۱۸).




**شکل ۳-۱۸- نحوه‌ی اجرای قالب‌بندی**

به علت افتادگی وسط تیرچه‌ها، قالب زیر کلاف عرضی در جایی که به تیرهای فرعی ساختمان می‌رسد، بالاتر می‌ایستد. بهتر است در این نقطه قالب چوبی بریده شده و دوباره بعد از تیر فرعی ادامه یابد.

### ۳-۵-٤- بلوک‌چینی

پس از قالب‌بندی کلاف‌ها و بازشوها، نصب بلوک‌ها انجام می‌گیرد. بعد از بلوک‌چینی و قالب‌بندی، فاصله‌ای بین قالب و بلوک در پایین قالب و پایین تیرها و بلوک‌ها بوجود می‌آید. مهارت و ابتکار عمل مجری چگونگی چیدن بلوک‌ها را تعیین می‌کند، به ترتیبی که فضاهای خالی حداقل باشد. برای پر کردن این فضای خالی باید از بلوک به عرض‌های مختلف استفاده کرد. برای پوشش قسمت‌های مورب نیز باید از بلوک‌هایی که متناسب با شکل و اندازه‌ی محل مورد نظر بریده می‌شوند، استفاده کرد. چیدن خرده بلوک برای پر کردن این فواصل ممنوع است.

### ۳-۵-۵- اجرای آرماتور افت و حرارت

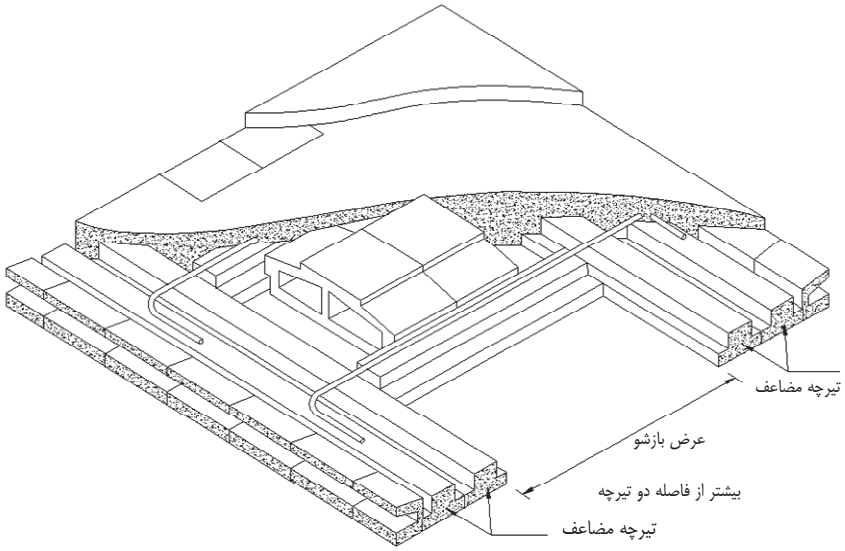
میلگردهای افت و حرارت به‌منظور مقابله با تنش‌های ناشی از حرارت در بتن اجرا می‌شود. اتصال این میلگردها به تیرچه‌ها با سیم یا جوش خواهد بود. میلگردهای افت و حرارت را بویژه اگر از حلقه‌ی کلاف باز شده باشد، باید تحت کشش قرار داده، صاف نمود و طوری به تسمه فوقانی تیرچه متصل کرد که هنگام بتن‌ریزی از بتن بیرون نمانده و یا تغییرمکان ندهند. برای این اتصال به جای بستن با سیم بهتر است از جوشکاری استفاده نمود. این امر در دهانه‌های بزرگ ضرورت بیشتری دارد.

## ۳-٦- موارد خاص در اجرای سقف تیرچه و بلوک

### ۳-٦-۱- ایجاد بازشو در سقف

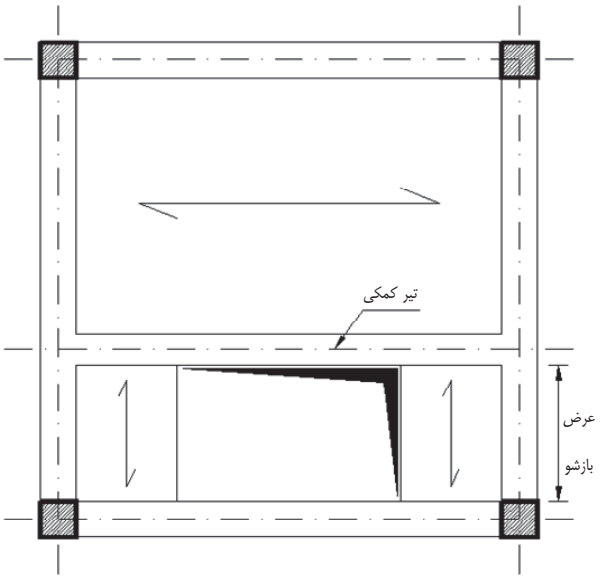
در صورتی که عرض سوراخ از فاصله‌ی بین دو تیرچه‌ی مجاور کوچکتر باشد، کافی است که پیش از بتن‌ریزی دال بالایی، در محل سوراخ جعبه‌ای چوبی قرار داده و دور آن بتن ریخته شود و پس از گرفتن بتن، قالب را خارج نمایند.

چنانچه عرض سوراخ از فاصله‌ی بین دو تیرچه بیشتر باشد، (مطابق شکل ۳-۱۹)، تیرچه‌های مجاور آن را به صورت مضاعف اجرا کرده و لبه‌های بازشو را به وسیله تیرچه‌های کوتاه‌تر و آرماتور تقویتی می‌پوشانند.




**شکل ۳-۱۹- نحوه‌ی اجرای بازشوی کوچک در سقف تیرچه و بلوک**

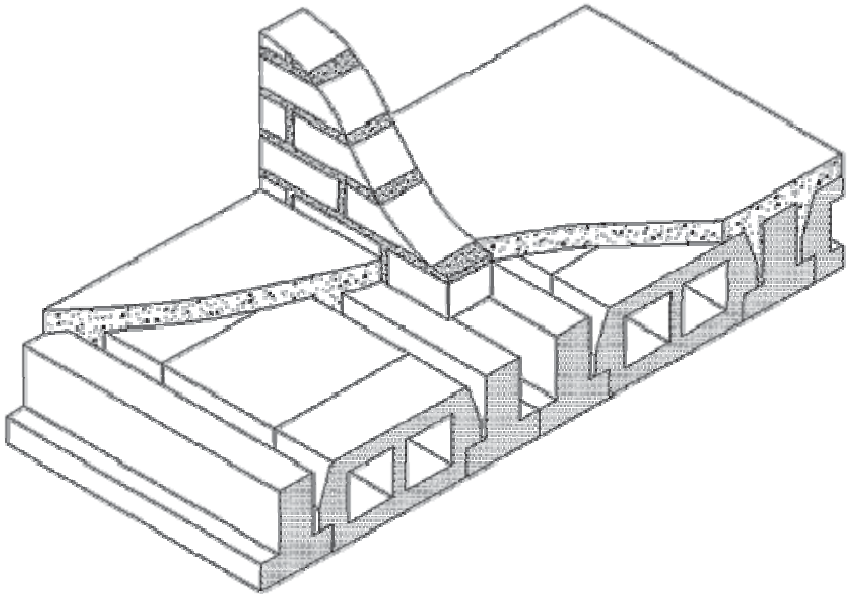
سرانجام در صورتی که مقطع مرکب تیرچه‌های مضاعف برای تحمل بارگذاری مربوط ضعیف باشد، به وسیله تیرهای کمکی که به تیرهای اصلی تکیه داشته باشند، محل بازشو مطابق (شکل ۳-۲۰) تعبیه می‌گردد.




**شکل ۳-۲۰- نحوه‌ی اجرای بازشوی بزرگ در سقف تیرچه و بلوک**

### ۳-۶-۲- جزئیات اجرای تیغه روی سقف تیرچه و بلوک

در صورتی که تیغه در امتداد تیرچه‌ها واقع گردد، توصیه می‌شود که مطابق (شکل ۳-۲۱) در زیر تیغه، تیرچه‌های مضاعف با کنترل محاسباتی اجرا گردد. در مورد تیغه‌های عمود بر امتداد تیرچه‌ها، وزن آنها به صورت بار گسترده در محاسبه‌ی لنگر خمشی تیرچه‌ها منظور می‌شود.

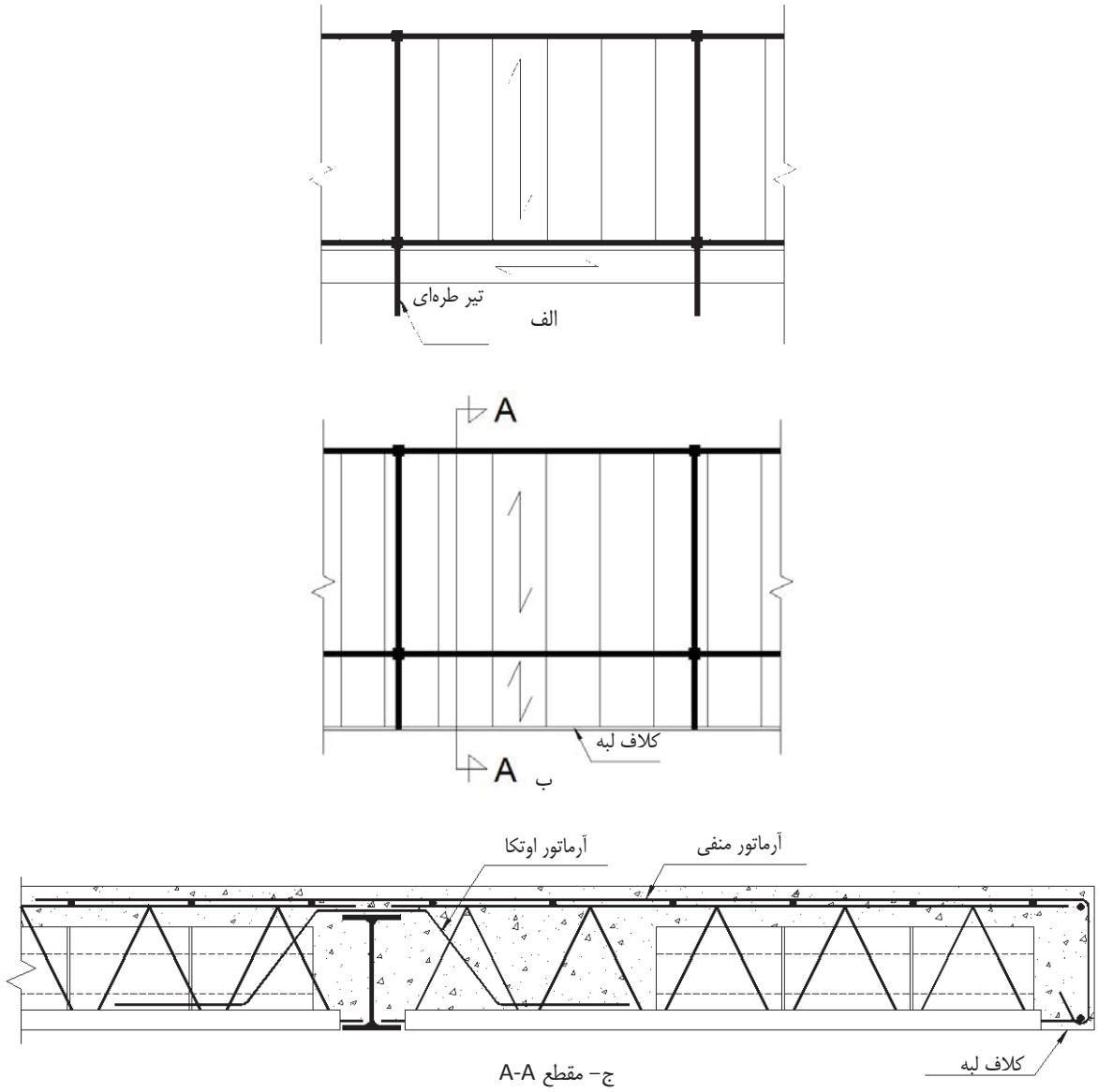


**شکل ۳-۲۱- نحوه‌ی اجرای تیغه روی سقف تیرچه و بلوک**

### ۳-۶-۳- سقف‌های طره‌ای (کنسول)

به طوری که در (شکل ۳-۲۲) ملاحظه می‌شود، سقف تیرچه و بلوک طره‌ای را می‌توان به دو صورت اجرا کرد. در حالت اول، تنها تیرهای اصلی (بتنی یا فلزی) به صورت طره است و دو انتهای تیرچه بر این تیرهای طره‌ای قرار دارند. در این صورت، تیرچه با تیرچه‌ی سقف‌های معمولی فرقی ندارد و مسائل محاسبه و اجرای آن، وجه تمایزی نخواهد داشت. در حالت دوم، تیرچه‌ها معمولاً به صورت یکسره است و آن قسمت که در خارج تکیه‌گاه واقع است، به شکل طره عمل می‌کند. در این حالت، اولاً لازم است که مطابق شکل (۳-۲۲-ب)، کلاف لبه در انتهای سقف طره‌ای اجرا شود. ثانیاً برخلاف سقف معمولی، در اینجا لنگر وارده منفی بوده و در نتیجه ناحیه‌ی کششی مقطع تیر T شکل در بال و ناحیه‌ی فشاری در جان تیر قرار خواهد داشت. بنابراین باید آرماتورهای کششی در بال قرار داده شده و لازم است تا کنترل سطح مقطع آرماتور حداکثر مقطع انجام گردد. محاسبات مربوطه مشابه محاسبات مربوط به عضو بتنی تحت خمش است. چنانچه مقدار سطح مقطع آرماتورهای محاسباتی بیش از مقدار حداکثر مجاز مقطع باشد، می‌توان طبق شکل (۳-۲۲-ج)، برحسب مورد، یک یا چند بلوک مجاور تکیه‌گاه را حذف کرد و پس از قالب‌بندی لازم بتن‌ریزی نمود. لازم است یادآوری شود که نسبت ضخامت سقف طره‌ای به طول آزاد آن، نباید کمتر از $\frac{۱}{۱۰}$ باشد.

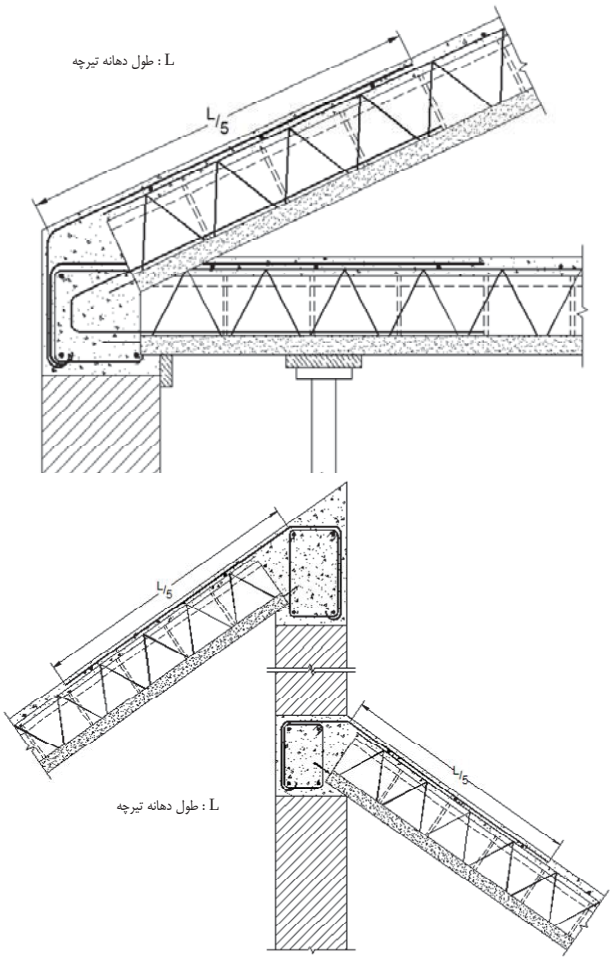
طول مهاری آرماتور طره به نوع فولاد آرماتور، نوع بتن و سطح تماس آنها بستگی دارد و نحوه‌ی محاسبه آن به تفصیل در پیوست ۳ این نشریه ذکر شده است.




**شکل ۳-۲۲- جزئیات اجرای سقف‌های طره‌ای (کنسول)**

## ۳-۶-٤- سقف‌های شیب‌دار با تیرچه و بلوک

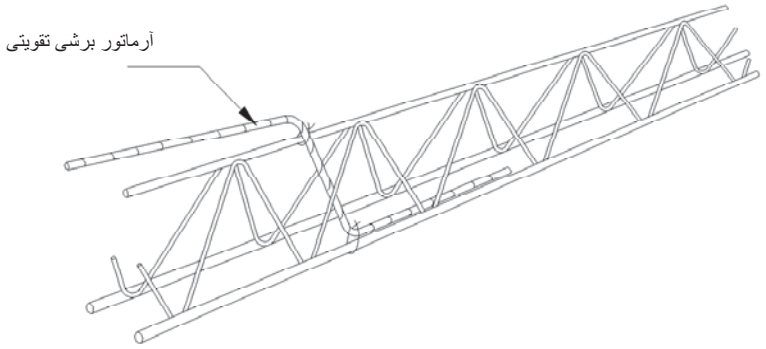
تیرریزی سقف‌های شیب‌دار به دو طریق می‌تواند انجام شود. در حالت اول، تیرچه‌ها در امتداد شیب و در حالت دوم، عمود بر امتداد شیب قرار می‌گیرند. چنانچه تیرچه‌ها در امتداد شیب باشند، تحت اثر خمش ساده و نیروی محوری قرار خواهند گرفت و اگر عمود بر امتداد شیب باشند، خمش آنها به صورت دو محوری، یا به عبارت دیگر،خمش مرکب خواهد بود که بسته به شرایط فوق محاسبات مربوطه باید انجام گیرد. آنچه که در عمل اهمیت دارد، نحوه‌ی اتصال تیرچه به تکیه‌گاه است که در (شکل ۳-۲۳) چند نمونه از جزئیات اتصال‌های ممکن نشان داده شده است.




**شکل ۳-۲۳- جزئیات اجرایی سقف‌های شیب‌دار با تیرچه و بلوک**

### ۳-٦-٥- آرماتور برشی مضاعف در محل تکیه‌گاه

در صورتی که آرماتور عرضی تیرچه از مقدار لازم برای تحمل نیروی برشی محاسباتی کمتر باشد، لازم است که مطابق (شکل ۳-۲۴) از آرماتورهای عرضی برای تقویت تیرچه استفاده شود. محاسبه‌ی سطح مقطع این آرماتورها به تفصیل در پیوست ۳ این نشریه ذکر شده است.

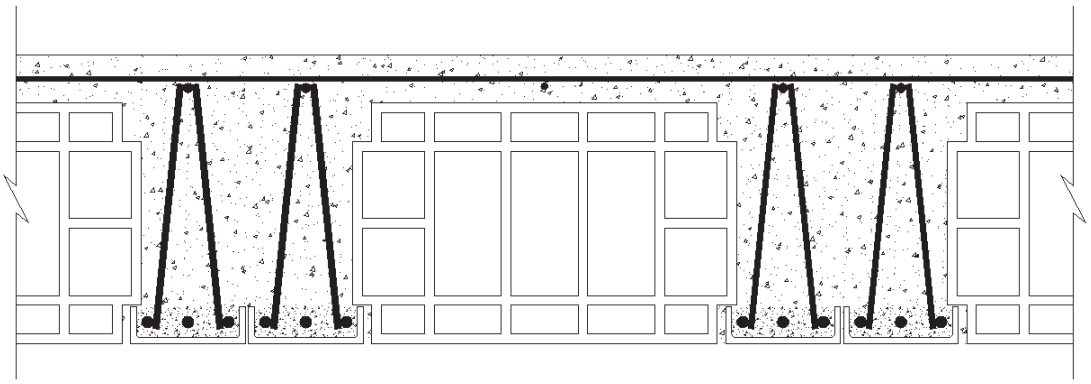



**شکل ۳-۲٤- آرماتور برشی تقویتی**

### ۳-٦-٦- اجرای سقف با تیرچه‌های مضاعف

به دلیل محدودیت سطح مقطع آرماتور کششی و وجود تنش برشی زیاد در تیرچه‌های خرپایی در سقف‌های با سربار زیاد و دهانه‌های بزرگ، می‌توان مطابق (شکل ۳-۲۵) سقف را با تیرچه‌های مضاعف اجرا نمود. محاسبات و محدودیت‌های اجرایی سقف با تیرچه‌های مضاعف، همانند سقف با تیرچه‌های منفرد است.

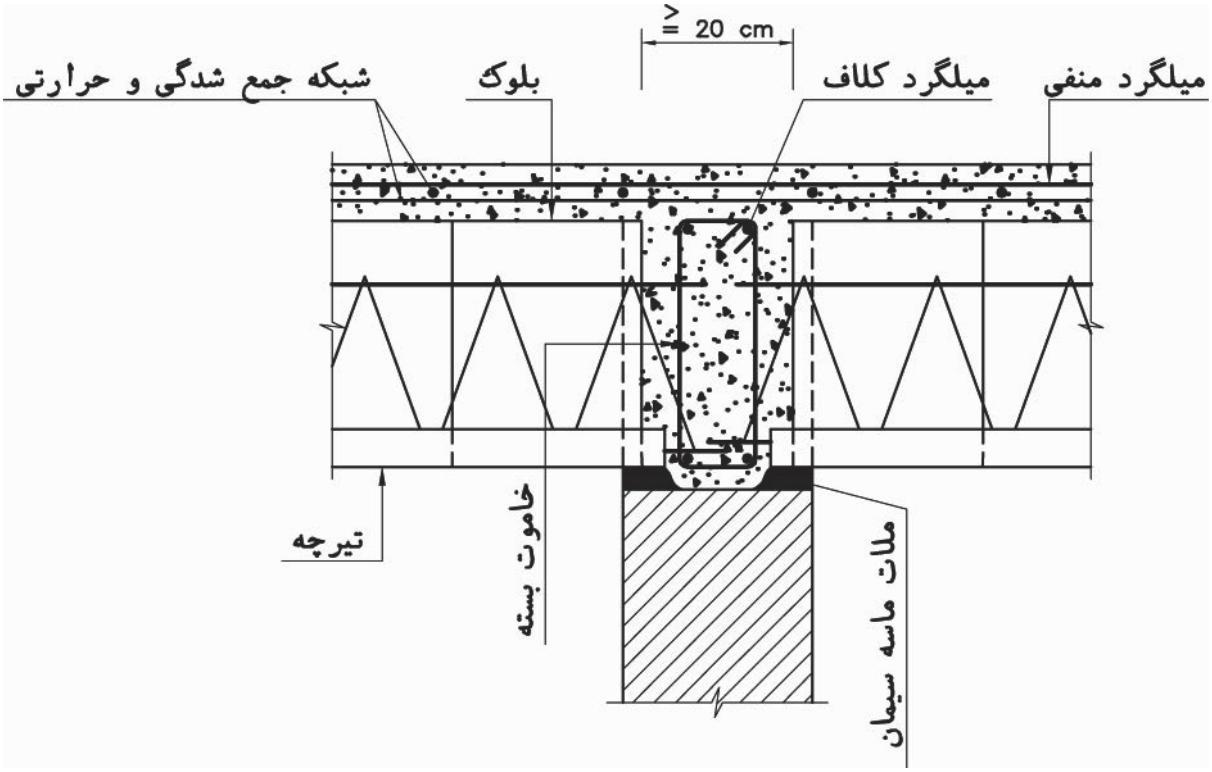
برای تعیین سطح مقطع آرماتورهای کششی تیرچه‌های مضاعف می‌توان از جداول پیوست این نشریه که برای تیرچه‌های منفرد تنظیم گردیده‌اند، نیز استفاده و مقادیر آرماتورهای لازم را به طور متناظر تعیین نمود.



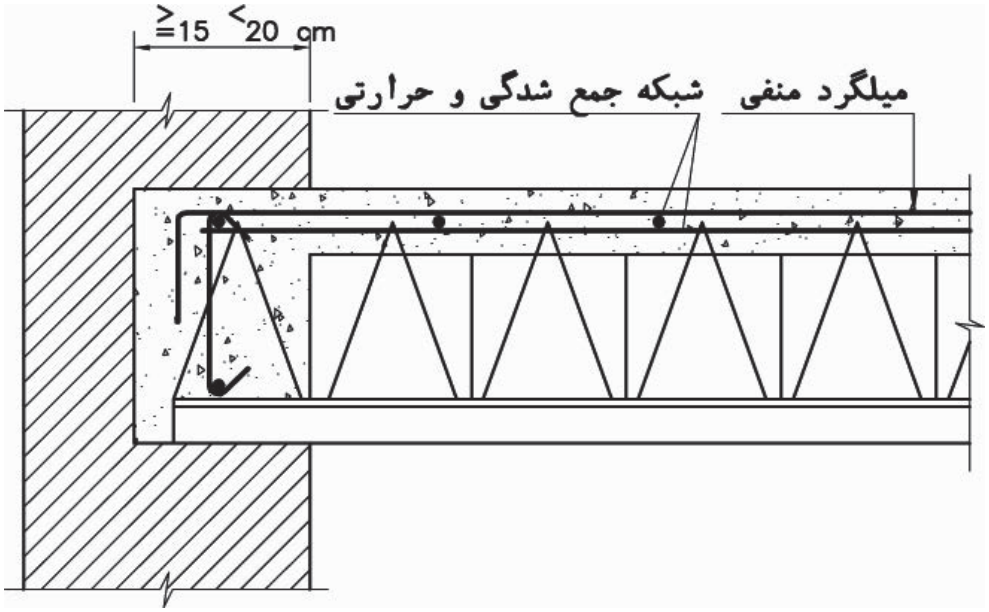
**شکل ۳-۲۵- سقف با تیرچه‌های مضاعف**

# فصل ۵

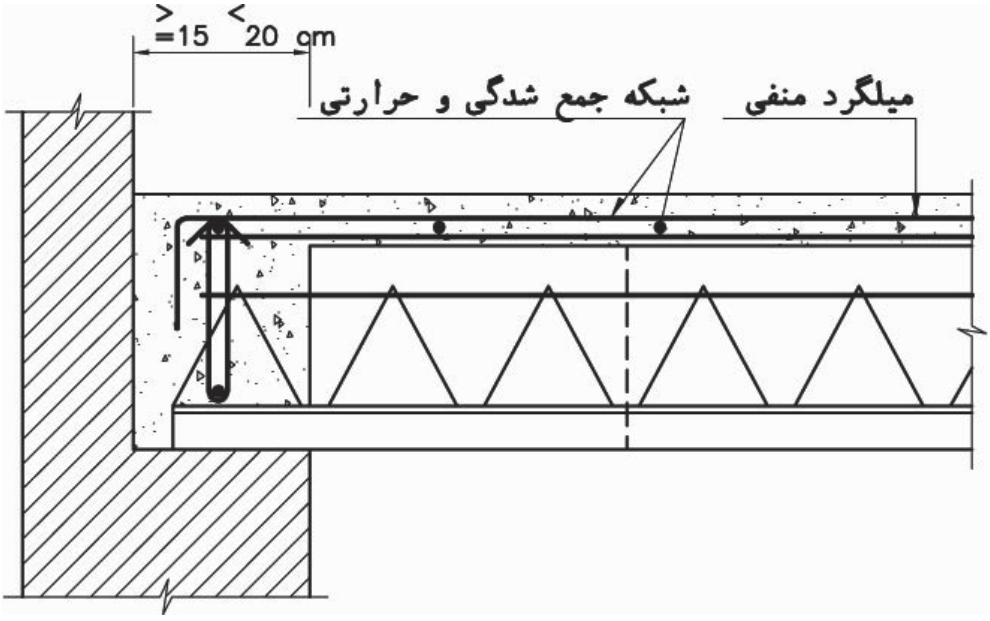
## دیتیل‌های اجرایی سقف‌های تیرچه و بلوک



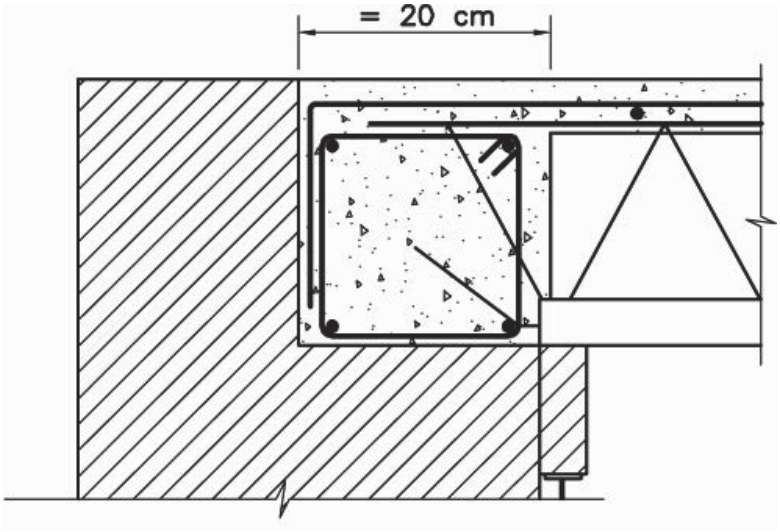

**شکل ۵-۱- استقرار سقف از دو طرف روی دیوار باربر**



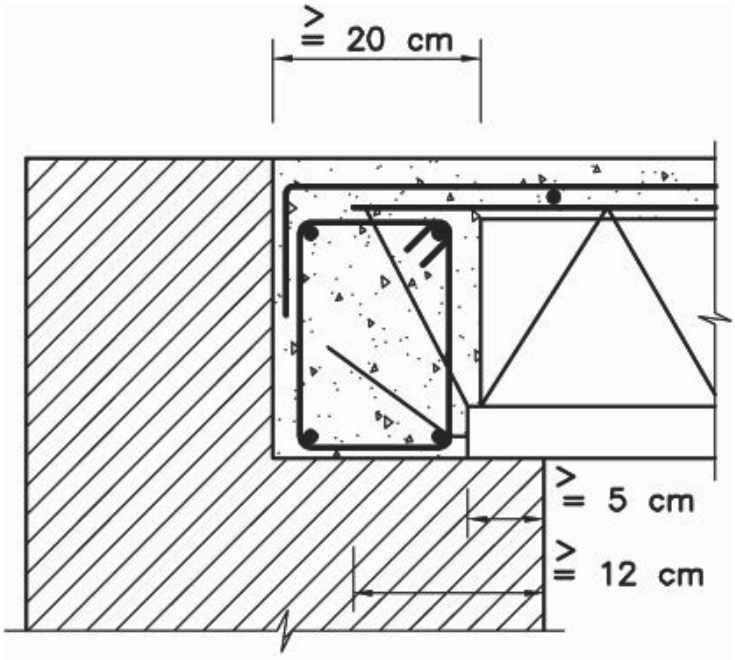

**شکل ۵-۲- استقرار سقف به کمک کلاف کم عرض شامل قلاب دوخت**



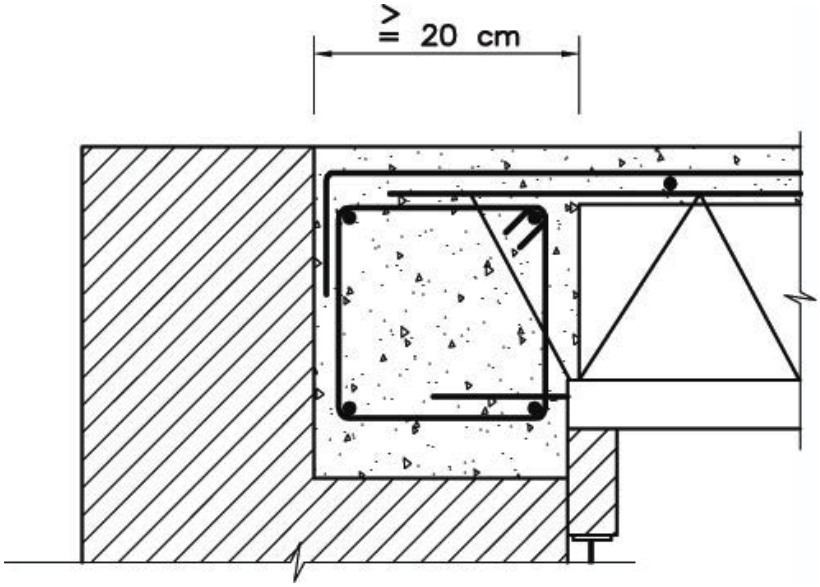

**شکل ۵-۳- استقرار سقف به کمک کلاف کم عرض شامل حلقهٔ دوخت**



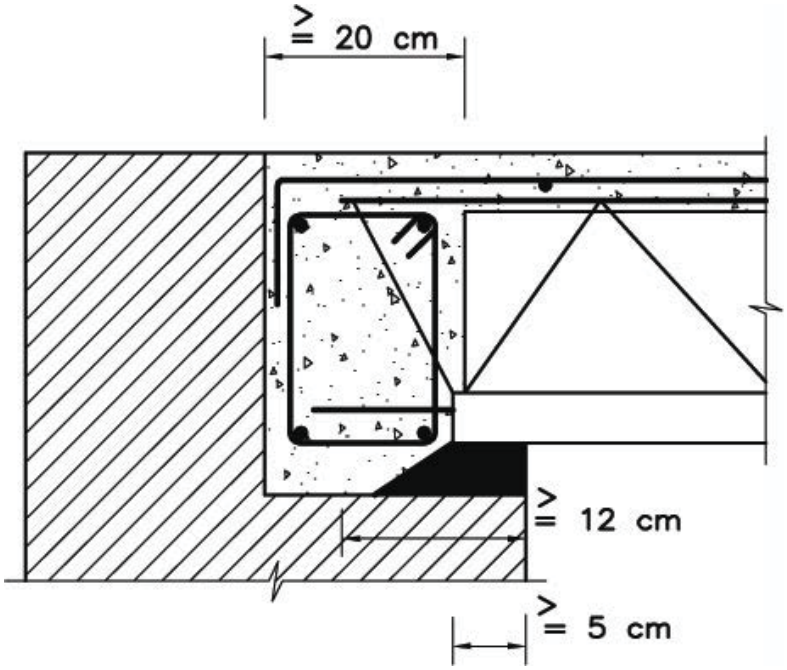

**شکل ٥-٤- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی دیوار در حالت عدم کفایت طول پاشنه تیرچه**



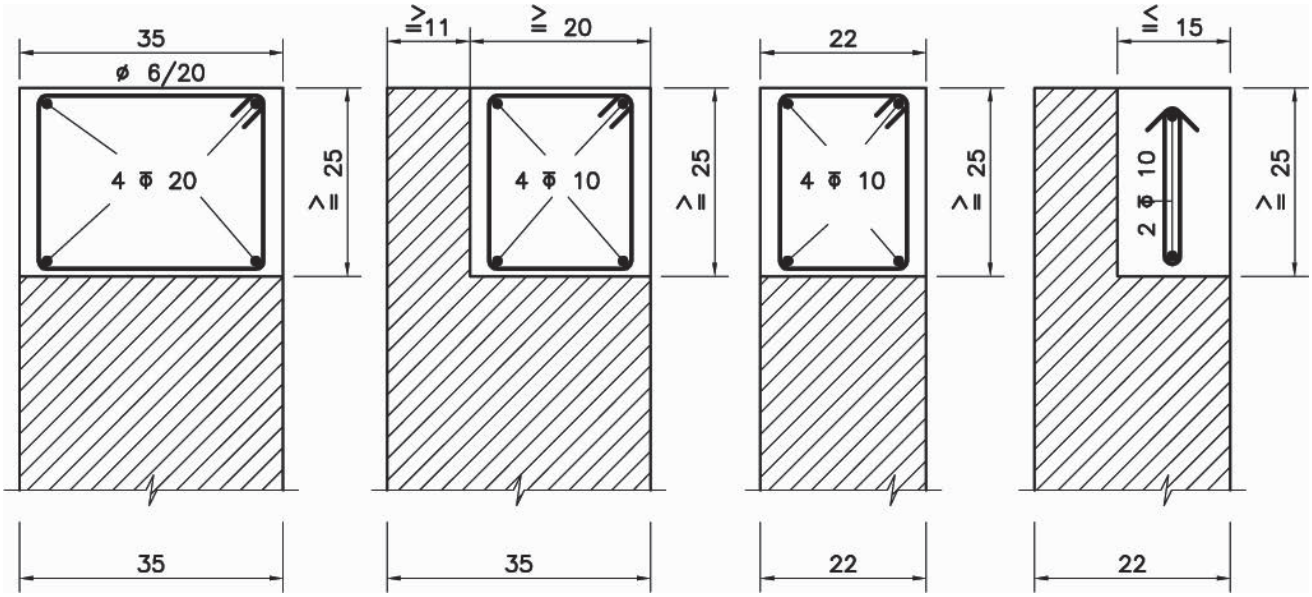

**شکل ٥-٥- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی دیوار در حالت کفایت طول پاشنه تیرچه**



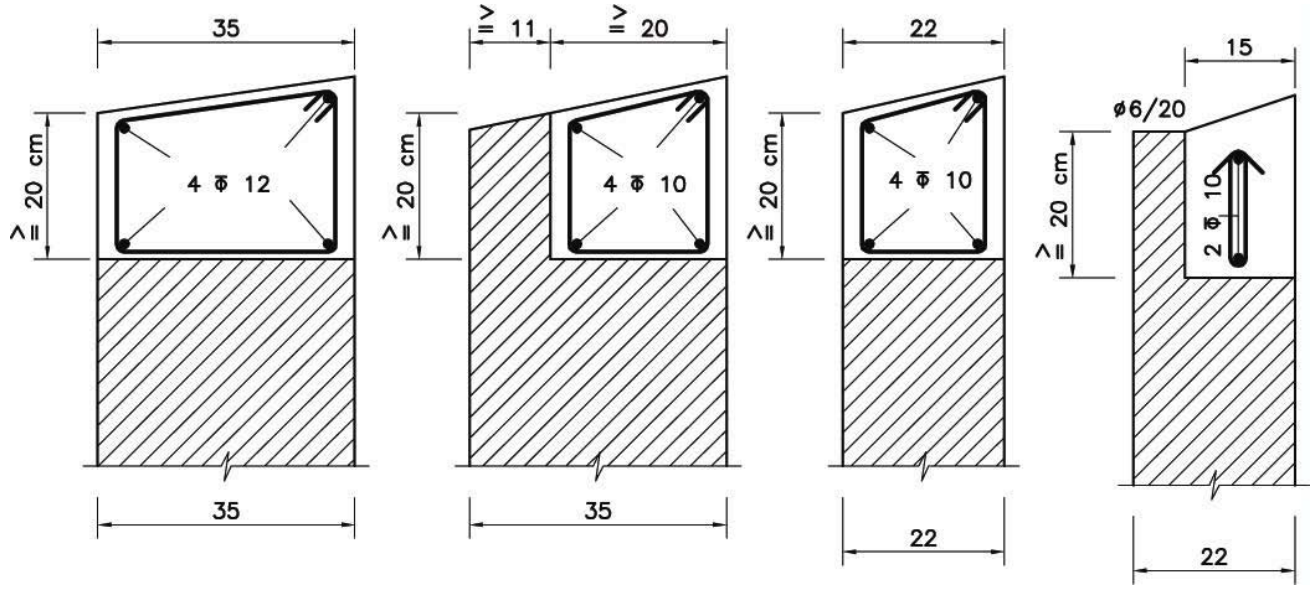

**شکل ٥-٦- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی دیوار در حالتی که تراز دیوار اجرا شده کمتر از اندازه پیش‌بینی شده برای اجرای سقف است. در این حالت می‌توان از شمع برای جبران اختلاف تراز استفاده گردد.**



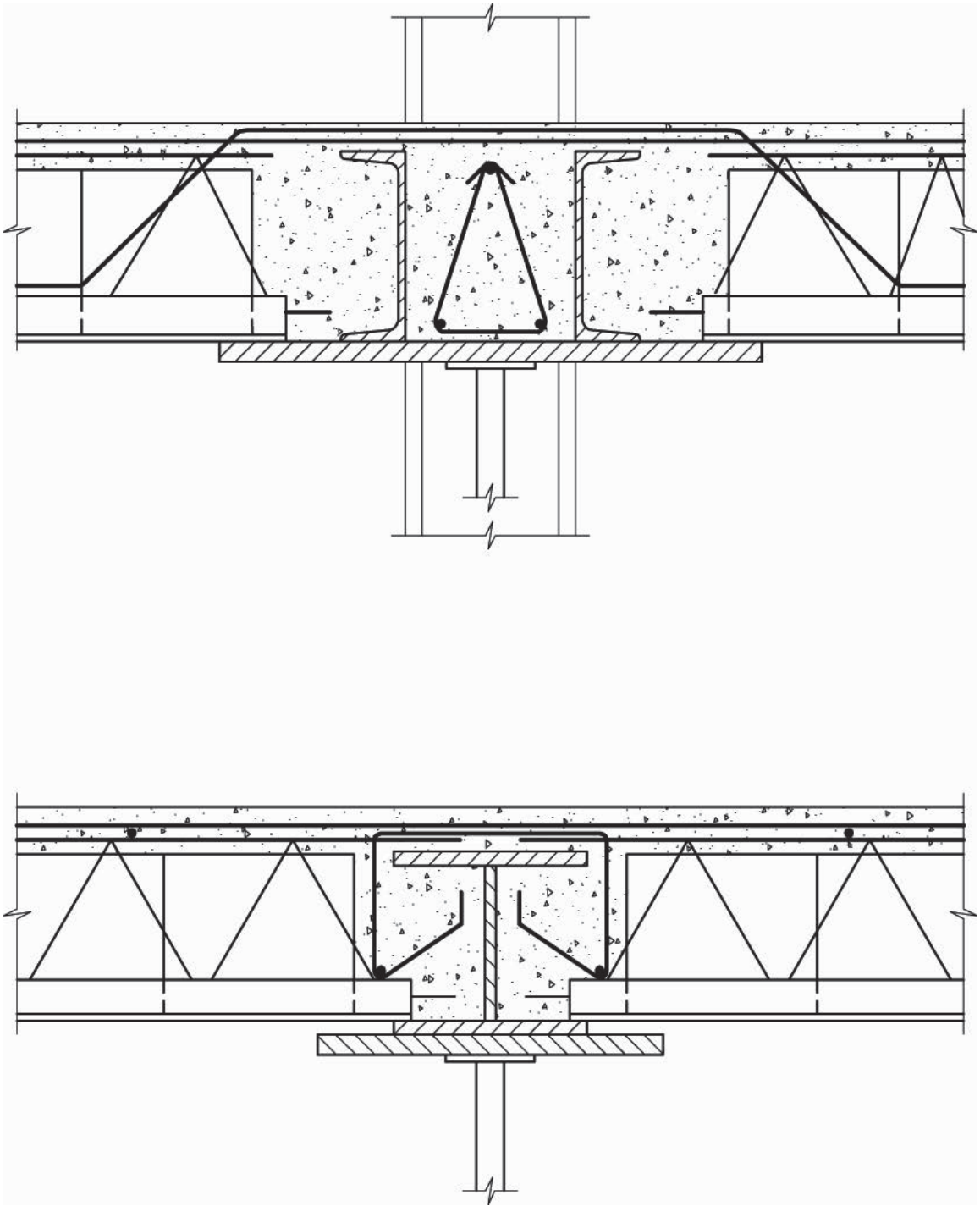

**شکل ٥-٧- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی دیوار در حالتی که تراز دیوار اجرا شده کمتر از اندازه پیش‌بینی شده برای اجرای سقف است. ولیکن طول پاشنه برای استقرار سقف روی دیوار کافی است.**



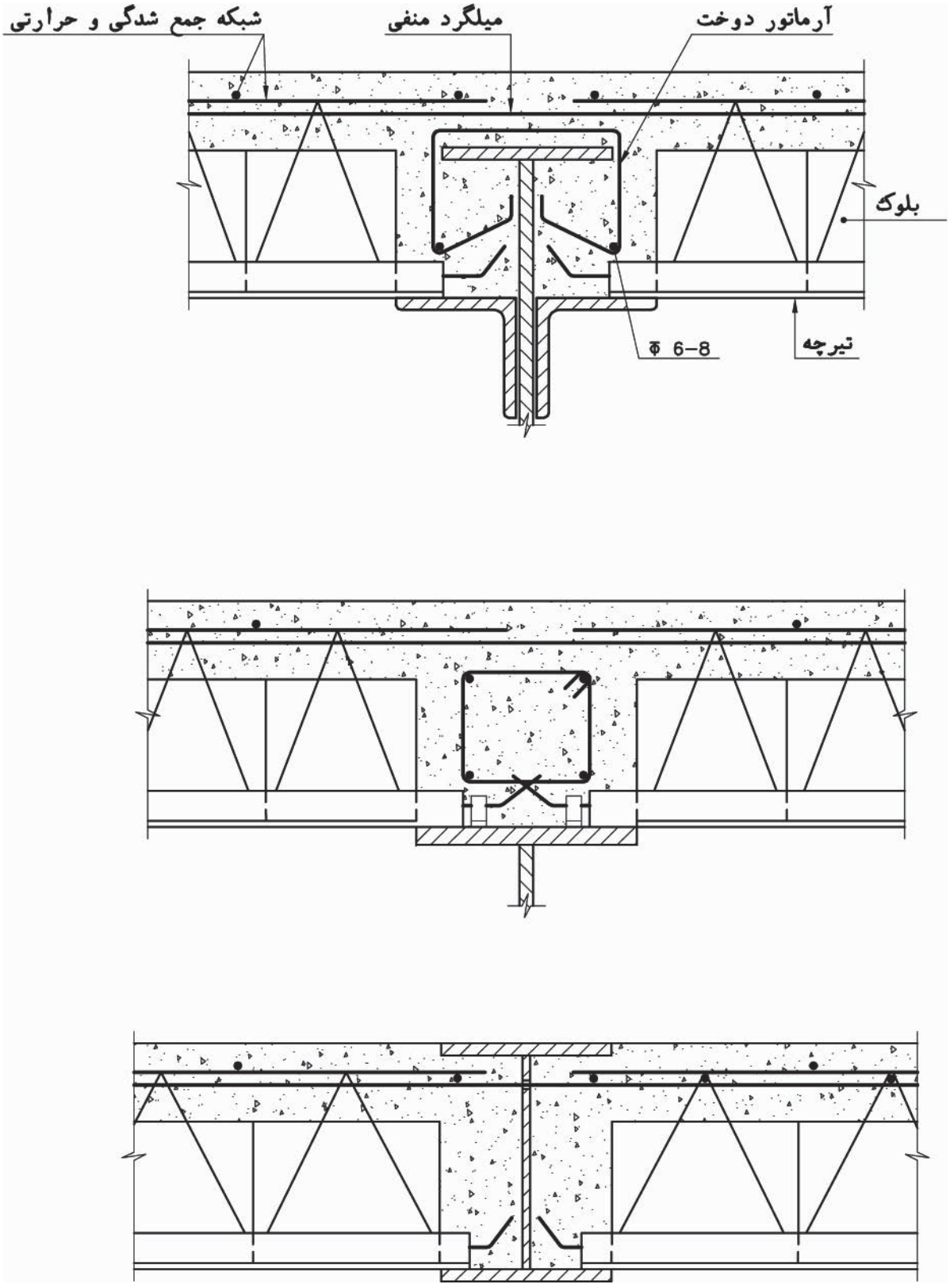

شکل ۵-۸- جزییات کلاف در استقرار سقف بدون شیب، روی دیوار باربر



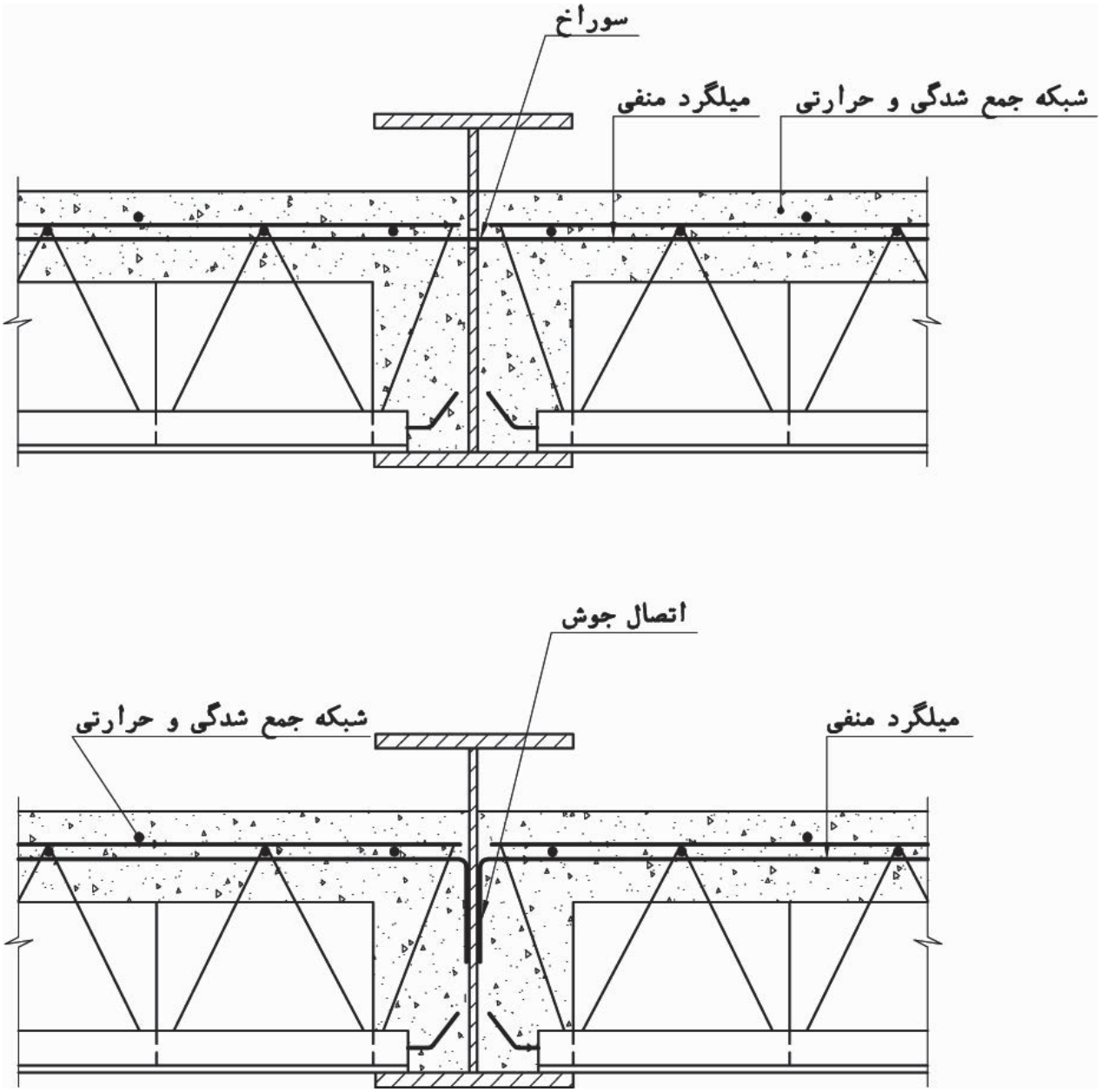

شکل ۵-۹- جزییات کلاف در اسقرار سقف شیب‌دار، روی دیوار باربر



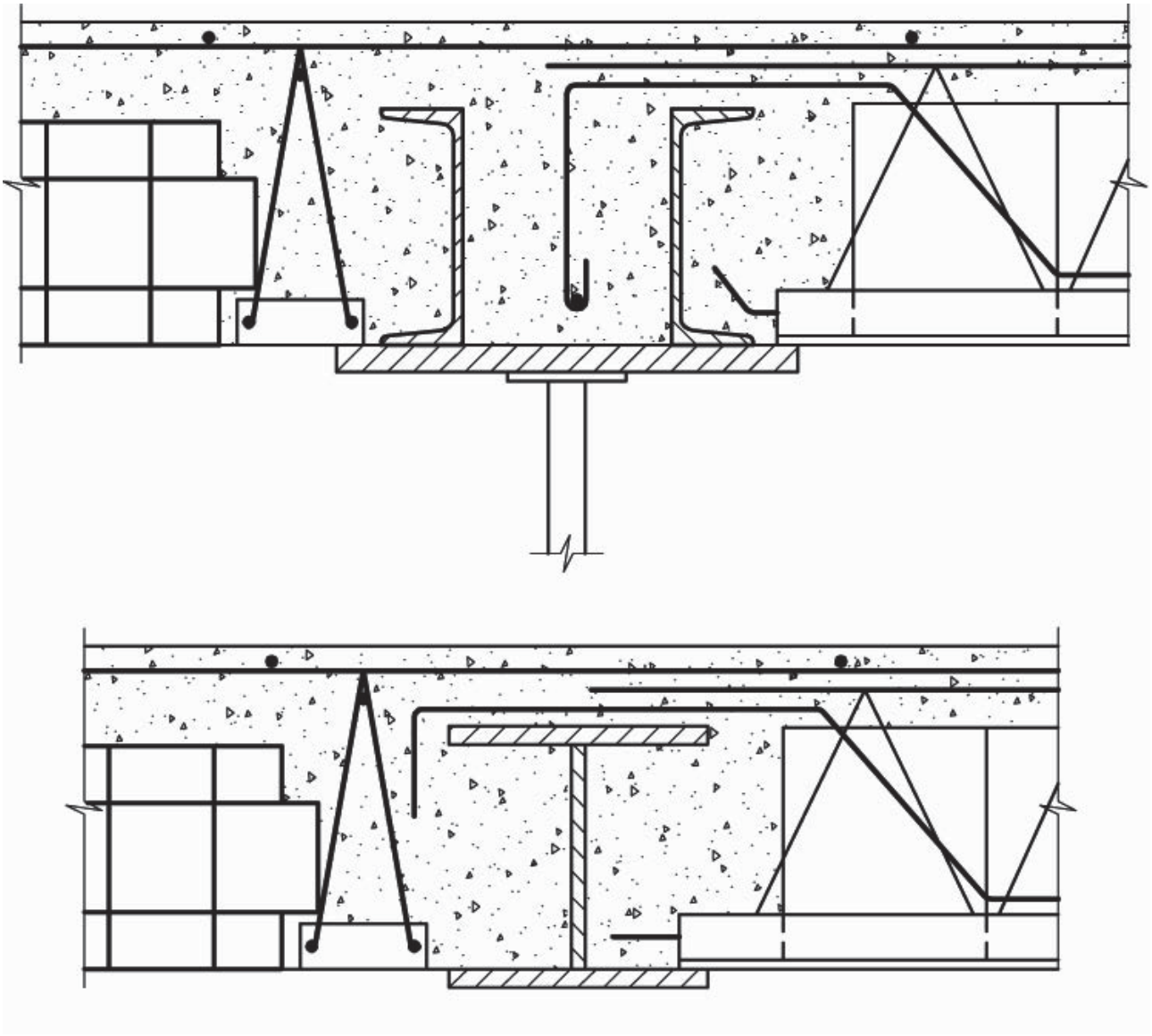
**شکل ۵-۱۰- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیرآهن، با ارتفاع مساوی و یا ارتفاع کمتر از ضخامت سقف و نحوه قالب‌بندی**



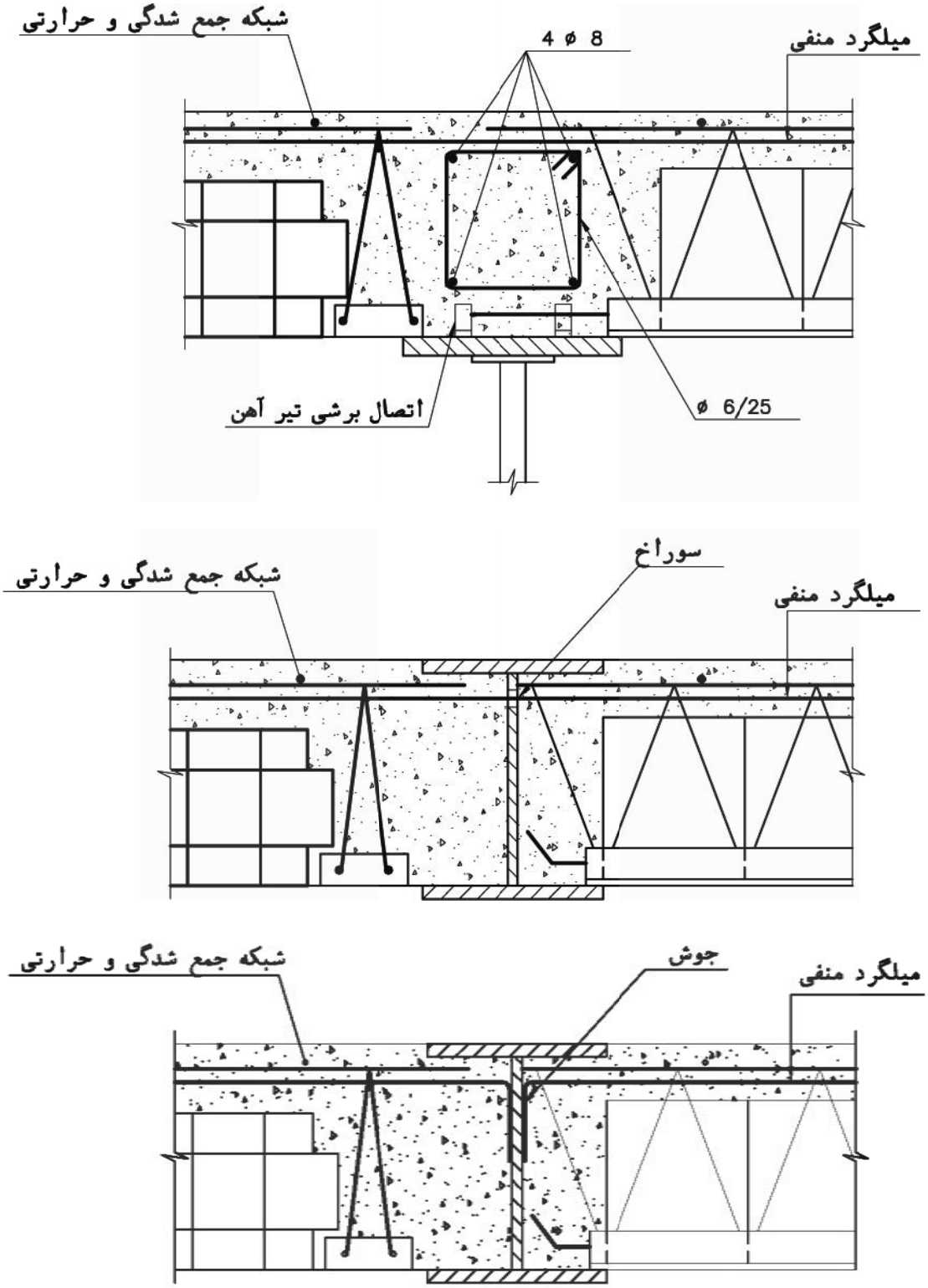

**شکل ۵-۱۱- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیرآهن، با ارتفاع مساوی و یا با ارتفاع کمتر از ضخامت سقف تیرچه و بلوک**



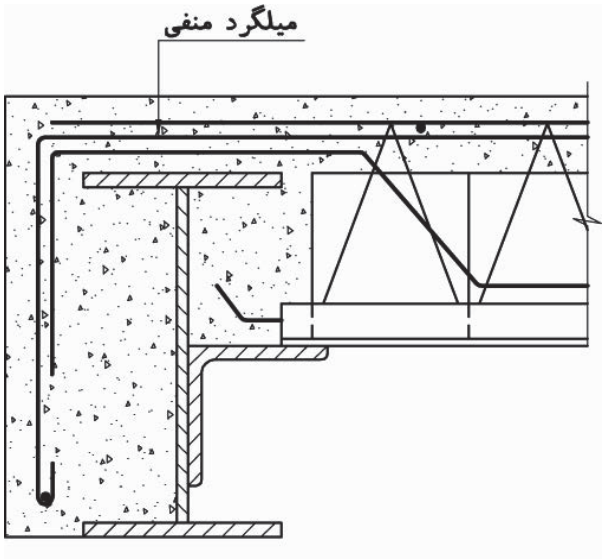

**شکل ۵-۱۲- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیرآهن، با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف تیرچه بلوک**

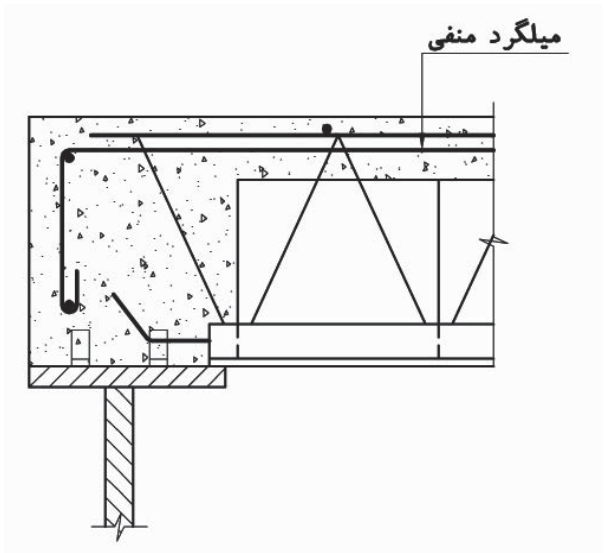


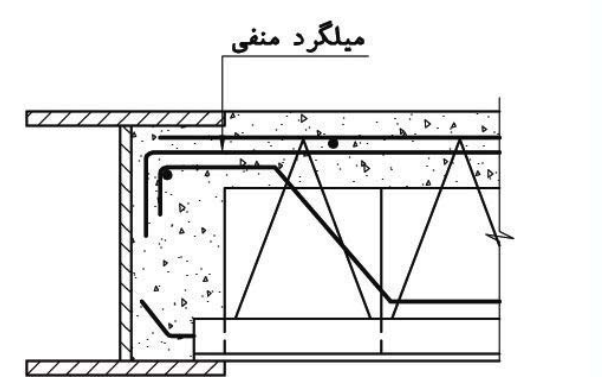
**شکل ۵-۱۳- قالب‌بندی و استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیر باربر فولادی، در حالتی که امتداد تیرچه‌ها، در یک طرف موازی با تیر باربر و در طرف دیگر عمود بر آن باشد.**



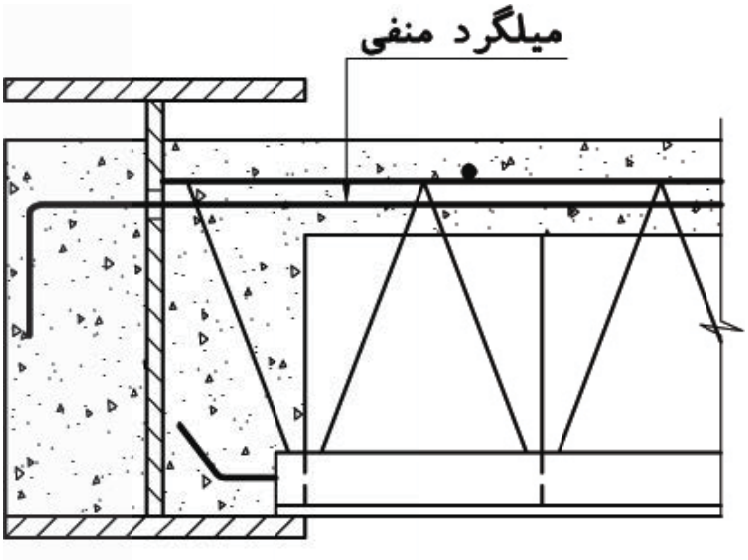

**شکل ٥-١٤- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیر باربر فولادی، در حالتی که امتداد تیرچه‌ها، در یک طرف موازی امتداد تیر باربر و در طرف دیگر عمود بر آن باشد.**

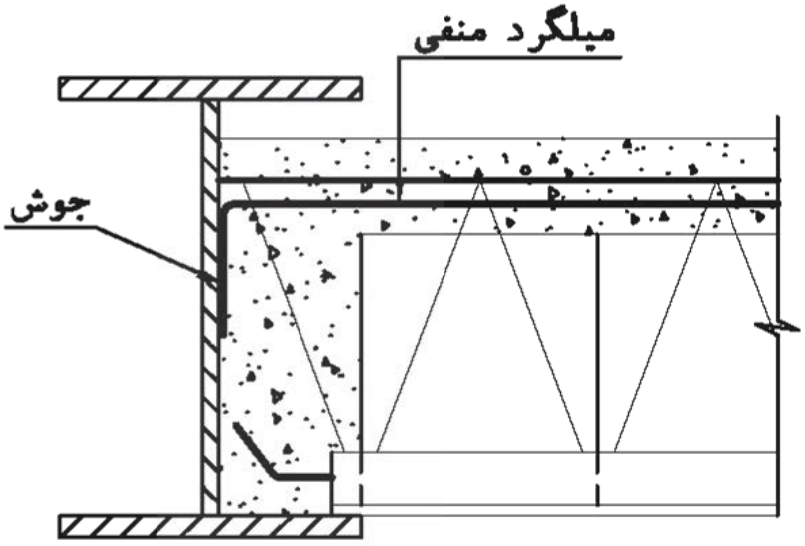


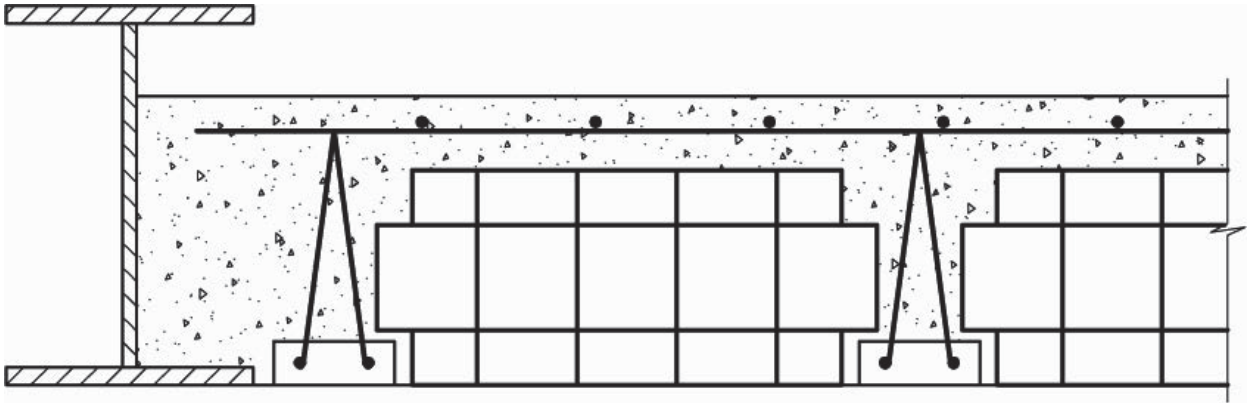




**شکل ۵-۱۵- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیر باربر فولادی با ارتفاع مساوی یا بزرگتر از ضخامت سقف در تکیه‌گاه کناری**

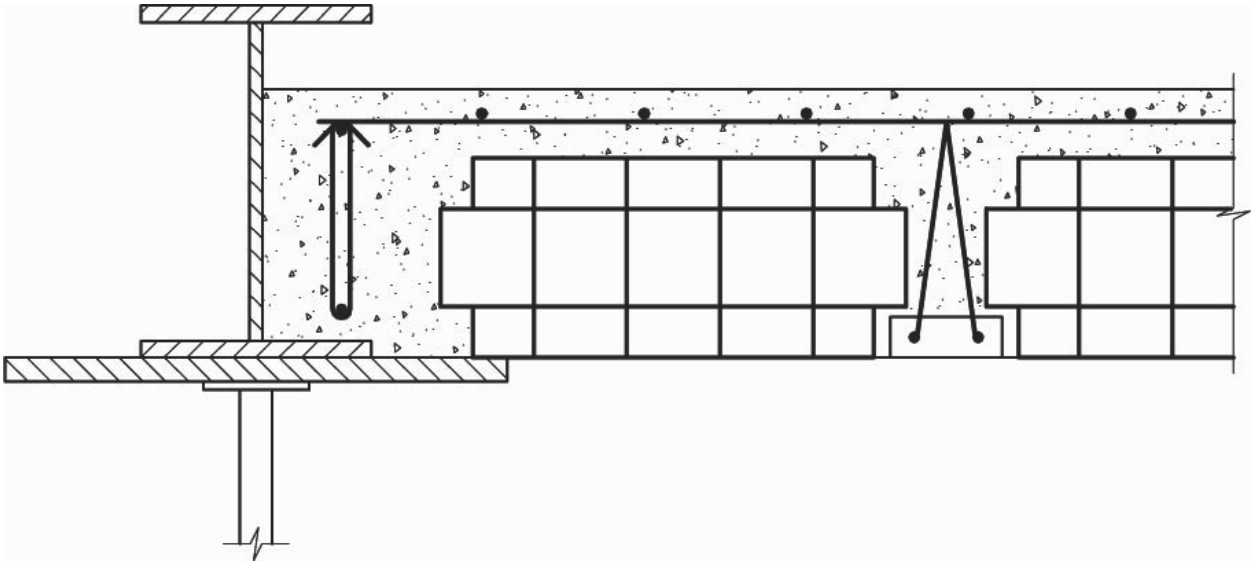


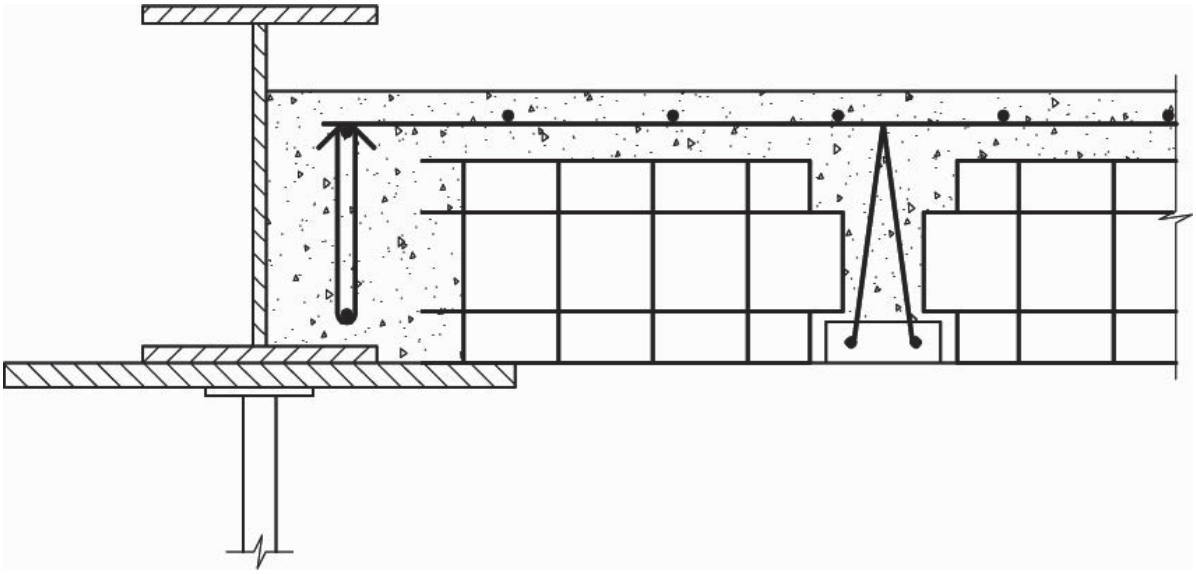

**شکل ۵-۱۶- استقرار سقف تیرچه و بلوک روی تیر باربر فولادی با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف، در تکیه‌گاه کناری**



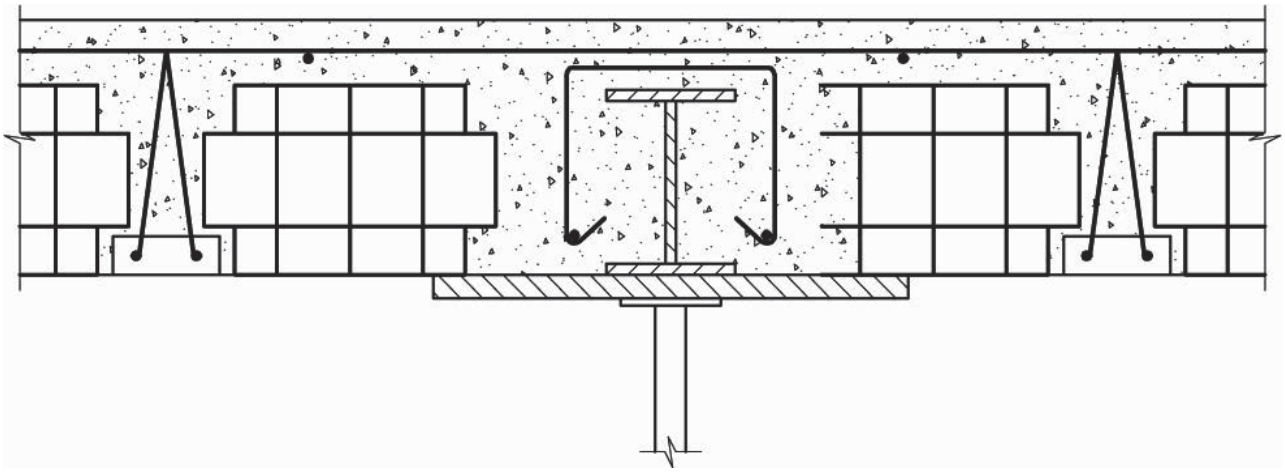
**شکل ۵-۱۷- اتصال سقف تیرچه و بلوک به تیرآهن غیرباربر، با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف، شروع نصب تیرچه‌ها از کنار تیر غیر باربر**



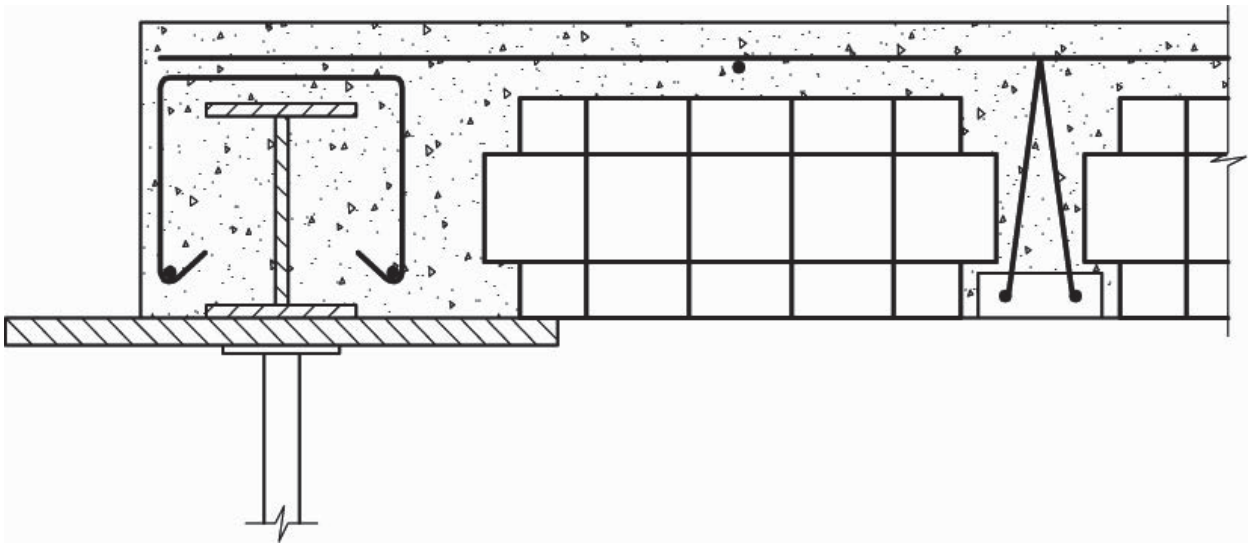
**شکل ۵-۱۸- اتصال سقف تیرچه و بلوک به تیرآهن غیرباربر، با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف. شروع نصب تیرچه‌ها پس از نصب اولین ردیف بلوک‌ها در مجاورت تیرآهن**



**شکل ۵-۱۹- اتصال سقف تیرچه و بلوک به تیرآهن غیرباربر، با ارتفاع بیشتر از ضخامت سقف. نصب آخرین ردیف بلوک‌ها در مجاورت تیرآهن، در صورت لزوم پس از شکستن آنها**



**شکل ۵-۲۰- اتصال سقف به تیرآهن غیرباربر، ارتفاع کمتر از ضخامت سقف در تکیه‌گاه میانی**



**شکل ۵-۲۱- اتصال سقف به تیرآهن غیرباربر، با ارتفاع کمتر از ضخامت سقف، در تکیه‌گاه کناری**

# پیوست ۱

## محاسبه وزن سقف تیرچه و بلوک

## در واحد سطح

## پ ۱-۱- روش محاسبه وزن سقف تیرچه و بلوک

وزن (بار مرده) سقف تیرچه و بلوک متشکل از سه بخش زیر می‌باشد:

الف- $w_1$ وزن بلوک‌ها

ب- $w_2$ وزن جان تیر T شکل (تیرچه‌ها)

ج- $w_3$ وزن دال بتنی فوقانی (روی بلوک‌ها)

در صورتی که فاصله محور تا محور تیرچه‌ها را با b، عرض جان تیرچه‌ها را با $b_w$، ارتفاع بلوک‌ها را با h و ضخامت دال بتنی روی تیرچه‌ها را با t نشان دهیم (ارتفاع کل سقف h+t خواهد بود) و همچنین $w_{bl}$ وزن یک بلوک و $b_{bl}$ عرض آن باشد، بار مرده اجزای سقف تیرچه و بلوک در واحد سطح از روابط زیر حاصل می‌آید:

$$w_1 = \frac{w_{bl}}{b \times b_{bl}} \qquad (پ۱-۱)$$

$$w_2 = \frac{b_w \times h}{b} \times \rho \qquad (پ۱-۲)$$

$$w_3 = t \times \rho \qquad (پ۱-۳)$$

$\rho$ وزن واحد حجم بتن‌آرمه و برابر ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب می‌باشد.

و در نتیجه بار مرده سقف تیرچه و بلوک در واحد سطح از جمع سه وزن فوق الذکر بدست می‌آید:

$w = w_1 + w_2 + w_3$ بار مرده واحد سطح سقف تیرچه و بلوک (پ۱-۴)

به عنوان مثال، در صورتی که فاصله محور تا محور تیرچه‌ها برابر ۵۰ سانتی‌متر و عرض جان تیرچه برابر ۱۲ سانتی‌متر بوده و از بلوک‌های سفالی با ارتفاع ۲۵ سانتی‌متر و عرض ۲۰ سانتی‌متر و به وزن هر یک ۱۲ کیلوگرم استفاده شود و ضخامت دال بتنی روی بلوک‌ها به ۵ سانتی‌متر برسد (ارتفاع کل سقف ۳۰ سانتی‌متر است)، بار مرده اجزای این سقف طبق روابط ذکر شده، برابر است با:

$$w_1 = \frac{12}{0.5 \times 0.2} = 120 \quad kg/m^2$$

$$w_2 = \frac{0.12 \times 0.25}{0.5} \times 2500 = 150 \quad kg/m^2$$

$$w_3 = 0.05 \times 2500 = 125 \quad kg/m^2$$

و بار مرده کل این سقف تیرچه و بلوک برابر است با:

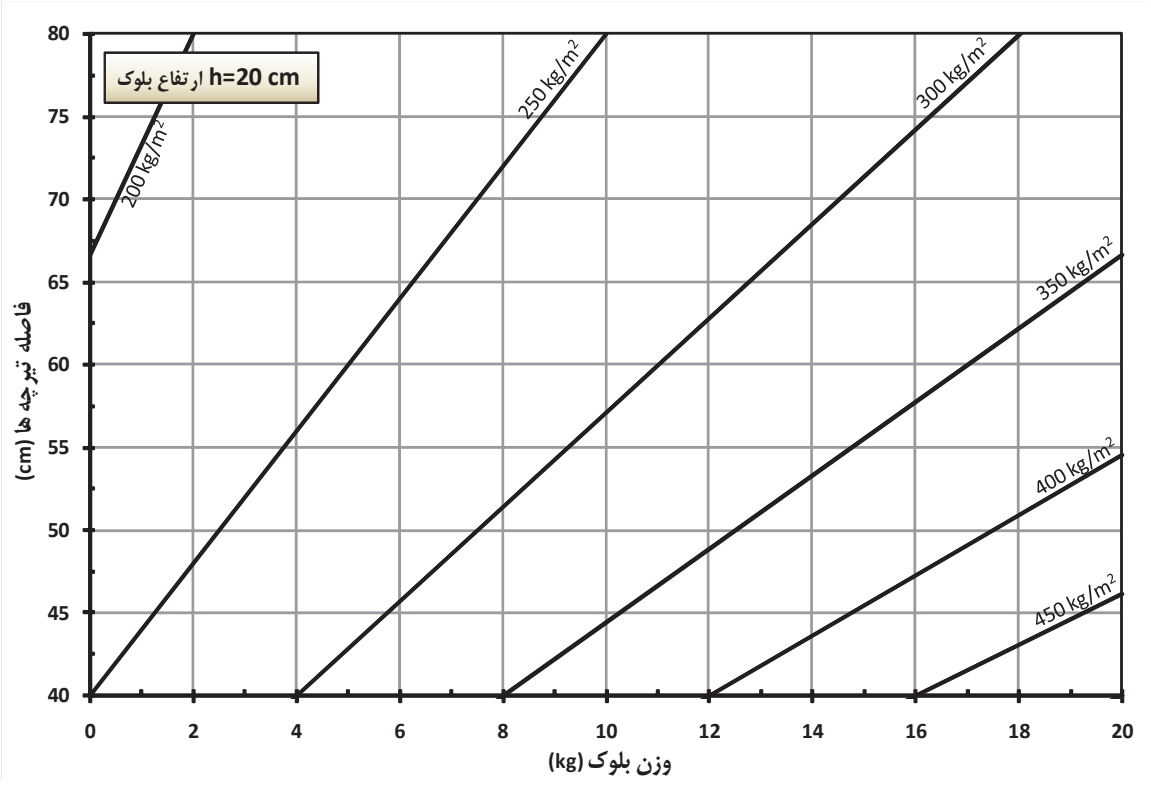
$$w = w_1 + w_2 + w_3 = 120 + 150 + 125 = 395 \quad kg/m^2$$

## پ ۱-۲- نمودارهای وزن سقف تیرچه و بلوک

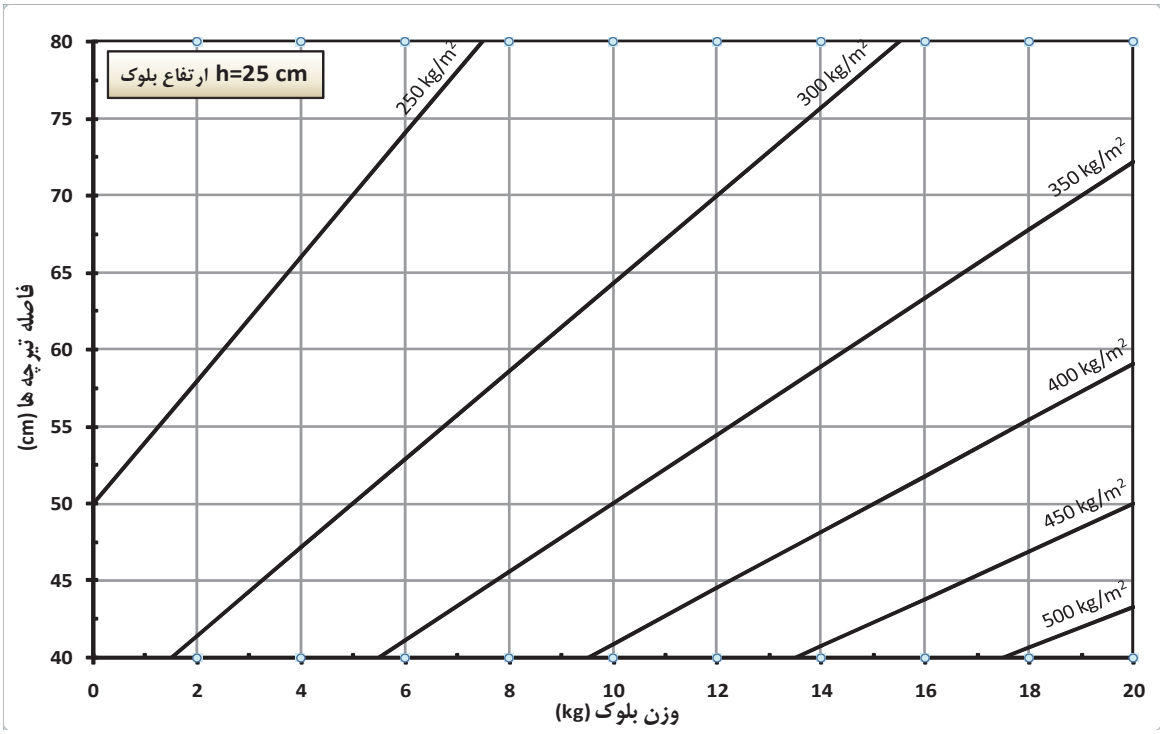
در ادامه، نمودارهایی جهت بدست آوردن وزن سقف تیرچه و بلوک بدون نیاز به محاسبه ارائه شده است. تعداد این نمودارها ۳ عدد می‌باشد که تفاوت آنها در ارتفاع بلوک‌ها (h) می‌باشد. در تهیه این نمودارها، عرض جان تیرچه‌ها ($b_w$) برابر ۱۰ سانتی‌متر و عرض بلوک‌ها ( $b_{bl}$ ) نیز ۲۰ سانتی‌متر فرض شده است. ضخامت دال بتنی روی تیرچه‌ها (t) نیز برابر ۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

در صورتی که مشخصات سقف تیرچه و بلوک با فرض‌های فوق مغایرت داشته باشد، کاربر باید به جای استفاده از نمودارهای ارائه شده، از روش محاسباتی استفاده نماید.

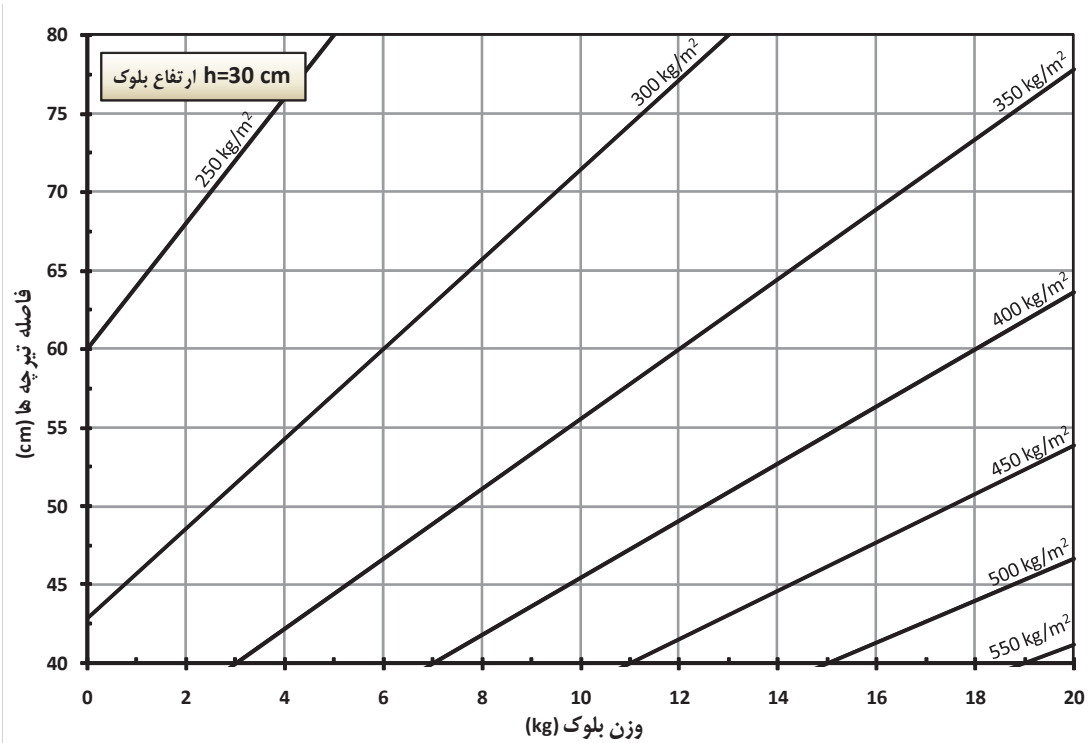
برای استفاده از این نمودارها، ابتدا با توجه به ارتفاع بلوک‌ها (h)، نمودار مورد نظر را انتخاب می‌کنیم. از روی محور افقی، وزن یک بلوک به عرض ۲۰ سانتی‌متر را تعیین کرده و خطی به موازات محور قائم ترسیم می‌کنیم. سپس از روی محور قائم نیز فاصله محور تا محور تیرچه‌ها (b) را انتخاب کرده و خطی به موازات محور افقی ترسیم می‌نماییم. از روی محل تلاقی این دو خط و درون‌یابی خطی، وزن واحد سطح سقف تیرچه و بلوک حاصل می‌شود.




**نمودار پ ۱-۱- وزن سقف تیرچه و بلوک با ارتفاع بلوک ۲۰ سانتی‌متر**




نمودار پ ۱-۲- وزن سقف تیرچه و بلوک با ارتفاع بلوک ۲۵ سانتی‌متر




نمودار پ ۱-۳- وزن سقف تیرچه و بلوک با ارتفاع بلوک ۳۰ سانتی‌متر

# پیوست ۳

## مبانی طراحی

## پ ۳-۱- مقدمه

به‌منظور تفهیم بیشتر رفتار اعضای بتن مسلح تحت خمش و برش، در این فصل مبانی مربوطه و نیز ضوابط طراحی اعضای بتنی تشریح می‌گردد. همچنین در انتها ضوابط مربوط به محاسبه‌ی طول آرماتور تقویتی در تیرچه‌های خرپایی عنوان می‌گردد.

## پ ۳-۲- رفتار و طراحی اعضای بتن مسلح تحت خمش

به علت کم بودن مقاومت کششی بتن در مقایسه با مقاومت فشاری آن، تیرهای بتنی غیرمسلح کارآیی خوبی به عنوان اعضای خمشی ندارند. به عبارت دیگر در چنین تیرهایی خیلی زودتر از آنکه بتن ناحیه‌ی فشاری به مقاومت نهایی خود برسد، به علت ناچیزبودن مقاومت کششی بتن، خرابی رخ می‌دهد. به همین علت است که در تیرهای بتنی، آرماتورهای مسلح کننده در ناحیه‌ی کششی قرار داده می‌شود. این آرماتورها تا حد امکان باید در نزدیکی تارهای خارجی کششی قرار گیرند و فقط حدود چند سانتی‌متر بتن به منظور مقاومت در مقابل خوردگی فولاد و یا آتش‌سوزی، به عنوان قشر پوشش روی آرماتورهای کششی در نظر گرفته می‌شود. در چنین تیرهایی که به نام تیرهای بتن مسلح خوانده می‌شوند، کشش ناشی از خمش توسط آرماتورهای مسلح‌کننده و فشار ناشی از خمش توسط بتن ناحیه فشاری تحمل می‌شود. عملکرد مشترک فولاد و بتن وقتی امکان‌پذیر خواهد بود که بین آنها پیوستگی کامل وجود داشته باشد و آرماتورها در داخل بتن نلغزند که به علت طبیعت فولاد و بتن، چسبندگی بعد از گرفتن بتن تأمین می‌شود.

### پ ۳-۲-۱- طراحی در حالت حدی نهایی

در طراحی در حالت حدی نهایی، نیروهای نهایی $S_u$، در مقاطع مختلف سازه، شامل لنگرهای خمشی، نیروهای محوری، نیروهای برشی و لنگرهای پیچشی، باید براساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات مختلف بارهای نهایی تعیین شوند. روش تحلیل طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران، تحلیل خطی (الاستیک) یا تحلیل خطی با بازپخش محدود و یا تحلیل غیر خطی هندسی می‌باشد. استفاده از تحلیل پلاستیک (خمیری) فقط برای دال‌ها و پوسته‌ها مجاز می‌باشد.

#### پ ۳-۲-۱-۱- ضرایب تشدید بار

برای تحلیل سازه به کمک روش‌های الاستیک معمول، بارهای بهره‌برداری یا بدون ضریب، در ضرایب تشدید بار مربوطه ضرب می‌شوند و سپس سازه در مقابل این بارها که به بارهای نهایی یا بارهای ضریب‌دار موسومند، تحلیل می‌شوند. با تحلیل سازه، نیروهای داخلی نهایی یا ضریب‌دار (شامل نیروهای محوری و برشی و لنگر خمشی) تعیین می‌گردند که آنها را با اندیس U نمایش می‌دهیم (مثلاً لنگر خمشی نهایی به صورت $M_u$ نشان داده می‌شود). به عنوان مثال اگر بارهای بهره‌برداری مؤثر بر سازه، بار مرده‌ی D و بار زنده‌ی L باشند، ترکیب بار نهایی برابر خواهد شد با:

$$S_u = 1.25D + 1.5L \qquad \text{(پ ۳-۱)}$$

پس از اعمال بارهای نهایی یا ضریب‌دار بر سازه و تحلیل آن، نیروهای نهایی $V_u$، $P_u$ و $M_u$ در هر مقطع قابل محاسبه خواهند بود.

پس از محاسبه‌ی نیروهای داخلی، نوبت به محاسبه‌ی ظرفیت نهایی مقطع می‌رسد که آن را با اندیس r نمایش می‌دهند.

برای ایمنی سازه باید داشته باشیم:

$$M_r \geq M_u \qquad \text{(پ ۳-۲)}$$

در این رابطه :

$M_r$ : ظرفیت خمشی نهایی مقطع

$M_u$ : لنگر خمشی داخلی نهایی مقطع

### پ ۳-۲-۱-۲- ضرایب تقلیل مقاومت

برای منظور کردن اثر تغییرات در مقاومت‌های مشخصه فولاد و بتن در طراحی، این مقادیر در ضرایب تقلیل ظرفیت ضرب می‌گردد. مقدار ضریب تقلیل ظرفیت بتن، $\phi_c = 0.6$ و مقدار ضریب تقلیل فولاد، $\phi_s = 0.85$ می‌باشد. با ضرب این مقادیر در مقاومت‌های مشخصه، مقاومت مشخصه طرح به دست می‌آید:

$$\phi_c f_c = 0.6 f_c \quad \text{مقاومت مشخصه طرح بتن} \qquad \text{(پ ۳-۳)}$$

$$\phi_s f_y = 0.85 f_y \quad \text{مقاومت مشخصه طرح فولاد} \qquad \text{(پ ۳-۴)}$$

### پ ۳-۲-۱-۳- مقاومت نهایی مقطع، بلوک تنش مستطیلی

روش ارائه شده برای تعیین مقاومت نهایی مقطع مستطیل که بر پایه‌ی اصول مکانیک و نتایج تجربی آزمایشگاهی قرار دارد، قابل کاربرد برای مقطع غیر مستطیلی نیز می‌باشد. این روش نه تنها قابل استفاده برای سایر اشکال است، بلکه از آن می‌توان برای حالتی که ترکیب نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی وجود دارد نیز استفاده نمود. معادلات مناسب برای تعیین ظرفیت نهایی تیرها و تیر–ستون‌ها، در صورت استفاده از بلوک تنش سهمی، بسیار پیچیده و استفاده از آن بسیار پرکار و طولانی خواهد بود و مهم‌تر اینکه در هنگام استفاده از این معادلات، هیچ گونه درک فیزیکی در ذهن مهندس محاسب به وجود نخواهد آمد و مسئله‌ی طراحی صرفاً تبدیل به عددگذاری در یک معادله‌ی خاص و نتیجه گرفتن خواهد بود که اگر اشتباهی در این عملیات صورت پذیرد، به واسطه‌ی عدم درک فیزیکی کافی از معادله، به صورت پنهان باقی خواهد ماند.

برای غلبه بر مشکلات فوق، سعی بر این است که بلوک تنش سهمی را با یک شکل هندسی ساده‌تر که از لحاظ استاتیکی معادل آن باشد، جایگزین نمود. یکی از اشکال ساده، بلوک تنش مستطیلی می‌باشد که اول بار توسط سی، اس، ویتنی[1] پیشنهاد شد و امروزه استفاده از آن متداول و مورد قبول آیین‌نامه‌ی بتن ایران نیز می‌باشد (شکل پ ۳-۱).

1.C.S.Whitney

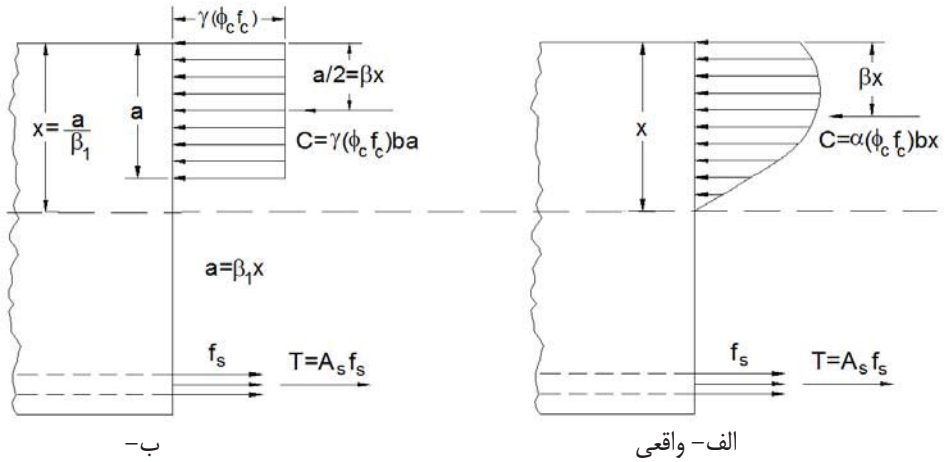
مطابق (شکل پ ۳-۱ب)، ارتفاع بلوک تنش مستطیلی a به صورت نسبتی از ارتفاع تار خنثی $a=\beta_1 x$ و شدت تنش آن به صورت $\gamma(\phi_c f_c)$ بیان می‌شود. اکنون با معادل قراردادن بلوک تنش مستطیلی با بلوک تنش واقعی، می‌توان مقادیر $\beta_1$ و $\gamma$ را تعیین کرد.

مساوی بودن برآیند دو بلوک تنش نشان می‌دهد:

$$C=\alpha(\phi_c f_c)xb=\gamma(\phi_c f_c)ab\rightarrow\gamma=\alpha\frac{x}{a} \qquad \text{(پ ۳-۵)}$$

که اگر $a=\beta_1 x$ در نظر گرفته شود، $\gamma=\alpha/\beta_1$ به دست می‌آید. شرط یکی بودن محل برآیندها نیز نتیجه می‌دهد که:

$$\beta_1=2\beta \qquad \text{(پ ۳-۶)}$$




**شکل پ ۳-۱- بلوک تنش واقعی و بلوک تنش مستطیلی معادل (با اعمال ضرایب جزئی ایمنی)**

در دو سطر اول (جدول پ ۳-۱) مقادیر تجربی $\alpha,\beta$ و در دو سطر بعدی آن مقادیر $\beta_1$ و $\gamma$ نشان داده شده‌اند. همان‌طور که دیده می‌شود مقدار $\gamma$ بستگی زیادی به $f_c$ ندارد و می‌تواند برای تمام انواع بتن، مساوی ۰٫۸۵ در نظر گرفته شود. بنابراین بدون توجه به $f_c$، نیروی فشاری بتن در یک تیر با مقطع مستطیلی با پهنای b در حالت حدی نهایی برابر است با:

$$C=0.85(\phi_c f_c)ab \qquad \text{(پ ۳-۷)}$$

**جدول پ ۳-۱- ضرایب بلوک تنش بتن**

| ضرایب | $f_c$(MPa) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | ≤۳۰ | ۳۵ | ۴۰ | ۴۵ | ۵۰ | ≥۵۵ |
| $\alpha$ | ۰٫۷۲ | ۰٫۶۸ | ۰٫۶۴ | ۰٫۶۲ | ۰٫۶۰ | ۰٫۵۶ |
| $\beta$ | ۰٫۴۲۵ | ۰٫۴۰۰ | ۰٫۳۸۵ | ۰٫۳۶۵ | ۰٫۳۵۰ | ۰٫۳۲۵ |
| $\beta_1=2\beta$ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۰ | ۰٫۷۷ | ۰٫۷۳ | ۰٫۷۰ | ۰٫۶۵ |
| $\gamma=\alpha/\beta_1$ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۵ | ۰٫۸۶ | ۰٫۸۶ |

در رابطه‌ی (پ ۳-۷)، $a = \beta_1 x$ ارتفاع بلوک تنش مستطیلی می‌باشد. ضریب $\beta_1$ برای بتن با مقاومت فشاری مشخصه تا ۳۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع)، برابر ۰٫۸۵ است. برای مقاومت‌های بیشتر، به ازای هر مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) افزایش مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، مقدار $\beta_1$ به صورت خطی به اندازه‌ی ۰٫۰۰۸ کاهش می‌یابد که هیچ وقت نباید از ۰٫۶۵ کمتر گردد. در حالت کلی داریم:

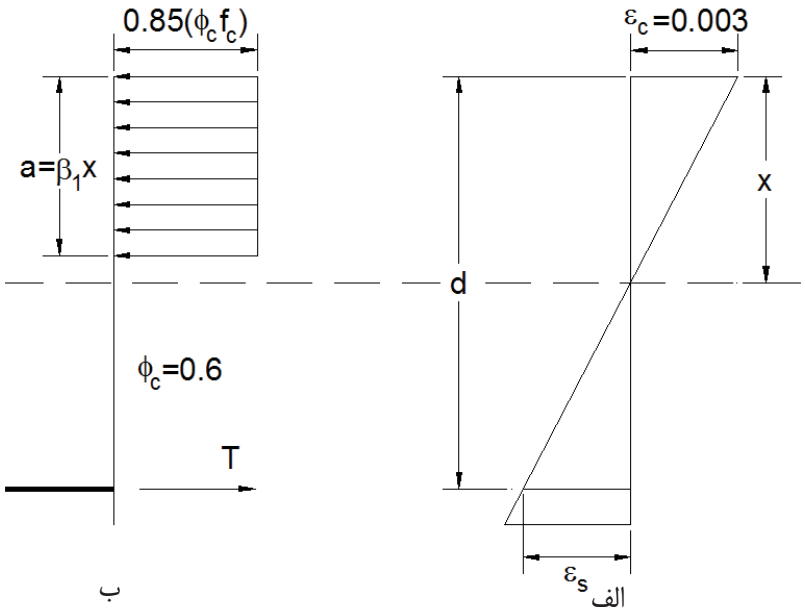
$$f_c \le 30 \ \text{MPa (N/mm}^2) \qquad \beta_1 = 0.85 \qquad \text{(پ ۳-۸)}$$

$$30 \le f_c \le 55 \ \text{MPa (N/mm}^2) \qquad \beta_1 = 0.85 - 0.008(f_c - 30) \qquad \text{(پ ۳-۹)}$$

$$f_c \ge 55 \ \text{MPa (N/mm}^2) \qquad \beta_1 = 0.65 \qquad \text{(پ ۳-۱۰)}$$

در این فصل، کلیه‌ی محاسبات مربوط به تعیین مقاومت نهایی تیرها، با استفاده از بلوک تنش مستطیلی صورت می‌گیرد. معیارهای شکست مقطع نیز تسلیم فولاد آرماتورها و یا رسیدن تغییر شکل نسبی فشاری بتن به ۰/۰۰۳ می‌باشد. استفاده از بلوک تنش مستطیلی نه تنها باعث ساده شدن معادلات می‌شود، بلکه باعث می‌گردد که همواره یک درک فیزیکی و تصویری ذهنی از توزیع تنش‌های داخلی مقطع در ذهن طراح وجود داشته باشد.

با توجه به مطالب ارائه شده، بلوک تنش مستطیلی را می‌توان به صورت (شکل پ ۳-۲ب) در نظر گرفت. در (شکل پ ۳-۲)، $f_c$ مقاومت مشخصه‌ی فشاری بتن و $\phi_c = 0.6$ ضریب تقلیل ظرفیت آن می‌باشد.




**شکل پ ۳-۲- بلوک تنش مستطیلی**

بنابراین عرض بلوک تنش مستطیلی را می‌توان به صورت زیر منظور نمود:

$$\text{عرض بلوک تنش مستطیلی} = 0.85(\phi_c f_c) \qquad \text{(پ ۳-۱۱)}$$

## پ ۳-۲-۲- طراحی تیرهای مستطیلی در حالت حدی نهایی

### پ ۳-۲-۲-۱- تیر مستطیلی با آرماتور کششی تنها

در تیرهای بتن مسلح با آرماتور کششی تنها، شکست خمشی به دو صورت حادث می‌شود. اگر نسبت آرماتور $\rho$ کمتر از نسبت آرماتور متعادل $\rho_b$ باشد (اصطلاحاً به این حالت، تیر با فولاد کم گفته می‌شود)، در اثر لنگرهای اضافه، ابتدا فولاد آرماتورهای کششی جاری می‌شود. با جاری شدن فولاد و ثابت ماندن نیروی کششی $T = A_s(\phi_s f_y)$، به منظور ایجاد مقاومت خمشی بیشتر در مقطع، تار خنثی به طرف بالا حرکت می‌کند تا بازوی لنگر افزایش یابد. با بالا رفتن تار خنثی، ناحیه‌ی فشاری بتن آن‌قدر کوچک می‌شود تا لحظه‌ای که بتن تحت فشار خرد گردد. به این نوع شکست، شکست فشاری ثانوی گفته می‌شود. تا هنگام رسیدن تیر به این نوع شکست به علت جاری شدن فولاد، ترک‌ها و تغییرشکل‌های بسیار بزرگی در تیر رخ می‌دهد که عامل اخطاردهنده‌ای قبل از خرابی می‌باشد. برعکس، اگر نسبت آرماتور مقطع بزرگتر از نسبت آرماتور متعادل باشد، در اثر لنگر اضافه، قبل از جاری شدن فولاد، بتن ناحیه‌ی فشاری به طور ناگهانی می‌شکند و باعث شکست کلی مقطع می‌شود. این نوع شکست به شکست فشاری موسوم است. با توجه به عامل اخطاردهنده، آیین‌نامه‌ها تصریح می‌کنند که تیر همواره باید با فولاد کم طراحی شود. راه رسیدن به این مطلوب آن است که نسبت آرماتور مقطع، کمتر از نسبت آرماتور متعادل باشد. با توجه به (شکل پ ۳-۳)، ارتفاع تار خنثی در مقطع متعادل، یعنی نسبت آرماتوری که به ازای آن به طور هم‌زمان، بتن ناحیه‌ی فشاری به کرنش حداکثر ۰/۰۰۳ و فولاد آرماتورهای کششی به حد جاری‌شدن می‌رسد، با توجه به تشابه مثلث‌ها برابر می‌شود با:

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_s} = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} = \frac{600}{600 + f_y} \qquad \text{(پ ۳-۱۲)}$$

با اعمال معادله‌ی تعادل نیروها در مقطع نتیجه می‌شود:

$$C = T$$

$$0.85(\phi_c f_c)ba = A_s(\phi_s f_y) \qquad \text{(پ ۳-۱۳)}$$

برای مقطع معادل، $a = a_b = \beta_1 x_b$ می‌باشد. در نتیجه، رابطه‌ی (پ ۳-۱۳) به صورت زیر در می‌آید:

$$0.85(\phi_c f_c)b\beta_1 \frac{600}{600 + f_y} d = A_{sb}(\phi_s f_y) \qquad \text{(پ ۳-۱۴)}$$

با تعریف نسبت آرماتور متعادل $\rho_b = A_{sb}/(bd)$، از رابطه‌ی (پ ۳-۱۴) نتیجه می‌شود:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \qquad \text{(پ ۳-۱۵)}$$

آیین‌نامه‌ی بتن ایران به منظور اطمینان از شکست شکل‌پذیر، حداکثر نسبت آرماتور کششی را به نسبت آرماتور متعادل محدود می‌کند:

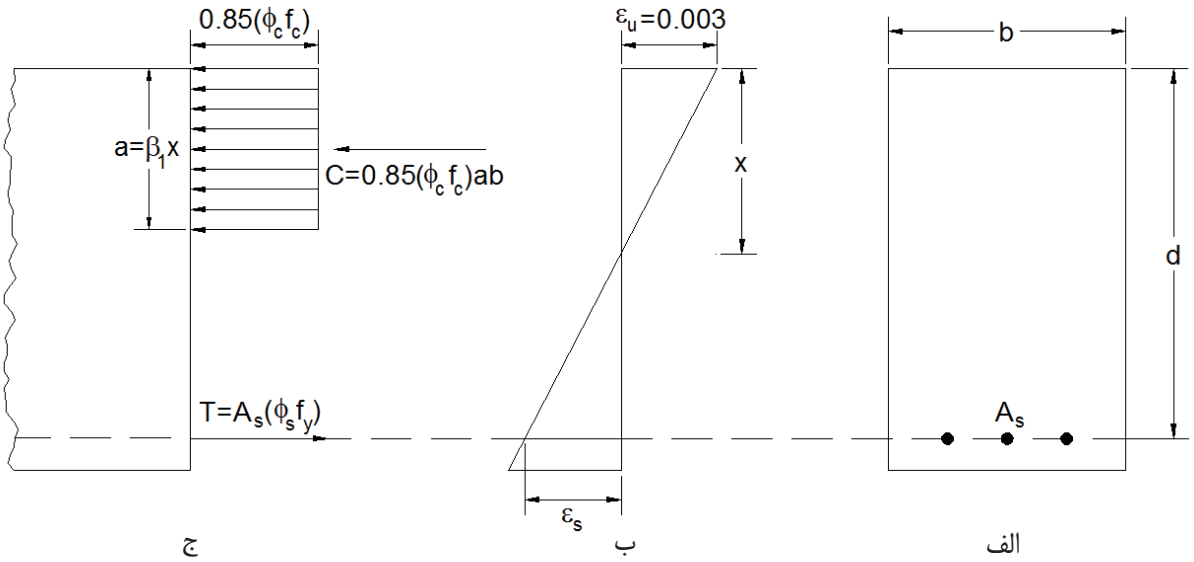
$$\rho_{max} = \rho_b \qquad \text{(پ ۳-۱۶)}$$

در تمام مقاطعی که این نسبت رعایت می‌شود، از تعادل نیروی کششی T شکل و فشاری C داریم:

$$C = T$$

$$0.85(\phi_c f_c)ba = A_s(\phi_s f_y) \qquad \text{(پ ۳-۱۷)}$$

$$a = \frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85b(\phi_c f_c)} \qquad \text{(پ ۳-۱۸)}$$




**شکل پ ۳-۳- مقطع مستطیلی با آرماتور کششی تنها**

از طرف دیگر، با گرفتن لنگر نیروی کشش T نسبت به محل برآیند نیروی فشاری C، لنگر مقاوم نهایی $M_r$ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$M_r = A_s(\phi_s f_y)(d - 0.5a) \qquad \text{(پ ۳-۱۹)}$$

با قراردادن مقدار a در معادله‌ی فوق به دست می‌آوریم:

$$M_r = A_s(\phi_s f_y)[d - 0.5\frac{A_s}{b} \times \frac{(\phi_s f_y)}{0.85(\phi_c f_c)}] \qquad \text{(پ ۳-۲۰)}$$

روابط (پ ۳-۱۸) تا (پ ۳-۲۰)، روابط اساسی در تحلیل تیرهای مستطیلی بدون آرماتور فشاری هستند.

### پ ۳-۲-۲-۲- نسبت آرماتور حداقل

در تیرهایی که مقدار آرماتور آنها کم باشد، نوع دیگری از شکست می‌تواند رخ دهد. اگر مقاومت خمشی مقطع ترک خورده همراه با آرماتور، کمتر از لنگری باشد که می‌تواند در یک مقطع ترک‌نخورده ایجاد ترک نماید، با تشکیل اولین ترک، تیر شکسته می‌شود. برای مقابله با این نوع شکست، با مساوی قرار دادن لنگر لازم برای ایجاد ترک در یک مقطع ترک‌نخورده (با استفاده از مدول گسیختگی بتن) و لنگر مقاوم مقطع ترک‌خورده مسلح، رابطه‌ی (پ ۳-۲۱) به دست می‌آید:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \qquad \text{(پ ۳-۲۱)}$$

طبق بند آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، نسبت آرماتور بکار رفته در تیرها نباید از بزرگترین مقادیر زیر کمتر باشد:

$$\rho_{min} = Max(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}) \qquad \text{(پ ۳-۲۲)}$$

در این دو رابطه، $f_c$ مقاومت مشخصه بتن بر حسب MPa ($N/mm^2$) و $f_y$ مقاومت مشخصه‌ی فولاد آرماتور برحسب MPa ($N/mm^2$) می‌باشند. طبق آیین‌نامه، مقدار نسبت آرماتور فوق هم برای مقاطع لنگر مثبت و هم برای لنگر منفی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مقاطع T شکل و تیرچه‌ها که در آنها جان مقطع در کشش قرار دارد، نسبت $\rho$ برای این منظور باید با بکار بردن عرض جان محاسبه شود. در صورتی که مقدار سطح مقطع آرماتور قرار داده شده در مقطع، بزرگتر یا مساوی چهار سوم سطح مقطع آرماتور محاسبه شده براساس نیازهای خمش باشد، احتیاج به رعایت حداقل نسبت آرماتور فوق نمی‌باشد. برای دال‌های با ضخامت ثابت، حداقل سطح مقطع و حداکثر فاصله‌ی آرماتورهای در جهت دهانه، باید براساس ضوابط مربوط به آرماتور حرارتی و جمع‌شدگی دال‌ها تعیین گردد.

## پ ۳-۲-۳- طراحی تیرهای بالدار (T شکل) در حالت حدی نهایی

### پ ۳-۲-۳-۱- رفتار تیر T شکل

در سازه‌های بتن مسلح، به استثنای سازه‌های پیش‌ساخته، همیشه دال با تیرهای حمال آن به طور یکپارچه قالب‌بندی و بتن‌ریزی می‌شود. همچنین آرماتورهای فشاری و مقداری از ارتفاع خاموت تیر، در داخل دال بتنی قرار می‌گیرد. همین موضوع باعث می‌شود که قسمتی از پهنای دال به عنوان قسمت فوقانی تیر در مقابل فشار ناشی از خمش عمل نماید. در نتیجه مقطع تیر به جای مستطیل به شکل T در می‌آید. دال بتنی، بال مقطع T شکل و قسمتی از تیر که از زیر دال برجسته است، جان تیر T شکل را تشکیل می‌دهد. در چنین حالتی چون بال تیر T شکل به عنوان دال بتنی عمل می‌نماید، در امتداد عرضی (عمود بر امتداد خمش تیر) تحت تنش قرار می‌گیرد. تنش عرضی فشاری باعث ازدیاد مقاومت فشاری طولی و تنش عرضی کششی باعث کاهش مقاومت فشاری طولی بال تیر T شکل می‌شود. لیکن در طراحی، هیچ کدام از دو عامل فوق در نظر گرفته نمی‌شود.

حال مسئله این است که چه عرضی از دال بتنی به عنوان عرض بال فشاری مقطع T شکل وارد عمل می‌شود. در (شکل پ ۳-۴ الف) آشکار است که اگر بال به مقدار کمی پهن‌تر از جان تیر T شکل باشد، تمام بال در مقابله با نیروی فشاری مؤثر خواهد بود. در مقابل در سیستم دال و تیر نشان داده شده در (شکل پ ۳-۴ب)،مشاهده می‌شود که قسمت میانی دال واقع بین دو تیر مجاور، کمتر از مناطق نزدیک جان، تحت تنش فشاری طولی قرار می‌گیرد.

این موضوع به خاطر تغییرشکل‌های برشی بال می‌باشد که باعث آزاد کردن تنش فشاری طولی در مناطقی دور از جان تیر T شکل می‌شود.

با توجه به این‌که توزیع تنش‌های فشاری در تمام عرض بال یکسان نمی‌باشد، برای مقاصد طراحی راحت‌تر است عرض مؤثری از بال فشاری را تعریف نماییم که فرض شود به طور یکنواخت تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد. مطالعات تئوریک نشان می‌دهد که عرض مؤثر بال فشاری بستگی به طول دهانه، ضخامت بال و نوع بارگذاری تیر دارد.

توصیه‌های آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) در مورد عرض مؤثر بال فشاری به قرار زیر است:

۱- برای تیرهای T شکل متقارن، عرض مؤثر بال فشاری b کوچکترین سه مقدار زیر می‌باشد:

الف – $\frac{۱}{۴}$ طول دهانه‌ی آزاد برای تیرهای یکسره و $\frac{۲}{۵}$ طول دهانه‌ی آزاد برای تیرهای ساده

ب – ۱۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر T شکل

ج – فاصله‌ی مرکز به مرکز دو تیر مجاور

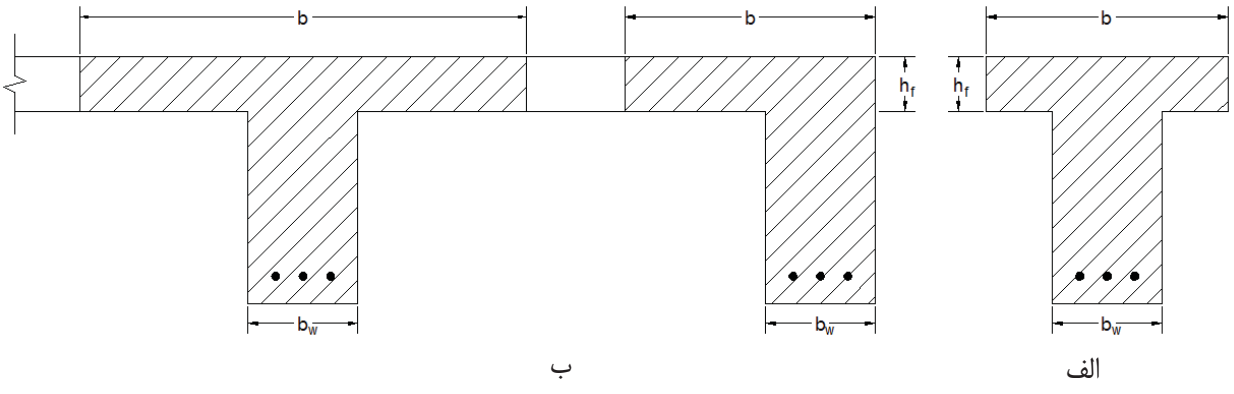
۲- برای تیرهای ⌐ (که تیرهای موجود در لبه‌ی ساختمان غالباً چنین وضعیتی دارند) عرض مؤثر b کوچکترین سه مقدار زیر خواهد بود:

الف- $\frac{۱}{۱۲}$ دهانه‌ی آزاد به علاوه عرض جان تیر

ب- ۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر

ج- $\frac{۱}{۲}$ فاصله‌ی خالص (فاصله‌ی تودلی) تا تیر مجاور به علاوه عرض جان تیر

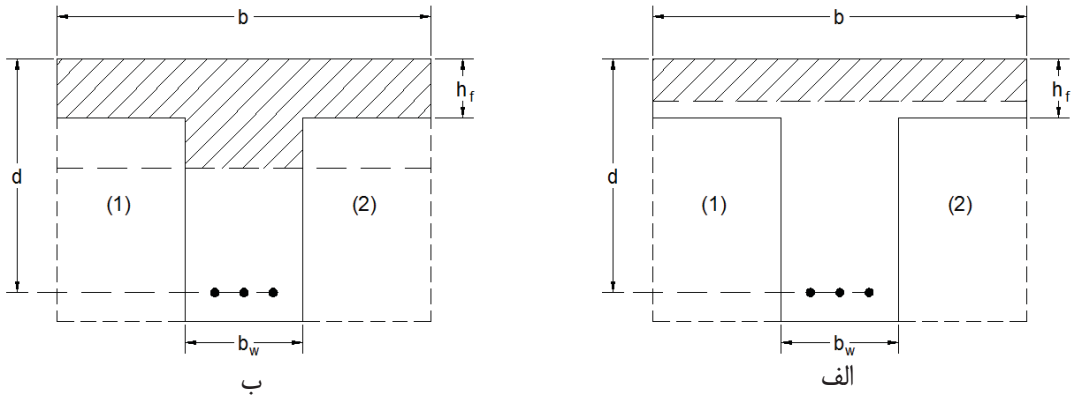
۳- در تیرهای T شکل مجزا که در آنها بال به منظور ازدیاد ناحیه فشاری در نظر گرفته می‌شود، ضخامت بال نباید کمتر از نصف عرض جان باشد و همچنین عرض مؤثر بال نباید از ۴ برابر عرض جان تجاوز نماید.




**شکل پ ۳-٤- عرض موثر بال تیر T شکل**

بسته به مشخصات هندسی مقطع، مقدار آرماتورهای کششی و مقاومت مصالح به کار رفته، تار خنثای مقطع T شکل ممکن است در ناحیه‌ی بال و یا ناحیه‌ی جان قرار بگیرد. اگر تار خنثی در داخل بال قرار بگیرد (ارتفاع تار خنثی کمتر از ضخامت بال $h_f$ باشد)، مقطع T شکل را می‌توان همانند مقطع مستطیل با عرض مساوی عرض مؤثر بال تیر T شکل یعنی b، طراحی نمود. (شکل پ ۳-۵ الف) یک مقطع T شکل را نشان می‌دهد که تار خنثای آن در داخل بال قرار دارد. ناحیه‌ی فشاری این مقطع به صورت هاشورخورده از سایر قسمت‌های آن مشخص شده است. اگر نواحی ۱ و ۲ نیز به مقطع T شکل اضافه شوند، مقطع تبدیل به مستطیلی با عرض b می‌شود. با این کار چیزی بر مقاومت خمشی مقطع اضافه نمی‌شود، چون نواحی ۱ و ۲ در ناحیه‌ی کششی قرار دارند و بتن ناحیه‌ی کششی در مقاومت خمشی نادیده انگاشته می‌شود. بنابراین مقطع T شکل اصلی و مقطع مستطیل فرضی از لحاظ مقاومت خمشی یکسان هستند و می‌توان برای تحلیل مقطع T شکل دراین حالت، از روابط مقطع مستطیلی استفاده نمود.

وقتی که تار خنثی در ناحیه‌ی جان تیر T شکل قرار می‌گیرد (شکل پ ۳-۵ ب)، دیگر تحلیل مقطع مستطیلی را نمی‌توان در مورد آن به کار بست و باید تحلیل جدید مناسب با رفتار خمشی یک تیر T شکل برای آن ارائه شود.




**شکل پ ۳-۵- رفتار تیر T شکل**

### پ ۳-۲-۳-۲- تحلیل مقطع T شکل

در تحلیل مقطع T شکل، از همان بلوک تنش فشاری مشابه مقطع مستطیلی استفاده می‌نماییم. اگر چه بلوک تنش فشاری با شدت ثابت $0.85\phi_c f_c$ اساساً برای مقطع مستطیلی فرض شده است، لیکن نتایج آزمایشگاهی که بر روی مقاطع T شکل، دایره و مثلثی انجام شده، نمایانگر این موضوع می‌باشد که با دقت کافی در تمام موارد فوق‌الذکر می‌توانیم از بلوک تنش مستطیلی استفاده نماییم.

بنابراین هرگاه ارتفاع بلوک تنش مستطیلی مساوی با ضخامت بال و یا کمتر از آن باشد، مقطع T شکل همانند یک مقطع مستطیلی با عرض مؤثر b خواهد بود. (شکل پ ۳-۶ الف)،یک مقطع T شکل را با عرض بال مؤثر b، عرض جان $b_w$، ضخامت بال $h_f$ و ارتفاع مؤثر d نشان می‌دهد. اگر به عنوان تقریب اول فرض نماییم که ارتفاع بلوک تنش مستطیلی تماماً در ضخامت $h_f$ قرار می‌گیرد، می‌توان نوشت:

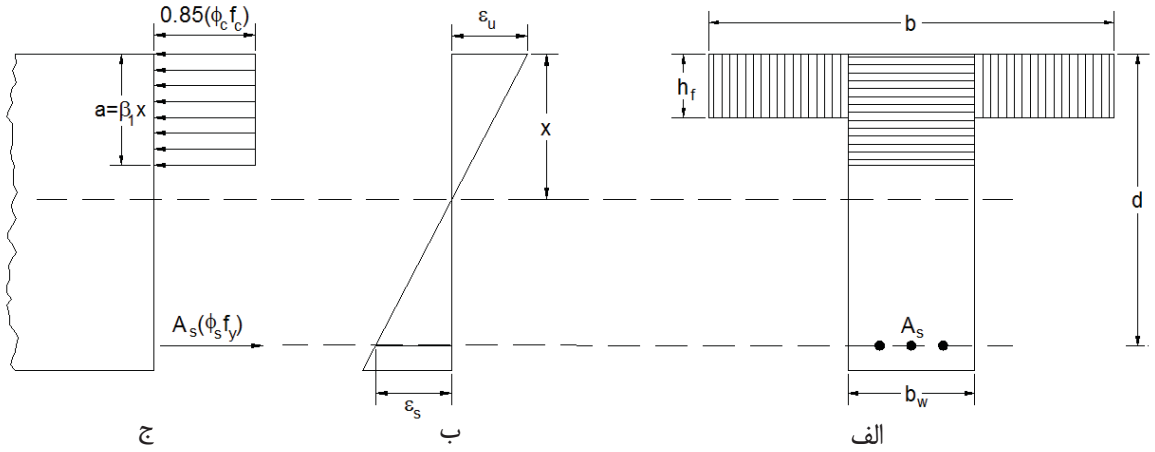
$$a = \frac{A_s(\phi_s f_y)}{0.85b(\phi_c f_c)} \qquad \text{(پ ۳-۲۳)}$$

اگر a به دست آمده از رابطه‌ی فوق مساوی و یا کمتر از $h_f$ باشد، مقطع می‌تواند همانند مقطع مستطیلی با پهنای b و ارتفاع d تحلیل گردد. اگر a بزرگتر از $h_f$ به دست آید، تحلیل مقطع T شکل بدین صورت انجام می‌گیرد.

در تشکیل معادلات مقطع T شکل فرض می‌کنیم مقاومت نهایی مقطع با جاری شدن فولاد آرماتورهای کششی فرا می‌رسد. با توجه به ناحیه‌ی فشاری بزرگی که توسط بال تأمین می‌شود، این فرض در اکثر موارد عملی صحیح است. البته شرطی برای حداکثر آرماتور کششی برقرار می‌کنیم که تأمین‌کننده‌ی فرض فوق باشد.

برای محاسبات، مساحت آرماتورهای کششی را به دو قسمت تقسیم می‌نماییم. قسمت اول که با $A_{sf}$ نشان داده می‌شود، مقدار سطح مقطع آرماتوری است که اگر تا تنش $f_y$ تحت تنش قرار گیرد، با نیروی فشاری ناحیه‌ی برجسته‌ی بال در دو طرف جان که به طور یکنواخت تحت تنش $0.85\phi_c f_c$ قرار دارد، متعادل می‌شود (سطح هاشور خورده عمودی در (شکل پ ۳-۶ الف).

$$A_{sf} = \frac{0.85(\phi_c f_c)(b - b_w)h_f}{(\phi_s f_y)} \qquad \text{(پ ۳-۲۴)}$$




**شکل پ ۳-۶- توزیع تغییر شکل نسبی (کرنش) و تنش در مقطع T شکل**

دو نیروی $A_{sf}(\phi_s f_y)$ و معادل و مخالف آن یعنی $0.85(\phi_c f_c)(b - b_w)h_f$ تشکیل یک زوج نیرو با بازوی $(d - \frac{h_f}{2})$ می‌دهند که لنگر مقاوم $M_{rf}$ را تشکیل می‌دهد:

$$M_{rf} = A_{sf}(\phi_s f_y)(d - \frac{h_f}{2}) \qquad \text{(پ ۳-۲۵)}$$

قسمت دوم، باقیمانده‌ی مساحت آرماتور $(A_s - A_{sf})$ می‌باشد که تا تنش $(\phi_s f_y)$ تحت تنش قرار گرفته است. این قسمت توسط ناحیه‌ی فشاری منطقه مستطیلی مقطع متعادل می‌شود (سطح هاشور خورده‌ی افقی در (شکل پ ۳-۶ الف). با نوشتن معادله تعادل در امتداد افق، ارتفاع بلوک تنش a به دست می‌آید:

$$a = \frac{(A_s - A_{sf})(\phi_s f_y)}{0.85(\phi_c f_c)b_w} \qquad (پ ۳-۲۶)$$

دو نیروی $(A_s - A_{sf})(\phi_s f_y)$ و $0.85(\phi_c f_c)b_w$ تشکیل یک زوج نیرو با بازوی $d - \frac{a}{2}$ می‌دهند که تأمین کننده‌ی لنگر مقاوم نهایی $M_{rw}$ می‌باشد:

$$M_{rw} = (A_s - A_{sf})(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2}) \qquad (پ ۳-۲۷)$$

بنابراین لنگر مقاوم نهایی کلی برابر خواهد بود با:

$$M_r = M_{rf} + M_{rw} = A_{sf}(\phi_s f_y)(d - \frac{h_f}{2}) + (A_s - A_{sf})(\phi_s f_y)(d - \frac{a}{2}) \qquad (پ ۳-۲۸)$$

### پ ۳-۲-۳-۳- حداکثر سطح مقطع آرماتور کششی در مقطع T شکل

همانند مقاطع مستطیلی، لازم است که از جاری شدن فولاد آرماتورهای کششی قبل از شکست ناگهانی بتن فشاری اطمینان حاصل شود. در شکست متعادل، همزمان با رسیدن تغییر شکل نسبی فولاد به $\varepsilon_y$، تغییر شکل نسبی بتن فشاری به $\varepsilon_u = 0.003$ می‌رسد. با استفاده از تشابه مثلث‌ها در (شکل پ ۳-۶ ب) داریم:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \qquad (پ ۳-۲۹)$$

اگر تعادل نیروها در امتداد افق نوشته شود (شکل پ ۳-۶ ج):

$$A_s(\phi_s f_y) = 0.85\beta_1(\phi_c f_c)b_w x + 0.85(\phi_c f_c)(b - b_w)h_f \qquad (پ ۳-۳۰)$$

یا:

$$A_s(\phi_s f_y) = 0.85\beta_1(\phi_c f_c)b_w x + A_{sf}(\phi_s f_y) \qquad (پ ۳-۳۱)$$

با تعریف $\rho_w = A_s/(b_w d)$ و $\rho_f = A_{sf}/(b_w d)$ (یعنی تعریف $A_s$ و $A_{sf}$ برحسب درصدی از سطح مقطع ناحیه مستطیلی جان) آخرین معادله به صورت زیر درمی‌آید:

$$\rho_w = 0.85\beta 1 \frac{\phi_c f_c}{\phi_s f_y} \times \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} + \rho_f \qquad (پ ۳-۳۲)$$

جمله‌ی اول در سمت راست معادله $\rho_b$ مربوط به ناحیه‌ی مستطیلی مقطع T شکل می‌باشد. بنابراین نسبت آرماتور متعادل برای تیر T شکل برابر است با:

$$\rho_w = \rho_b + \rho_f \qquad (پ ۳-۳۳)$$

توجه شود که در رابطه‌ی فوق تمام نسبت آرماتورها برحسب سطح مقطع ناحیه‌ی مستطیلی تیر نوشته شده‌اند. به منظور جلوگیری از شکست ترد تیرهای T شکل، آیین‌نامه‌ی بتن ایران مقرر می‌دارد که نسبت آرماتور کششی نباید از مقدار حداکثر زیر تجاوز نماید:

$$(\rho_w)_{max} = (\frac{A_s}{b_w d})_{max} = \rho_b + \rho_f \qquad \text{(پ ۳-۳۴)}$$

تمام نسبت‌ها برحسب سطح مستطیلی ناحیه‌ی جان ( $b_w d$ ) می‌باشد.

اگر بخواهیم همانند مقطع مستطیلی، ابعاد جان مقطع T شکل $b_w$ و d را بر مبنای ظرفیت بتن تحت فشار انتخاب نماییم، به علت پهنای زیاد بال فشاری، این ابعاد بسیار کوچک به دست می‌آیند. بنا به عللی از قبیل سطح مقطع زیاد آرماتور کششی در اثر کم بودن ارتفاع موثر، آرماتور برشی زیاد جان برای تأمین مقاومت برشی و تغییرشکل زیاد مقطع کم ارتفاع، چنین طرحی یک طرح بهینه نخواهد بود.

بهتر است که ابعاد جان مقطع T شکل بر مبنای یکی از این نیازها تعیین گردد:

۱- بر مبنای یک $\rho_w$ به مراتب کوچکتر از $(\rho_w)_{max}$

۲- بر مبنای محدود نمودن تنش برشی در جان مقطع T شکل

۳- در تیرهای سراسری، در روی تکیه‌گاه‌ها که لنگر منفی وجود دارد، مقطع T شکل به علت ترک خوردن ناحیه‌ی فوقانی همانند یک مقطع مستطیلی با پهنای $b_w$ عمل می‌کند. ابعاد مقطع d و bw لازم را می‌توان بر مبنای لنگر منفی تکیه‌گاهی و مقاومت بتن فشاری این مقطع مستطیلی تعیین کرد.

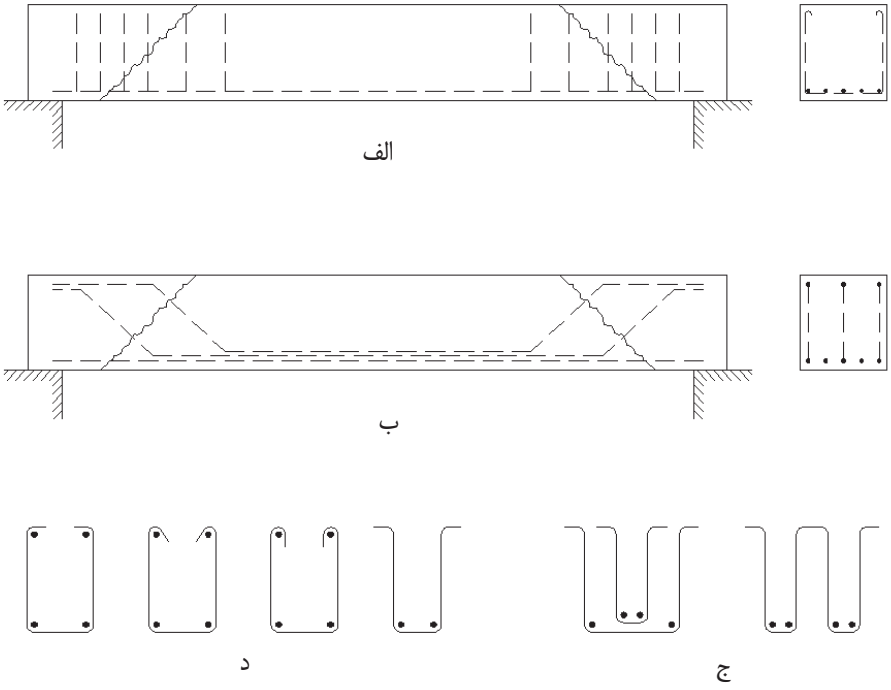
علاوه بر تأمین آرماتورهای اصلی، لازم است یک سری آرماتورهای عرضی (عمود بر محور طولی تیر) در بال تیر تعبیه گردد تا از یکپارچگی بال فشاری اطمینان حاصل گردد. در ساختمان‌های معمولی، آرماتورهای دال این خواسته را برآورده می‌نمایند. اگر تیر T شکل به صورت مجزا باشد، نواحی برجسته‌ی بال همانند تیرهای طره‌ای، بارهای وارد بر سطحشان را تحمل می‌نماید. آرماتورهای لازم برای این عمل، تأمین کننده‌ی آرماتورهای عرضی بال هستند. طبق آیین‌نامه، فواصل این آرماتورها نباید از ۵ برابر ضخامت بال و یا ۳۵۰ میلی‌متر، هر کدام که کوچکتر باشد، تجاوز نماید.

## پ ۳-۳- رفتار و طراحی اعضای بتن مسلح تحت برش

اقتصاد طراحی در اغلب موارد ایجاب می‌کند که مقاومت یک عضو خمشی به عوض اینکه توسط شکست نابهنگام برشی محدود شود، به ظرفیت کامل خمشی آن عضو برسد. این مسئله از نظر شکل‌پذیری عضو نیز بسیار مطلوب است. زیرا اگر عضو خمشی تحت اضافه بار قرار گیرد، نباید توسط شکست‌های برشی که طبیعت ناگهانی و انفجاری دارند از بین برود، بلکه قبل از خرابی باید با نشان دادن شکل‌پذیری کافی، یک پیش‌آگاهی از خرابی قریب‌الوقوع نشان دهد. وضعیت اخیر برای آن شکست خمشی بدست می‌آید که ناشی از تسلیم فولاد آرماتورهای طولی باشد. تسلیم فولاد آرماتورهای طولی همراه با تغییرشکل‌های بزرگ تدریجی و عریض‌شدن عرض ترک‌ها می‌باشد.

## پ ۳-۳-۱- تیرهای بتن مسلح با آرماتور برشی جان

آرماتورهای برشی جان می‌توانند به صورت یکی از شکل‌های (شکل پ ۳-۷ الف) یا (شکل پ ۳-۷ ب) و یا ترکیبی از آن دو باشند. در (شکل پ ۳-۷ الف) آرماتور جان به صورت خاموت‌های قائم و در (شکل پ ۳-۷ ب) به صورت آرماتورهای مورب (اوتگا) می‌باشد. آرماتورهای مورب می‌توانند خاموت‌هایی باشند که به طور مورب قرار داده شده‌اند و یا همان آرماتورهای طولی خمشی عضو باشند که در مناطقی که دیگر به مقاومت خمشی آنها احتیاج نیست، به طور مورب به طرف بالا خم شده‌اند. در هر دو شکل، یک ترک قطری نشان داده شده است که توسط تعدادی از آرماتورهای جان قطع شده است.




**شکل پ ۳-۷- آرماتورهای برشی جان**

آرماتورهای جان اثر قابل توجهی قبل از تشکیل ترک‌های قطری ندارند. اندازه‌گیری‌های واقعی نشان می‌دهد که آرماتورهای جان قبل از تشکیل ترک‌های قطری، عملاً عاری از هرگونه تنشی می‌باشند. بعد از اینکه ترک‌های قطری تشکیل شد، این آرماتورها مقاومت برشی جان را به یکی از این چهار صورت افزایش می‌دهند:

الف – قسمتی از نیروی برشی توسط آرماتورهایی از جان تأمین می‌شود که توسط ترک قطری قطع گردیده‌اند.

ب – وجود این آرماتورها از توسعه ترک‌های قطری جلوگیری و نفوذ آنها را به ناحیه‌ی فشاری کاهش می‌دهد. در نتیجه، سطح ترک‌نخورده وسیع‌تری در انتهای فوقانی ترک برای مقابله با اثر ترکیبی نیروی برشی و فشاری در دسترس خواهد بود.

ج – وجود آرماتورها از عریض شدن ترک‌های قطری جلوگیری می‌کند و در نتیجه نیروی قفل و بست بین‌دانه‌ای قابل‌توجه و قابل‌اطمینانی در دسترس خواهد بود.

د – همان‌طور که از (شکل پ ۳-۷ ج) پیداست، خاموت‌ها باید طوری قرار داده شوند که آرماتورهای طولی اصلی را به توده‌ی اصلی بتن اتصال دهند. این مسئله تا اندازه‌ای مقاومت در مقابل شکافته شدن در امتداد آرماتورهای اصلی بوجود می‌آورد و سهم مقاومت شاخه‌ای آرماتورهای طولی در مقابل برش را افزایش می‌دهد.

بدیهی است که بعد از تسلیم آرماتورهای جان، خرابی فوری رخ خواهد داد. در نتیجه تسلیم آرماتورهای جان، نه تنها مقاومت خود آنها از بین می‌رود، بلکه با باز شدن عرض ترک‌ها، اثرات سودمند بندهای الف و ب نیز کاهش می‌یابد.

از بحث‌های فوق نتیجه‌گیری می‌شود که رفتار تیر پس از تشکیل ترک کاملاً پیچیده می‌باشد و بستگی به جزئیات و خصوصیات ظاهری ترک (طول، شیب و محل ترک بحرانی) دارد. رفتار اخیر غیر قابل پیش‌بینی است و نمی‌توان آن را به صورت تحلیلی بیان نمود. به همین دلیل روش طراحی ارائه شده برای برش، کاملاً تحلیلی نمی‌باشد. قسمتی بر پایه‌ی روش‌های تحلیلی، قسمتی بر مبنای مشاهدات آزمایشی و پاره‌ای مبتنی است بر تجارب طولانی موفق طراحی اعضای بتن مسلح در مقابل برش که عملاً عملکرد موفقیت‌آمیزی داشتند.

## پ ۳-۳-۲- روش آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای طراحی در مقابل برش در حالت حدی نهایی

علاوه بر تأمین مقاومت خمشی، تیرهای بتن مسلح باید در مقابل ایجاد ترک‌های کششی قطری که ناشی از ترکیب تنش برشی و تنش قائم خمشی می‌باشند، مقاوم باشند. در این بند روش طراحی در مقابل برش طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران ارائه می‌گردد.

اغلب تیرهای بتن مسلح در مناطقی که نیروی برشی زیاد می‌باشد، توسط خاموت‌های قائم U شکل یا آرماتورهای طولی مایل (اوتگا) یا ترکیبی از هر دو، مسلح می‌شوند. آرماتورهای برشی نه تنها مقاومت برشی را از طریق انتقال مستقیم نیروی برشی افزایش می‌بخشند، بلکه با بهبود عمل قفل و بست بین‌دانه‌ای و عمل شاخه‌ای[1] آرماتورهای طولی اصلی، باعث ازدیاد مقاومت برشی می‌گردند. به علاوه، این گونه آرماتورها سبب یکپارچگی ناحیه‌ی فشاری بتن و همچنین بهبود شکل‌پذیری تیر به وسیله‌ی جلوگیری از گسترش ترک‌های قطری می‌شوند. در نتیجه از خرابی‌های ناگهانی جلوگیری کرده و ایجاد هشدار قبل از خرابی می‌نمایند.

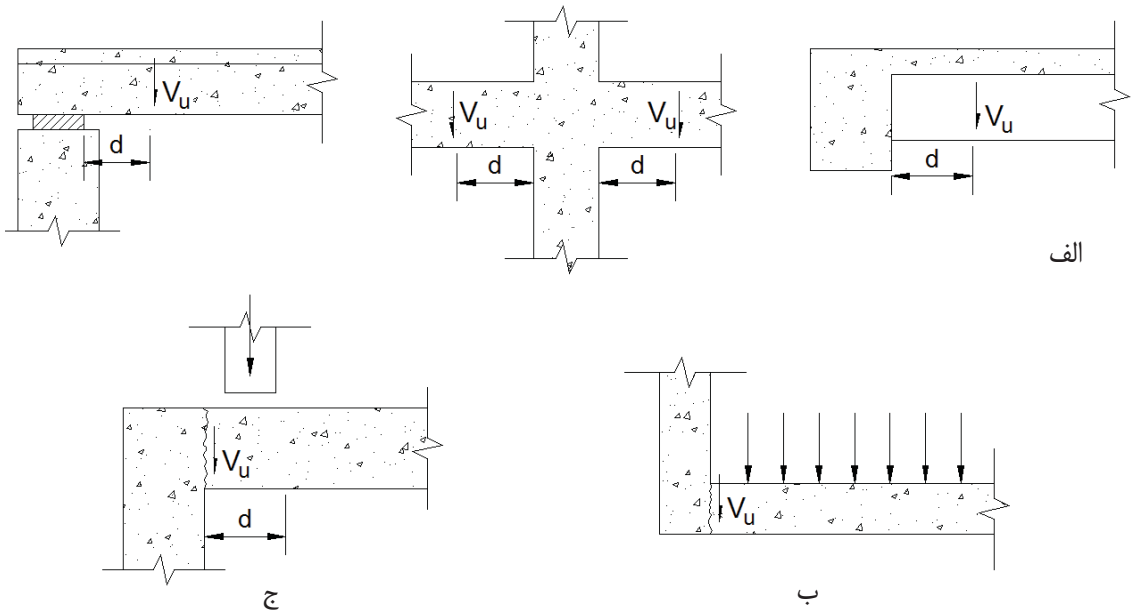
طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران، اگر $V_u$ نیروی برشی نهایی ناشی از بارهای ضریب‌دار و $V_r$ مقاومت برشی نهایی مقطع باشد، باید داشته باشیم:

$$V_u \le V_r \qquad \text{(پ ۳-۳۵)}$$

### پ ۳-۳-۲-۱- مقطع بحرانی برای کنترل برش

در صورتی که واکنش تکیه‌گاهی، اثر فشاری بر تیر داشته باشد، فشار تکیه‌گاهی باعث بهبود مقاومت برشی می‌شود. در این حالت طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران، کلیه‌ی مقاطعی را که در فاصله‌ای کمتر از d از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند، می‌توان برای نیروی برشی $V_u$ که در مقطع به فاصله‌ی d وجود دارد، طراحی کرد (شکل پ ۳-۸ الف). در حالاتی نظیر (شکل پ ۳-۸ ب)، که نیروی واکنش تکیه‌گاهی اثر فشاری بر تیر ندارد، مقطع بحرانی برای کنترل برش، لبه‌ی تکیه‌گاه می‌باشد. همچنین در صورتی که در فاصله‌ی d، بار متمرکز قرار داشته باشد، محل کنترل نیروی برشی همان لبه‌ی تکیه‌گاه خواهد بود (شکل پ ۳-۸ ج).

1. Dowel Action




**شکل پ ۳-۸- مقطع بحرانی کنترل برش**

### پ ۳-۳-۲-۲- آرماتورهای برشی جان

در (شکل پ ۳-۷) انواع مختلف آرماتورهای برشی جان نشان داده شده است. همانند (شکل پ ۳-۷ ب) می‌توان درصدی از آرماتورهای طولی را از نقطه‌ای که به وجود آنها از لحاظ مقاومت خمشی احتیاج نیست، به طرف بالا خم نمود. حداقل زاویه‌ی تمایل این آرماتورها با افق، مساوی ۳۰ درجه است ولی در عمل این آرماتورها تحت زاویهٔ ۴۵ درجه خم می‌شوند. طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، فقط $\frac{۳}{۴}$ میانی قسمت مایل چنین آرماتورهایی به عنوان آرماتورهای مؤثر جان در نظر گرفته می‌شود.

روش دوم مسلح کردن جان، استفاده از خاموت‌های قائم مطابق (شکل پ ۳-۷ الف) یا استفاده از خاموت‌های مایل می‌باشد. حداقل زاویه‌ی تمایل خاموت‌های مایل با افق مساوی ۴۵ درجه می‌باشد. خاموت‌ها مطابق ضوابط آیین نامه‌ی بتن ایران (آبا)، باید به‌طور مناسبی در ناحیه‌ی فشاری تیر مهار شوند. در (شکل پ ۳-۷ ج) و (شکل پ ۳-۷ د) چند نمونه از انواع خاموت‌ها که می‌توانند این شرط را برآورده نمایند، نشان داده شده است.

گاهی مواقع طراح تصمیم می‌گیرد که قسمتی از آرماتورهای کششی وسط دهانه را در نزدیکی تکیه‌گاه به طرف بالا خم کند و از آن به عنوان آرماتورهای ناحیه‌ی فشاری تکیه‌گاه استفاده کند که در این صورت آرماتورها می‌توانند به عنوان آرماتورهای برشی جان نیز مورد استفاده قرار گیرند. با توجه به اینکه صرفه‌جویی قابل توجهی در مصرف آرماتور از این راه حاصل نمی‌شود، اکثر طراحان ترجیح می‌دهند که کلیه‌ی نیروی برشی را توسط خاموت‌های قائم جذب نمایند و از آرماتورهای مایل به عنوان یک عامل اطمینان استفاده نمایند.

با توجه به ازدیاد عرض ترک‌های قطری، آیین‌نامه حداکثر تنش تسلیم خاموت‌ها را به ۴۰۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) محدود می‌نماید.

استفاده از شبکه‌های جوش شده و خاموت‌های مارپیچ نیز به عنوان آرماتور برشی در آیین‌نامه‌ی بتن ایران مجاز است.

### پ ۳-۳-۲-۳- ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای طراحی در مقابل برش در حالت حدی نهایی

طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش براساس رابطه‌ی زیر صورت می‌گیرد:

$$V_u \le V_r$$ (پ ۳-۳۶) تکراری

در این رابطه $V_u$ ، نیروی برشی نهایی در مقطع مورد نظر است که از تحلیل سازه تحت اثر بارهای ضریب‌دار (نهایی) به دست می‌آید و $V_r$ مقاومت برشی نهایی مقطع است.

مقاومت برشی $V_r$ توسط ترکیبی از مقاومت برشی بتن $V_c$ و مقاومت برشی آرماتورهای برشی $V_s$ تأمین می‌گردد.

$$V_r = V_c + V_s$$ (پ ۳-۳۷)

### پ ۳-۳-۲-٤- نحوه‌ی محاسبه‌ی مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن

مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در اعضای تحت اثر برش و خمش از رابطه‌ی (پ ۳-۳۸) محاسبه می‌گردد.

$$V_c = v_c b_w d$$ (پ ۳-۳۸)

در این رابطه:

$b_w$: عرض جان تیر (mm)

$d$: ارتفاع مؤثر مقطع تیر (mm)

$v_c$ تنش برشی قابل حمل توسط بتن بر حسب $N/mm^2$ می‌باشد و در حالت نهایی برابر است با:

$$v_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}$$ (پ ۳-۳۹)

آیین‌نامه، استفاده از رابطه‌ی دقیق‌تر (پ ۳-۴۰) را نیز مجاز می‌داند:

$$v_c = 0.19\phi_c\sqrt{f_c} + 12\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \le 0.35\sqrt{f_c}$$ (پ ۳-۴۰)

در این روابط:

$\phi_c$ : ضریب تقلیل ظرفیت بتن مساوی ۰/۶

$f_c$: مقاومت مشخصهٔ نمونهٔ ۲۸ روزهٔ استوانه‌ای MPa $(N/mm^2)$

$\rho_w$: نسبت آرماتورهای طولی برحسب سطح مقطع جان $(\rho_w = \frac{A_s}{b_w d})$

$V_u$: نیروی برشی نهایی در مقطع مورد مطالعه (N)

$M_u$: لنگر خمشی نهایی در مقطع مورد مطالعه (N.mm)

در رابطه‌ی (پ ۳-۴۰)، در صورتی که $\frac{V_u d}{M_u}$ از ۱ تجاوز کند، مقدار آن مساوی ۱ در نظر گرفته می‌شود. در عمل بندرت از رابطه‌ی (پ ۳-۴۰) استفاده می‌شود.

طبق بندهای آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)، مقاومت برش تأمین شده توسط بتن تیرچه‌ها در سیستم سقف تیرچه و بلوک را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیشتر از مقدار بدست آمده از رابطه‌ی (پ ۳-۳۹) یا رابطه‌ی (پ ۳-۴۰)، در نظر گرفت.

مقاومت برشی تیرچه‌ها را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی یا افزایش عرض تیرچه‌ها، افزایش داد.

### پ ۳-۳-۲-۵- نحوه‌ی محاسبه‌ی مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای برشی

نیروی قابل حمل توسط آرماتورهای برشی که با افق زاویه‌ی $\alpha$ می‌سازند، در حالت حدی نهایی برابر است با:

$$V_s = \phi_s A_v f_y (\sin\alpha + \cos\alpha)\frac{d}{s} \le 4V_c \qquad \text{(پ ۳-۴۱)}$$

برای خاموت‌های قائم که در آن $\alpha = 90$ می‌باشد، داریم:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s} \le 4V_c \qquad \text{(پ ۳-۴۲)}$$

در هیچ حالتی $V_s$ نباید بزرگتر از $4V_c$ گردد. در صورت افزایش $V_s$ از مقدار فوق لازم است b یا d مقطع افزایش یابد.

وقتی که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگرد متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند، داریم:

$$V_s = \phi_s A_v f_y \sin\alpha < 0.3\phi_c \sqrt{f_c} b_w d \qquad \text{(پ ۳-۴۳)}$$

$A_v$: سطح مقطع ساق‌های خاموت یا آرماتورهای مایل (به عنوان مثال اگر از خاموت U استفاده شود، $A_v$ سطح دو ساق خواهد بود) ($mm^2$)

$f_y$: تنش تسلیم آرماتور برشی که باید کوچکتر از ۴۰۰ MPa ($N/mm^2$) باشد.

s: فاصلهٔ خاموت‌ها (mm)

$\phi_s$: ضریب تقلیل مقاومت فولاد مساوی ۰٫۸۵

### پ ۳-۳-۲-۶- محدودیت‌های فاصله‌ی بین آرماتورهای برشی جان (s)

در صورتی که وجود آرماتور برشی لازم باشد $(V_u > V_c)$، طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران هر خط ۴۵ درجه (معرف یک ترک قطری) که از وسط ارتفاع d/2 تا میلگردهای کششی طولی رسم می‌شود، لااقل باید توسط یک آرماتور برشی قطع گردد. بنابراین حداکثر فاصله‌ی خاموت‌های قائم مساوی d/2 به دست می‌آید. توصیه می‌گردد s بزرگتر از ۶۰۰ میلی‌متر انتخاب نگردد.

در صورتی که $V_s > 0.4\phi_c \sqrt{f_c} b_w d$ گردد، حداکثر فاصله‌ی s به d/4 یا ۳۰۰ میلی‌متر (هرکدام که کوچکتر باشد)، محدود می‌شود.

به عنوان یک توصیه‌ی عملی بهتر است s کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

### پ ۳-۳-۲-۷- حداقل آرماتور برشی

در کلیه‌ی اعضای خمشی بتن مسلح که در آنها نیروی برشی نهایی $V_u$ از نصف مقاومت برشی نهایی بتن ($V_c$) تجاوز کند، باید آرماتور برشی حداقل به کار برده شود. مقدار آرماتور برشی حداقل برابر است با:

$$A_{v\min} = 0.35\frac{b_w s}{f_y} \qquad \text{(پ ۳-۴۴)}$$

در این موارد می‌توان ضابطه‌ی فوق را نادیده گرفت:

الف- دال‌ها و شالوده‌ها.

ب- سقف‌های ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی از جمله سقف‌های تیرچه و بلوک.

ج- تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر است.

د- تیرهایی که به صورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو و نیم برابر ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

### پ ۳-۳-۳- روش گام به گام کنترل و طراحی آرماتورهای برشی

در این بند، چکیده‌ای از مطالب این فصل به صورت روش گام به گام کنترل و طراحی میلگردهای برشی ارائه می‌شود.

گام ۱- با توجه به نتایج سازه، نیروی برشی نهایی $V_u$ را در مقطع مورد نظر تعیین نمایید.

گام ۲- مقاومت برشی بتن $V_c$ را توسط رابطه‌ی (پ ۳-۳۸) تعیین نمایید. (مقاومت برشی بتن تیرچه‌ها در سیستم سقف تیرچه و بلوک، ۱۰ درصد بیشتر است.)

گام ۳- اگر $(V_c/2) \le V_u \le V_c$ باشد، خاموت‌های حداقل را از رابطه‌ی زیر محاسبه نموده و در مقطع قرار دهید.

طبق بند (پ۳-۳-۲-۷)، در سیستم سقف تیرچه و بلوک، بکار بردن خاموت حداقل الزامی نیست. ولی توصیه می‌گردد تا مقدار حداقل آرماتور برشی ذکر شده، درتیرچه‌های بتنی سقف تیرچه و بلوک نیز رعایت گردد.

$$A_{v\min} = 0.35\frac{b_w s}{f_y} \qquad \text{(پ ۳-۴۵) تکراری}$$

گام ۴ – در صورتی که $V_u > V_c$ باشد، احتیاج به آرماتور برشی محاسباتی داریم.

$$V_s = V_u - V_c \le 4V_c \qquad \text{(پ ۳-۴۶)}$$

اگر $V_s$ بزرگتر از $4V_c$ گردد، باید ابعاد b یا d مقطع افزایش یابد.

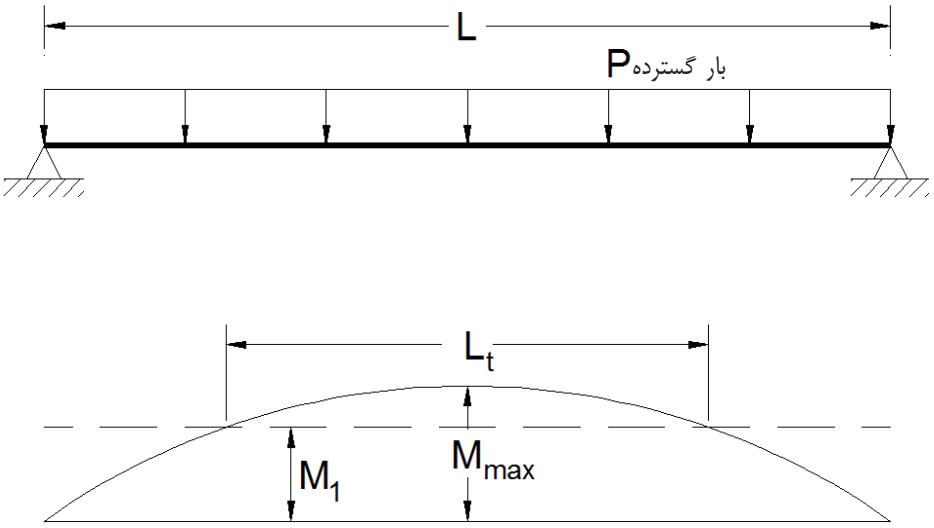
با داشتن $V_s$ می‌توان سطح مقطع خاموت‌های قائم را از رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$A_v = \frac{V_s s}{(\phi_s f_y)d} > A_{v\min} \qquad \text{(پ ۳-۴۷)}$$

در صورتی که $V_s > 0.4\phi_c\sqrt{f_c}\,b_w d$ باشد، حداکثر s برابر حداقل مقدار d/4 یا ۳۰۰ میلی‌متر و در غیر این صورت، برابر با حداقل مقدار d/2 یا ۶۰۰ میلی‌متر خواهد بود.

## پ ۳-٤- محاسبه‌ی طول آرماتور تقویتی

به طور معمول، خرپای تیرچه‌ی بتنی، همواره متشکل از دو عدد آرماتور کششی اصلی (پایینی)، خاموت (آرماتور عرضی) منفرد یا مضاعف و یک آرماتور بالایی می‌باشد. بنابراین در صورتی که دو عدد آرماتور کششی پایینی برای تحمل لنگر حداکثر در وسط دهانه کافی نباشد، باید آرماتورهای دیگری را در داخل خرپای فلزی تعبیه کرد. این آرماتورهای اضافی را آرماتورهای تقویتی می‌نامند که توسط آرماتورهای کمکی اتصال در داخل خرپا نصب می‌شوند. ولی با توجه به شکل منحنی لنگر خمشی تیرهای با تکیه‌گاه‌های ساده، لازم نیست تا این آرماتورهای تقویتی را تا تکیه‌گاه‌ها ادامه داد و می‌توان آنها را کوتاه‌تر از طول تیرچه و در وسط دهانه بکار برد. طول مفید آرماتورهای تقویتی به طریق زیر محاسبه می‌شود.




**شکل پ ۳-۹- نمودار لنگر خمشی تیر دو سر ساده با بار گسترده**

### پ ۳-٤-۱- محاسبه‌ی طول تئوریک آرماتورهای تقویتی

ابتدا لنگر مقاوم نهایی تیر T شکل با آرماتورهای کششی اصلی تنها را بدست آورده و $M_1$ می‌نامیم. لنگر حداکثر موجود در وسط دهانه نیز از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$M_{max} = \frac{PL_e^{\,2}}{8} \qquad \text{(پ ۳-۴۸)}$$

که در آن P، بار گسترده (ضریب‌دار) بر روی تیرچه و $L_e$ نیز طول دهانه‌ی مؤثر می‌باشد.

طول تئوریک آرماتورهای تقویتی ($L_t$) از رابطه (پ ۳-۴۹) بدست می‌آید:

$$L_t = L_e\sqrt{1-\frac{M_1}{M_{max}}} \qquad \text{طول تئوریک} \qquad \text{(پ ۳-۴۹)}$$

## پ ۳-٤-۲- تعیین محل قطع عملی آرماتورهای تقویتی

محل قطع عملی آرماتورهای تقویتی به فاصله‌ی $12d_b$ و $d$ (هر کدام که بزرگتر باشد)، بعد از نقطه‌ی قطع تئوری قرار دارد. $d_b$ قطر میلگرد تقویتی و $d$ ارتفاع مؤثر مقطع می‌باشد.

طول عملی $L_r = L_t + 2\max(d,12d_b)$ (پ ۳-۵۰)

علاوه بر آن، محل قطع عملی آرماتورهای تقویتی باید به اندازه‌ی طول گیرایی $L_d$ از نقطه‌ی بحرانی (وسط دهانه) فاصله داشته باشد.

$L_r \geq 2L_d$ (پ ۳-۵۱)

طول گیرایی یک میلگرد در کشش ( $L_d$ )، حداقل برابر مقدار زیر است:

$L_d = k_1 \times k_2 \times k_3 \times L_{db} \geq 300mm$ (پ ۳-۵۲)

که در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

در رابطه‌ی فوق، $L_{db}$ طول گیرایی مبنای میلگرد است و ضرایب $k_3, k_2, k_1$ به شرح زیر و برابر با یک فرض می‌شوند.

الف – ضریب $k_1$، ضریب موقعیت آرماتورها می‌باشد که برای آرماتورهای تحتانی برابر با یک است.

ب – ضریب $k_2$، ضریب اندود آرماتورها می‌باشد که برای آرماتورهای بدون اندود اپوکسی، برابر با یک است.

ج – ضریب $k_3$، ضریب اضافه آرماتورمی‌باشد که به توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی بتن ایران و در جهت اطمینان برابر با یک منظور می‌شود.

طول گیرایی مبنای یک میلگرد $(L_{db})$، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$L_{db} = \frac{d_b.f_y}{4 \times \lambda_1 \times \lambda_2 \times 0.65\sqrt{fc}}$$ (پ ۳-۵۳)

در رابطه‌ی فوق، $f_y$ مقاومت مشخصه فولاد برحسب مگا پاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) و $f_c$، مقاومت فشاری مشخصه بتن برحسب مگا پاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) است.

ضرایب $\lambda_1, \lambda_2$ نیز به شرح زیر انتخاب می‌شوند:

الف – ضریب $\lambda_1$ یا ضریب قطر آرماتور که برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر، برابر با یک است.

ب – ضریب $\lambda_2$ یا ضریب فاصله‌ی آرماتورها از یکدیگر و از رویه‌ی قطعه که با توجه به بندهای آیین‌نامه‌ی بتن ایران، برابر ۰/۶ اختیار می‌شود.

در نتیجه، رابطه‌ی نهایی طول گیرایی یک میلگرد در کشش $(L_d)$، به شرح زیر خواهد بود.

$$L_{db} = \frac{d_b.f_y}{1.56\sqrt{fc}} \geq 300mm$$ (پ ۳-۵۴)

در رابطه‌ی فوق، $f_y$ مقاومت مشخصه‌ی فولاد برحسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) و $f_c$، مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن برحسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) است.

# پیوست ۴

## مثال‌های عددی

## پ ۴-۱- مقدمه

در این فصل به‌منظور آشنایی بیشتر با نحوه‌ی طراحی سقف‌های تیرچه و بلوک، مثال‌هایی از سقف‌های تیرچه و بلوک بتنی و نیز سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز ارائه شده است. همچنین در مثال‌های ارائه شده، علاوه بر توضیح روند محاسبات لازم، نحوه‌ی استفاده از جداول طراحی تیرچه‌ی خرپایی توضیح داده شده است.

مثال اول و دوم مربوط به سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرچه‌های خرپایی و مثال سوم مربوط به سقف‌های با تیرچه‌ی فولادی با جان باز به صورت سقف کامپوزیت است.

## پ ۴-۲- مثال اول

مطلوب است محاسبه‌ی سقف تیرچه و بلوک با تکیه‌گاه‌های ساده، مطابق شکل پ ۴-۱ و با مشخصات زیر:

**الف - مشخصات مصالح:**

$f_c = 200\,kg/cm^2$ مقاومت فشاری مشخصه بتن C20

$f_y = 3000\,kg/cm^2$ مقاومت مشخصه فولاد آرماتور S300

$f_y = 2200\,kg/cm^2$ مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای برشی زیگزاگی S220

**ب - ابعاد:**

$L_e = 5.80\,m$ طول دهانه‌ی مؤثر

$b = 50\,cm$ فاصله محور تا محور تیرچه‌ها

$h = 20\,cm$ ارتفاع بلوک‌ها

$t = 5\,cm$ ضخامت دال بتنی

$b_w = 10\,cm$ عرض جان تیرچه‌ها

**ج - بارهای مرده و زنده:**

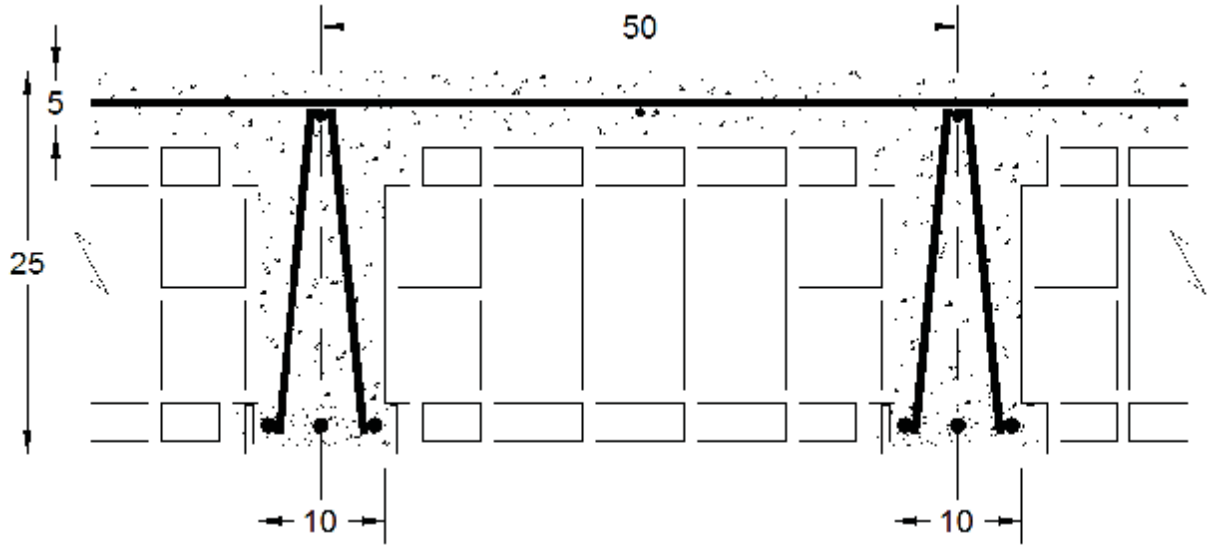
$L = 200\,kg/m^2$ بار زنده

$215\,kg/m^2$ = مجموع بار مرده کف‌سازی روی سقف و نازک‌کاری زیر سقف

$100\,kg/m^2$ = بار معادل تیغه‌بندی

$W_{bl} = 8\,kg$ وزن هر بلوک

$b_{bl} = 20\,cm$ عرض هر بلوک




**شکل پ ۴-۱- مشخصات سقف تیرچه و بلوک مثال اول**

راه حل:

**الف - محاسبه‌ی بارهای وارد بر سقف**

مطابق پیوست ۱ و رابطه (پ۱-۴)، وزن سقف تیرچه و بلوک در واحد سطح (مشتمل بر وزن بلوک‌ها، وزن دال بتنی فوقانی و وزن جان تیرچه‌ها) را بدست می‌آوریم.

$$\text{وزن سقف تیرچه و بلوک در واحد سطح} = (\frac{w_{bl}}{b \times b_{bl}}) + (\frac{b_w \times h}{b} \times \rho) + (t \times \rho)$$

$$= (\frac{8}{0.5 \times 0.2}) + (\frac{0.1 \times 0.2}{0.5} \times 2500) + (0.05 \times 2500)$$

$$= 80 + 100 + 125 = 305\ \text{kg/m}^2$$

کل بار مرده وارد بر سقف برابر خواهد بود با مجموع وزن سقف تیرچه و بلوک، بار مرده کف‌سازی، نازک‌کاری و بار معادل تیغه‌بندی:

$$D = 305 + 215 + 100 = 620\ \text{kg/m}^2$$

و وزن کل سقف تیرچه بلوک (با اعمال ضرایب بار) برابر خواهد بود با:

$$W = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 620 + 1.5 \times 200 = 1075\ \text{kg/m}^2$$

**ب - کنترل ضخامت سقف (خیز مجاز)**

با توجه به فرض تکیه‌گاه‌های ساده این سقف تیرچه و بلوک، حداقل ضخامت سقف با توجه به محدودیت افتادگی (خیز)، برابر است با:

$$H_{min} = \frac{L_e}{20} \times (0.4 + \frac{f_y}{6700}) = \frac{580}{20} \times (0.4 + \frac{3000}{6700}) = 24.6\ \text{cm}$$

ضخامت سقف موجود، ۲۵ سانتی‌متر می‌باشد که از حداقل ضخامت بیشتر بوده و قابل قبول است.

$H = h + 5 = 20 + 5 = 25\ cm > H_{min}$ OK

### ج - کنترل ضخامت لایه‌ی بتن روی بلوک‌ها (دال بتنی)

برای کنترل این ضخامت، دال بتنی روی بلوک‌ها به صورت تیر بتنی غیرمسلح دوسرگیردار بین دو تیرچه (با دهانه ۴۰ سانتی‌متر) طراحی می‌شود. مدول گسیختگی بتن غیرمسلح برابر $1.9\phi_c\sqrt{f_c}$ است که $f_c$ مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع می‌باشد.

لنگر تکیه‌گاهی تیر دوسرگیردار در نواری به پهنای ۱ متر برابر است با:

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{1075 \times 0.4^2}{12} = 14.33\,kg.m = 1433\,kg.cm$$

اساس مقطع تیر دوسرگیردار به پهنای ۱ متر برابر است با:

$$s = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 5^2}{6} = 417\,cm^3$$

تنش کششی حداکثر بتن در محل اتصال دال بتنی به تیرچه برابر است با:

$$f_{ct} = \frac{M_u}{s} = \frac{1433}{417} = 3.4\,kg/cm^2$$

مدول گسیختگی بتن نیز از رابطه ذکر شده بدست می‌آید:

$$f_r = 1.9\phi_c\sqrt{f_c} = 1.9 \times 0.6 \times \sqrt{200} = 16.1\,kg/cm^2 > f_{ct}$$ OK

لذا ضخامت دال بتنی برابر ۵ سانتی‌متر مناسب است.

### د - طراحی آرماتورهای پایینی تیرچه

بارگسترده‌ی وارد به یک تیرچه با عرض ۵۰ سانتی‌متر، برابر است با:

$$P_u = 0.5 \times 1075 = 537.5\,kg/m$$

لذا لنگر حداکثر (در وسط دهانه) نیز بدین صورت بدست می‌آید:

$$M_u = \frac{P_u \times {L_e}^2}{8} = \frac{537.5 \times 5.80^2}{8} = 2260\,kg.m = 226000\,kg.cm$$

مطابق مطالب پیوست سوم، به عنوان تقریب اول فرض می‌کنیم که ارتفاع بلوک تنش مستطیلی تماماً در ضخامت t (دال بتنی) قرار می‌گیرد:

با فرض استفاده از میلگردهای $\phi 14$:

$$d = H - 2 - \frac{\phi}{2} = 25 - 2 - \frac{1.4}{2} = 22.3\,cm$$

$$M_r = 0.85\phi_c f_c tb(d - \frac{t}{2}) = 0.85 \times 0.6 \times 200 \times 5 \times 50 \times (22.3 - \frac{5}{2}) = 504900\ kg.cm > M_u$$

لذا ارتفاع بلوک تنش مستطیلی کمتر از ضخامت t بوده و رفتار تیرچه بصورت مستطیلی می‌باشد. مقدار سطح مقطع آرماتور لازم از این رابطه بدست می‌آید:

$$A_s = \frac{0.85\phi_c f_c bd}{\phi_s f_y}\left(1-\sqrt{1-\frac{2M_u}{0.85\phi_c f_c bd^2}}\right) =$$

$$\frac{0.85\times 0.6\times 200\times 50\times 22.3}{0.85\times 3000}\times\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 226000}{0.85\times 0.6\times 200\times 50\times 22.3^2}}\right) = 4.17\ cm^2$$

چون در اثر جوشکاری میلگردهای عرضی به میلگردهای طولی، از سطح مقطع میلگردهای طولی کاسته می‌شود، لذا در جهت اطمینان، مقدار ۱۰ درصد به سطح مقطع آرماتور بدست آمده، می‌افزاییم.

$$A_s = 4.17\times 1.1 = 4.59\ cm^2$$

مقدار سطح مقطع آرماتور بدست آمده را با مقادیر حداقل و حداکثر مجاز کنترل می‌نماییم.

$$f_c < 300\ kg/cm^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{max} = \rho_b = 0.6\beta_1\frac{f_c}{f_y}\times\frac{6000}{6000+f_y} = 0.6\times 0.85\times\frac{200}{3000}\times\frac{6000}{6000+3000} = 0.0227$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} bd = 0.0227\times 50\times 22.3 = 25.27\ cm^2$$

$$\rho_{min} = Max(\frac{14}{f_y},0.79\frac{\sqrt{f_c}}{f_y}) = Max(\frac{14}{3000},0.79\times\frac{\sqrt{200}}{3000})$$

$$= Max(4.67\times 10^{-3},3.72\times 10^{-3}) = 4.67\times 10^{-3}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} b_w d = 4.67\times 10^{-3}\times 10\times 22.3 = 1.04\ cm^2$$

$$A_{s_{min}} < A_s < A_{s_{max}} \qquad OK$$

پس مساحت آرماتور بدست آمده قابل قبول است.

این مقدار آرماتور را به صورت دو میلگرد سراسری $\phi 16$ و یک میلگرد تقویتی $\phi 10$ بکار می‌بریم.

$$USE: 2\phi 16 + \phi 10 \qquad A_s = 2\times 2.01 + 0.79 = 4.81\ cm^2 > 4.59\ cm^2 \qquad OK$$

در صورت استفاده از جداول پیوست ۲، جدول متناظر با مشخصات داده شده (براساس راهنمای جداول پیوست ۲) جدول شماره ۸ می‌باشد. در جهت اطمینان، ستون مربوط به وزن سقف برابر $1100\ kg/cm^2$ را انتخاب کرده و در این ستون، اولین عدد برای دهانه‌ی بزرگتر از ۵/۸ متر را پیدا می‌کنیم که برابر ۵/۸۲ مترمی‌باشد. از سطر نظیر این دهانه، مقدار سطح مقطع و آرایش میلگردها بدست می‌آید که با میلگردهای انتخاب شده مطابقت دارد.

از آنجایی که خانه مربوط به دهانه ۵/۸۲ متر در این جدول، دارای نمادهای A ، B یا C نمی‌باشد، پس این تیرچه حداقل ضخامت لازم را با توجه به محدودیت افتادگی (خیز) دارد و لذا دارای افتادگی (خیز) مجاز و قابل قبول خواهد بود. محاسبات انجام شده در قسمت ب نیز مؤید این مطلب است.

### هـ - محاسبه‌ی طول آرماتور تقویتی

مطابق مطالب پیوست ۳، محل قطع میلگرد تقویتی $\phi 10$ را می‌توان به روش زیر بدست آورد:

ابتدا لنگر مقاوم نهایی تیرچه با آرماتورهای سراسری را محاسبه کرده و $M_1$ می‌نامیم. سطح مقطع میلگردهای سراسری (2ϕ16) برابر ۴٫۰۲ سانتی‌متر مربع است.

$$M_1 = A_s\phi_s f_y(d - 0.5\frac{A_s}{b}\times\frac{\phi_s f_y}{0.85\phi_c f_c}) = 4.02\times 0.85\times 3000\times(22.3 - 0.5\times\frac{4.02}{50}\times\frac{0.85\times 3000}{0.85\times 0.6\times 200})$$

$$= 218295\,\text{kg.cm}$$

$$L_t = L_e\sqrt{1-\frac{M_1}{M_{Max}}} = 5.8\times\sqrt{1-\frac{218295}{226000}} = 1.07\,\text{m} = 107\,\text{cm}$$ طول تئوریک

$$L_r = L_t + 2\text{Max}(d,12d_b) = 107 + 2\text{Max}(22.3,12\times 1.0) = 107 + 2\times 22.3 = 151.6\,\text{cm}$$ طول عملی

محل قطع عملی باید کنترل گردد تا به اندازه‌ی طول گیرداری $L_d$ از نقطه‌ی بحرانی (وسط دهانه) فاصله داشته باشد.

$$L_r \geq 2L_d$$

$$L_d = \frac{d_b.f_y}{4.93\sqrt{fc}} \geq 30\,\text{cm} \Rightarrow$$

$$L_d = \frac{1.0\times 3000}{4.93\sqrt{200}} = 43\,\text{cm} \geq 30\,\text{cm} \Rightarrow 2L_d = 86\,\text{cm}$$

$$L_r = 151.6 \geq 2L_d \qquad \text{OK}$$

با توجه به مقدار بدست آمده برای طول عملی $L_r$ و در جهت اطمینان، میلگرد $\phi 10$ به طول ۲ متر در وسط دهانه به عنوان آرماتور تقویتی انتخاب می‌شود.

### و - آرماتور بالایی تیرچه

با توجه به مطالب فصل دوم، از آنجایی که طول دهانه‌ی مؤثر برابر ۵٫۸ متر می‌باشد، لذا میلگرد بالایی $\phi 12$ انتخاب می‌شود.

### ز - آرماتور حرارت و جمع‌شدگی دال بالای تیرچه‌ها

با توجه به مطالب فصل دوم، نسبت سطح مقطع کل آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای میلگردهای آجدار S220 و S300 نباید کمتر از ۰٫۰۰۲ باشد.

با توجه به ضخامت ۵ سانتی‌متری دال بتنی، سطح مقطع لازم آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در هر یک متر برابر است با:

$$A_s = 0.002\times 100\times 5 = 1\,\text{cm}^2/\text{m}$$

فواصل بین آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در جهت عمود بر تیرچه‌ها، با توجه به محدودیت ذکر شده در فصل دوم، برابر ۲۵ سانتی‌متر انتخاب می‌شود. لذا سطح مقطع هر میلگرد برابر است با:

$$A_s = 1\times 0.25 = 0.25\,\text{cm}^2$$

سطح مقطع میلگرد $\phi 6$ برابر ۰٫۲۸ سانتی‌مترمربع است، لذا آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در جهت عمود بر تیرچه‌ها، $\phi 6$ به فواصل ۲۵ سانتی‌متر از هم و از نوع S220 انتخاب می‌شود.

در جهت عمود بر تیرچه‌ها (S220) $USE: \phi 6@25\,cm$

در جهت موازی تیرچه‌ها، میلگرد بالایی تیرچه ($\phi 12$) می‌تواند به عنوان آرماتور حرارت و جمع‌شدگی در نظر گرفته شود.

$\phi 12@50cm \Rightarrow$ موجود $A_s = 2 \times 1.13 = 2.26\,cm^2/m > 1\,cm^2/m$

ولی با توجه به محدودیت حداکثر فاصله‌ی بین آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی به ۲۵ سانتی‌متر، علاوه بر آرماتور بالایی تیرچه‌ها، از میلگرد $\phi 6$ به فواصل ۵۰ سانتی‌متر از هم و از نوع S220 نیز در جهت موازی تیرچه‌ها استفاده می‌شود.

در جهت موازی تیرچه‌ها (S220) $USE: \phi 6@50\,cm$

**ح - کلاف میانی**

بار زنده سقف برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشد. همچنین طول دهانه نیز برابر ۵/۸ متر و بیشتر از ۴ متر است. لذا طبق مطالب فصل دوم، بایستی یک کلاف میانی در سقف تعبیه گردد. حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی آن نیز برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای پایینی تیرچه‌ها می‌باشد.

سطح مقطع لازم برای آرماتورهای کلاف میانی $A_s = \frac{4.81}{2} = 2.41\,cm^2$

دو میلگرد $\phi 14$ (یکی بالا و یکی پایین) برای کلاف میانی انتخاب می‌شود.

$USE: 2\phi 14 \qquad A_s = 2 \times 1.54 = 3.08\,cm^2 > 2.41\,cm^2 \qquad OK$

**ط - آرماتور منفی**

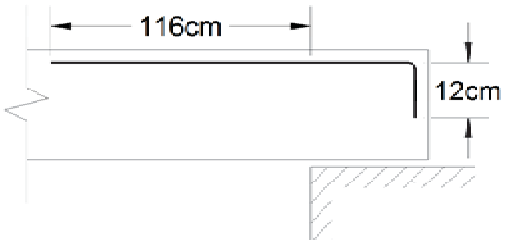
با توجه به مطالب فصل دوم، حداقل سطح مقطع آرماتور منفی برابر ۰/۱۵ سطح مقطع آرماتور وسط دهانه (آرماتورهای کششی) می‌باشد که در روی تکیه‌گاه اضافه شده و حداقل تا فاصله $\frac{۱}{۵}$ دهانه، از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابد.

سطح مقطع لازم میلگرد منفی $A_s = 0.15 \times 4.81 = 0.72\,cm^2$

طول میلگرد منفی در داخل دهانه $L = \frac{1}{5} \times 5.80 = 1.16\,cm^2$

لذا برای آرماتور منفی، یک میلگرد $\phi 10$ که به اندازه‌ی حداقل ۱/۱۶ متر از بر تکیه‌گاه به داخل دهانه ادامه می‌یابد، انتخاب می‌کنیم. این میلگرد در انتهای دیگر خود وارد تکیه‌گاه تیرچه شده و دارای قلابی بصورت خم ۹۰ درجه (گونیا) خواهد بود. طول قلاب استاندارد برابر است با:

طول قلاب میلگرد منفی $12d_b = 12 \times 1 = 12\,cm$




**شکل پ ۴-۲- میلگرد منفی مثال اول**

### ی - کنترل برش و طراحی آرماتورهای برشی

مطابق مطالب پیوست سوم، مقطع بحرانی برای کنترل برش، به فاصله‌ی d از بر تکیه‌گاه می‌باشد. مقدار نیروی برشی در این مقطع بحرانی به صورت زیر حاصل می‌شود:

$$V_u = \frac{P_u L_e}{2} - P_u d = \frac{537.5 \times 5.80}{2} - 537.5 \times 0.223 = 1439 \text{ kg}$$

$$V_c = 1.10 \times 0.63 \times \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 1.10 \times 0.63 \times 0.6 \times \sqrt{200} \times 10 \times 22.3 = 1311 \text{ kg} < V_u$$

ملاحظه می‌گردد که مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن کافی نبوده و لازم است تا از مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی نیز استفاده شود.

$$V_s = V_u - V_c = 1439 - 1311 = 128 \text{ kg}$$

با توجه به محدودیت حداکثر فاصله‌ی میلگردهای عرضی به ۲۰ سانتی‌متر که در فصل دوم ذکر شده است، مقدار ۱۷/۵ سانتی‌متر برای این فواصل انتخاب می‌شود. در این صورت زاویه‌ی این میلگردها با افق در حدود ۶۶ درجه خواهد بود.

$$A_v = \frac{V_s.s}{\phi_s f_y (\sin\alpha + \cos\alpha) d} = \frac{128 \times 17.5}{0.85 \times 2200 (\sin 66^\circ + \cos 66^\circ) \times 22.3} = 0.04 \text{ cm}^2$$

توصیه می‌گردد سطح مقطع آرماتورهای عرضی از مقدار حداقل زیر کمتر اختیار نشود.

$$A_{v_{min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} = 3.5 \times \frac{10 \times 17.5}{2200} = 0.28 \text{ cm}^2 > A_v$$

لذا میلگرد زیگزاگ منفرد $\phi 6$ با سطح مقطع ۰/۲۸ سانتی‌متر مربع به فواصل ۱۷/۵ سانتی‌متر از هم و از نوع S220 به عنوان آرماتورهای عرضی انتخاب می‌شود.

$$\text{USE} : \phi 6 @ 17.5 \text{ cm} \quad (S220)$$

در جدول شماره ۸ و در خانه‌ی مربوط به دهانه ۵/۸۲ متر، نماد V در کنار عدد ۵/۸۲ دیده می‌شود. نماد V نشانگر این است که بتن تیرچه به تنهایی قادر به تحمل نیروی برشی نبوده و بایستی آرماتورهای برشی طراحی شوند که محاسبات انجام شده نیز مؤید این مطلب می‌باشد.

## پ ۴-۳- مثال دوم

با استفاده از جداول پیوست ۲، میلگردهای پایین تیرچه‌ی سقف تیرچه بلوک با تیرچه‌های مضاعف مطابق (شکل پ ۴-۳) و به مشخصات زیر را تعیین کنید.

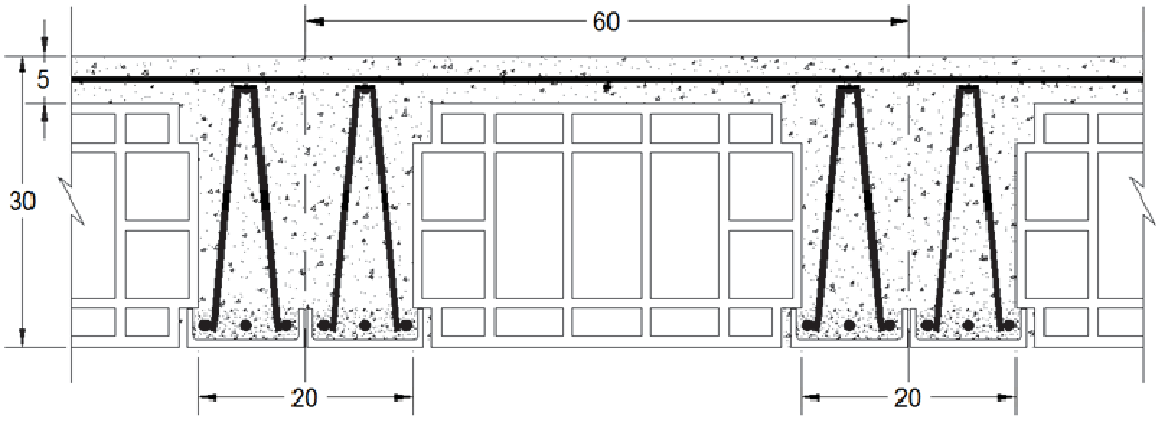
بارمرده $D = 650\ \ kg/cm^2$

بار زنده $L = 250\ \ kg/cm^2$

طول دهانه مؤثر $L_e = 6.3\,m$

عرض جان تیرچه‌های مضاعف $b_w = 20\,cm$

مقاومت مشخصه فولاد آرماتورها S300 $f_y = 3000\ \ kg/cm^2$




**شکل پ ۴-۳- مشخصات سقف تیرچه و بلوک مثال دوم**

جدول متناظر با مشخصات داده شده (براساس راهنمای جداول پیوست ۲) جدول شماره ۳۴ می‌باشد. وزن کل سقف تیرچه بلوک (با اعمال ضرایب بار) برابر خواهد بود با:

$$W = 1.25D + 1.5L = 1.25 \times 650 + 1.5 \times 250 = 1187.5\ kg/m^2$$

که در جهت اطمینان برابر $1200\ kg/m^2$ فرض می‌شود.

با استفاده از جدول شماره ۳۴، ستون مربوط به وزن سقف برابر $1200\ kg/m^2$ را انتخاب کرده و در این ستون اولین عدد برای دهانه بزرگتر از ۶٫۳ متر را پیدا می‌کنیم که برابر ۶٫۳۳ متر می‌باشد. از سطر نظیر این دهانه، مقدار سطح مقطع میلگردها بدست می‌آید که برابر ۶٫۰۳ سانتی‌مترمربع می‌باشد. لازم به ذکر است که این مقدار مساحت میلگردها متعلق به دو عدد تیرچه می‌باشد. لذا سطح مقطع میلگردهای هر تیرچه برابر خواهد بود با :

$$A_s = \frac{6.03}{2} = 3.02\ cm^2$$

برای تأمین این مقدار سطح مقطع میلگردها، می‌توان از دو میلگرد $\phi 12$ و یک میلگرد $\phi 10$ استفاده کرد.

$$USE: 2\phi 12 + 1\phi 10 \quad (S300)$$

در این جدول، از آنجایی که خانه مربوط به دهانه ۶٫۳۳ متر، دارای نمادهایA ، B یا C نمی‌باشد، پس تیرچه با مشخصات داده شده، حداقل ضخامت لازم را با توجه به محدودیت افتادگی (خیز) دارد و لذا دارای افتادگی (خیز) مجاز و قابل قبول خواهد بود.

در جدول‌های ارائه شده در پیوست ۲، آرماتور حداقل و حداکثر و برش تیرچه‌ها برای تیرچه‌ی منفرد کنترل شده است. ولی در این مثال با توجه به استفاده از تیرچه‌های مضاعف، لازم است تا کنترل آرماتور حداقل و حداکثر و طراحی برش توسط کاربر انجام پذیرد که نمونه این محاسبات در مثال اول این پیوست به تفصیل آمده است.

## پ ۴-۴- مثال سوم

مطلوب است محاسبه‌ی سقف تیرچه و بلوک از نوع کامپوزیت با تیرچه‌ی فولادی، با توجه به مشخصات زیر:

**الف ـ مشخصات مصالح**

$f_C = 210 \ {kg}/{cm^2}$

$f_y = 2400 \ {kg}/{cm^2}$

**ب – ابعاد**

طول دهانه‌ی مؤثر $L_e = 6 \ m$

فاصله‌ی محور تا محور تیرچه‌ها $b_L = 73 \ cm$

ارتفاع تیرچه‌ها $d_1 = 26 \ cm$

ضخامت کل سقف $d_2 = 30 \ cm$

ضخامت بتن روی سقف $t_1 = 6 \ cm$

**ج ـ بارهای مرده و زنده**

بارمرده‌ی تیرچه و بلوک و بتن $w_1 = 200 \ {kg}/{m^2}$

بار عوامل اجرایی $w_2 = 80 \ {kg}/{m^2}$

بار زنده‌ی سقف $w_3 = 400 \ {kg}/{m^2}$

کل بار مرده‌ی سقف $w_4 = 500 \ {kg}/{m^2}$

راه حل:

**الف ـ محاسبه‌ی بارهای وارده**

بارهای وارده قبل از گرفتن بتن $q_1 = w_1 + w_2 = 280 \ {kg}/{m^2}$

$$M_D = \frac{q_1 L^2}{8} = \frac{(280 \times 0.73) \times 6^2}{8} = 919.8 \ kg - m$$

بارهای وارده بعد از گرفتن بتن $q_2 = w_3 + w_4 = 900 \ {kg}/{m^2}$

$$M_L = \frac{q_2 L^2}{8} = \frac{(900 \times 0.73) \times 6^2}{8} = 2956.5 \ kg - m$$

**ب – حدس اولیه‌ی مقطع فولادی**

بال فوقانی $A_{t1} = \frac{M_1 \times 100}{d_1 \times 0.6F_y} = 2.46 \ cm^2$

بال تحتانی $A_{B1} = \frac{M_2 \times 100}{d_2 \times 0.6F_y} = 6.84 \ cm^2$

لازم به ذکر است که مقاطع به‌دست آمده در فوق، سعی اولیه جهت کنترل‌های لازم مقطع انتخابی می‌باشد و پس از انجام محاسبات در صورت عدم کفایت مقطع انتخاب شده، لازم است مقطع اولیه بر حسب نیروهای مورد نیاز تغییر و محاسبات مجدداً انجام گیرد.

در ادامه نتایج مربوط به آخرین سعی ارائه شده است.

سعی آخر : $A_t = 3.59 \ cm^2$

$A_b = 5.12 \ cm^2$

**ج ـ مشخصات مقطع قبل از گرفتن بتن**

فاصله‌ی تار خنثی مقطع قبل از گرفتن بتن نسبت به بال تحتانی : $y = 10.71 \ cm$

ممان اینرسی تیرچه قبل از گرفتن بتن : $I_{xx} = 1427 \ cm^4$

مدول مقطع تیرچه نسبت به بال فوقانی قبل از گرفتن بتن : $S_t = 87.61$

مدول مقطع تیرچه نسبت به بال تحتانی قبل از گرفتن بتن : $S_b = 130.75$

**د – تنش ایجاد شده قبل از گرفتن بتن**

تنش موجود در بال فوقانی قبل از گرفتن بتن : $f_t = \frac{M_D}{S_t} = \frac{91980}{87.61} = 1050 \ {kg}/{cm^2} \ < 0.6F_y = 1440 \ Kg/cm^2$

تنش موجود در بال تحتانی قبل از گرفتن بتن : $f_b = \frac{M_D}{S_b} = \frac{91980}{130.75} = 703.5 \ {kg}/{cm^2} < 0.6F_y = 1440 \ Kg/cm^2$

**هـ - مشخصات مقطع بعد از گرفتن بتن**

$$b_e = \min\begin{cases}\frac{1}{4}L\times 100 = 150\ cm\\ b\times 100 = 73\ cm\\ 16t+10 = 106\ cm\end{cases}$$

$b_e = 73\ cm$

عرض تبدیل یافته‌ی بتن به فولاد در مقطع مختلف : $b = \frac{b_e}{n} = \frac{73}{10} = 7.3\ cm$

فاصله‌ی تار خنثی مقطع مختلط نسبت به بال تحتانی : $y = 24.31\,cm$

ممان اینرسی مقطع مختلط : $I_{xx} = 3484\ cm^4$

مدول مقطع مختلط نسبت به تار فوقانی : $S_{(tr)_t} = \frac{I_{xx}}{d_2 - y} = 612\ cm^3$

مدول مقطع مختلط نسبت به تار تحتانی : $S_{(tr)_b} = \frac{I_{xx}}{y} = 143.32\ cm^3$

**و ـ تنش ایجاد شده بعد از گرفتن بتن**

ممان موجود بدون احتساب بار اجرا و وزن سقف $M = \frac{(w_3 + w_4 - w_1)\times b\times L^2}{8} = 2300\ kg-m$

تنش موجود در بال فوقانی بعد از گرفتن بتن $f_t = \frac{M_3\times 100}{S_t} = 375.74\ {kg}/{cm^2} < 0.6F_y = 1440\ {kg}/{cm^2}$

تنش مؤثر در بتن $f_{te} = \frac{f_{tc}}{n} = 37.54\ {kg}/{cm^2}$

تنش مجاز فشاری خمشی بتن $= 0.45f_c = 94.5\ {kg}/{cm^2} \qquad \Rightarrow f_{te} < f_c \qquad O.K.$

تنش موجود در بال تحتانی $f_b = \frac{w_1\times b_e\times \frac{L^2}{8}}{S_b} + \frac{(w_3+w_4-w_1)\times b_e\times \frac{L^2}{8}}{S_{(b)_{tr}}}$

$$= 2107\ {kg}/{cm^2} < 0.9F_y = 2160\ {kg}/{cm^2}$$

**ز- کنترل تغییر مکان**

تغییر مکان ناشی از بار قبل از گرفتن بتن : $D_1 = \frac{5w_1L^4\times b_e}{384EI_s} = 0.822\ cm$

تغییر مکان ناشی از بار بعد از گرفتن بتن : $D_2 = \frac{5(q_2 - w_1)L^4\times b_e}{384EI_{tr}} = 1.179\ cm$

تغییر مکان نهایی : $D_1 + D_2 = 2cm < \frac{L}{240}$ $O.K.$

تغییر مکان تحت بار زنده : $D_3 = \frac{5 \times w_2 \times L^4 \times b_e}{384 E I_{tr}} = 0.67\ cm < \frac{L}{360}$ $O.K.$

**ح- کنترل لرزش کف**

$$f = 70\sqrt{\frac{I}{w_4 b_e L^4}} = 70\sqrt{\frac{3483}{(500 \times 0.73) \times 6^4}} = 6.007 > 5 \qquad O.K.$$

$$\frac{d}{L} = \frac{30}{600} = 0.05 \geq \frac{1}{200} \qquad O.K.$$

**ط- کنترل برش**

برش حداکثر در تکیه‌گاه : $R = \frac{(w_3 + w_4) b_e L}{2} = 1971\ \ kg$

مطابق بند ۲-۲-۲-۶ : $V_r = V_c + V_j$

$V_c = 0.31\sqrt{f_c}\, b.d.$

$V_j = 0.66 F_y \times 0.78$

$V_r > R \qquad O.K.$