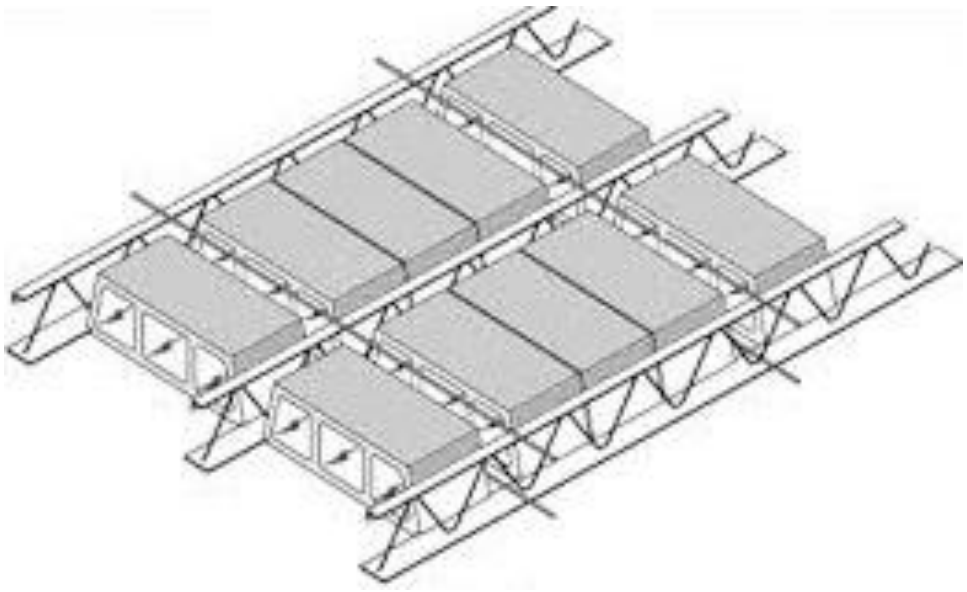
SEYEDMEGHDAD.YOUSEFI365@GMAIL.COM

سقف تیرچه بلوک و تیرچه کرومیت - نحوه طراحی و مدلسازی آن درنرم افزار ایتبس

زمستان 1399



نویسنده : مهندس سید مقداد یوسفی کنعانی
Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

فهرست

مقدمه ***1***

معرفی سقف تیرچه بلوک(یونولیت) ***1***

مزایا و معایب سقف تیرچه بلوک(یونولیت) ***2***

مراحل مختلف اجرای سقف تیرچه بلوک(یونولیت) ***5***

معرفی سقف تیرچه کرومیت ***7***

مزایا و معایب سقف تیرچه کرومیت ***12***

نکات کاربردی در طراحی سقف تیرچه بلوک(یونولیت) ***13***

کنترل دال بتنی ***15***

کنترل خیز تیرچه ***18***

محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان ***21***

کنترل تغییر شکل ***25***

مدل سازی سقف تیرچه بلوک بتنی(یونولیت) در نرم افزار ایتبس ***26***

مدلسازی سقف تیرچه کرومیت در نرم افزار ایتبس ***29***

Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

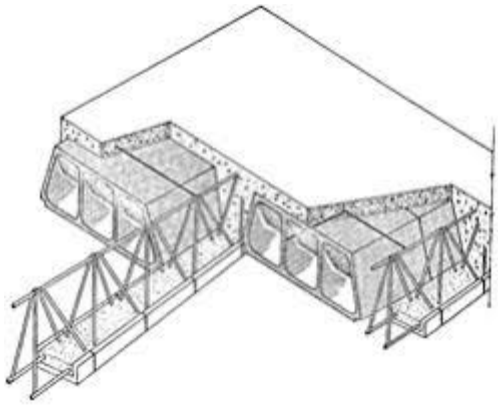
مقدمه :

جزوه ای جامع با نکات طراحی و اجرای سقف تیرچه بلوک بتنی و تیرچه کرومیت

سقف به سطح بالایی یک اتاق یا یک سازه گویند. در ساختمان‌های یک طبقه سقف برای محافظت از نور آفتاب، برودت، باران و برف و در ساختمان‌های چند طبقه علاوه بر این کار برای جداسازی طبقات از یکدیگر استفاده می‌شود به گونه‌ای که سقف یکی زمین دیگری محسوب می‌شود. در مناطق سردسیر ارتفاع سقف تا کف معمولاً کم می‌باشد تا محل راحتتر گرم شود و در مناطق گرمسیر به خاطر جریان داشتن هوا عموماً ارتفاع سقف زیادتر می‌باشد.

سقف تیرچه بلوک(یونولیت):

سقف تیرچه بلوک یکی از انواع بسیار رایج سقف در ایران می باشد که امروزه در بسیاری از پروژه های ساختمانی کوچک و متوسط مورد استفاده قرار می گیرد.



نگاهی به تاریخچه سقف تیرچه بلوک :

سقف طاق ضربی در ایران بسیار رایج بوده است و ساختمان های قدیمی بیشتر با این نوع سقف ساخته می شده اند.

امّا پس از مطالعات مهندسی و بررسی کارشناسان از زلزله های مخرب بسیاری از مهندسان به این نتیجه رسیداند که سقف طاق ضربی در هنگام زلزله فاقد عملکرد مناسب می باشد.

سقف تیرچه بلوکبه همین علّت به مرور زمان استفاده از این نوع سقف منسوخ گردید و این نوع سقف جای خود را به سقف تیرچه بلوک داد.

در ابتدا یکی از ایرادات سقف تیرچه بلوک آن بود که به علت استفاده از بلوک سیمانی وزن آن بسیار سنگین بود.

استفاده از بلوک سفالی نیز معمولاً هزینه بر بود.

پس از استفاده از یونولیت به جای بلوک های سیمانی و سفالی ایرادات ذکر شده رفع کردید.

امّا ایراد اصلی یونولیت ایجاد دود بسیار غلیظ در هنگام آتش سوزی بود.

با ورود فوم های نسوز این ایراد هم رفع گردید و استفاده از این نوع سقف را برای بسیاری از پروژه ها مقرون به صرفه نمود.

نام دیگر سقف تیرچه بلوک سقف تیرچه دال می باشد.

سقف تیرچه بلوک جزء دال های یک طرفه به حساب می آید.

Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

اجزای تشکیل دهنده سقف تیرچه بلوک عبارت اند از:

تیرچه

بلوک

بتن بالا یا درجا که در بالای سقف قرار می‌گیرد.

بتن فوق الذکر در بالای سقف قرار می‌گیرد و باعث اتصال تیرچه‌ها می‌شود که این امر باعث یکپارچه کار کردن اجزا می‌شود.

همچنین بتن به کار رفته در قسمت فشاری سقف قرار می‌گیرد.

جنس بلوک مورد استفاده در سقف تیرچه دال می تواند یکی از موارد ذیل باشد:

بلوک سیمانی

بلوک سفالی

یونولیت(بلوک پلی استایرن)

سقف تیرچه بلوک

استفاده از بلوک های سیمانی باعث افزایش وزن سازه می شود.

همان طور که در تاریخچه این سقف آوردیم امروزه بیشتر از یونولیت در این نوع سقف استفاده می شود.

همچنین از این نوع سقف در ساخت ساختمان های اسکلت فلزی ، اسکلت بتنی و ساختمان های بنایی می توان استفاده نمود.

مزایا و معایب سقف تیرچه بلوک:

عمده مزایای سقف تیرچه دال عبارت اند از:

مقاوم بودن در برابر نیروی جانبی به دلیل ایجاد یک دیافراگم صلب.

توزیع بهتر بار و جلوگیری از لرزش

عایق بودن حرارتی و صوتی سقف به علت توخالی بودن بلوک ها

مصرف نسبتاً کم فولاد یا آرماتور در مقایسه با میزان باربری

صرفه جویی در مصرف بتن به دلیل حذف بتن در ناحیه کششی و جایگزینی بلوک به جای آن

صرفه جویی در قالب زیر سقف در مقایسه با دال بتنی

کاهش نیروی انسانی لازم به علت تولید تیرچه و بلوک در کارخانه

با توجه به مزایای فوق الذکر این سقف دارای ایراداتی نیز می باشد که این ایرادات عبارت اند از:

حداکثر دهانه ای که می توان با سقف تیرچه بلوک پوشش داد ۸ متر است.همچنین برای دهانه های ۷ الی ۸ متر تیرچه باید به صورت مضاعف یا تیرچه دوبل استفاده شود.

در مقایسه با سقف های دال بتنی و کامپوزیت صلبیت کافی نداشته.

در مکان هایی که سقف حالت مثلثی و قوسی هست اجرا ی این سقف با محدودیت همراه می باشد.

امکان شکستن پاشنه تیرچه تحت ضرباتی وجود دارد.

تیرچه:

تیرچه خرپایی ساخته شده از خرپای فولادی و پاشنه بتنی می باشد.

اجزاء تشکیل دهنده خرپای تیرچه عبارتند از:

میلگرد بالا

میلگرد مارپیچ یا عرضی

میلگردهای کششی پاشنه

میلگردهای بالا، عضو بالای خرپا بوده و قطر آن نباید کمتر از ۶ میلیمتر، و بیشتر از ۱۲ میلیمتر باشد.

عموماً توصیه می‌شود از میلگرد ۱۰ یا ۱۲ آجدار استفاده شود.

میلگرد عرضی عضو مورب خرپا را تشکیل می‌دهد و نیروهای برش سقف را تحمل می‌کند

زاویه میلگردهای عرضی با میلگردهای کششی پایین، ۳۰الی ۴۵ درجه می‌باشد.

قطر میلگردهای عرضی نیز بین ۵ تا ۱۰میلیمتری می‌باشد و حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر ۲۰ سانتیمتر می‌باشد.

میلگردهای کششی پایین نیز ممان‌های مثبت وسط دهانه را تحمل می‌کنند.

حداقل تعداد میلگردهای پایین که سرتاسر طول تیرچه را طی می‌نماید ۲ عدداست و قطر آنها باید بین ۸ تا ۱۶ میلیمتر باشد.

اگر ضخامت بین پاشنه تیرچه ۵/۵ سانتیمتر یا بیشتر باشد، می‌توان از میلگردهای نمره ۱۸ و ۲۰ نیز استفاده نمود.

در صورتی که در محاسبات انجام شده بر اساس بارهای وارده و طول تیرچه نیاز به فولاد بیشتری در پاشنه باشد، می‌توان تعداد میلگردهای پاشنه را اضافه نمود.

حداقل فاصله میلگردهای کششی از یکدیگر باید ۵ میلیمتر بیشتر از قطر بزرگترین دانه بتن مصرفی باشد.

برای اینکه چسبندگی بهتری بین بتن و فولاد ایجاد شود، باید تمام میلگردها به صورت آجدار استفاده شود.

تیرچه هایی که عموماً در سقف تیرچه بلوک مورد استفاده قرار می گیرند عبارت اند از:

تیرچه های بدون فندوله

تیرچه های فندوله دار

در تیرچه های فندوله دار قالب پاشنه به صورت سفالی همراه تیرچه مصرف می شود.

این تیرچه در مواردی که هوا سرد باشد و قالب به پاشنه می چسبد،مورد استفاده قرار می گیرد.

در تیرچه های بدون فندوله پاشنه تیرچه در یک قالب فلزی(ناودانی نمره ۱۴) ریخته می شود.

برای تامین تکیه‌گاه بلوک، بتن پاشنه باید صاف ریخته شود و حداقل پهنای بتن پاشنه ۱۰ سانتیمتر و حداکثر ۱۶ سانتیمتر می‌باشد.

ضخامت بتن پاشنه ۴/۵ تا ۵/۵ سانتیمتر می‌باشد و باید به اندازه‌ای باشد که کلیه میلگردهای کششی در بتن آن غوطه ور باشند.

بتن پاشنه باید ریزدانه بوده و عیار آن ۴۰۰ الی ۵۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب بتن باشد.

بلوک:

بلوک ها در سقف تیرچه بلوک عموماً نقش پرکننده داشته و در استحکام و مقاومت آن تاثیری ندارد.

هرچند حین نصب و عبور و مرور کارگران می بایستی از استحکام کافی برخوردار باشند.

بلوک‌ها علاوه بر پرکنندگی فضای خالی در حکم قالب بتن پوشش نیز هستند.

قسمت زیرین بلوک، برای تامین سطحی مسطح به منظور انجام نازک کاری کاربرد دارد.

خاصیت مکندگی بلوک نباید بیشتر از ٪۲۰ و کمتر از ٪۱۳ باشد.

اگر قدرت جذب آب بلوک از ٪۲۰ بیشتر باشد، بلوک کلیه رطوبت گچ و خاک را مکیده و باعث پوک شدن آن می‌شود.

و همچنین اگر از ٪۱۳ کمتر باشد در این صورت چسبندگی ملات گچ و خاک به آن کم می‌شود و امکان طبله کردن وجود دارد.

بلوک سیمانی:

این نوع بلوک نسبت به سایر انواع بلوک سنگین می باشد.

وزن این بلوک ها چیزی در حدود ۱۵ الی ۲۰ کیلوگرم می باشد.

به علت سنگین بودن این نوع بلوک ها امروزه کمتر مورد استفاده قرار می گیرند.

البته برای سبکی می توان از پوکه معدنی در طرح اختلاط بلوک بهره جست.

بلوک سفالی:

بلوک سفالی از جنس رس می باشند که پس از عمل آوری در کوره پخته می شود.

این بلوک ها نسبت به بلوک های سیمانی سبک تر می باشند.

وزن این بلوک ها چیزی در حدود ۷ الی ۱۰ کیلوگرم می باشد.

بلوک‌های سفالی باید عاری از ترک و دانه‌های آهکی باشند و رنگ آنها یکنواخت بوده و به طور یکسان پخته شده باشند.

سقف تیرچه بلوکسطوح بلوک سفالی باید صاف و عاری از انحناء و خمیدگی و دارای لبه‌های تیز و مستقیم بوده و بافت ریز و متراکم داشته باشد.

سطح خارجی بلوک به منظور ایجاد چسبندگی لازم به بتن بالایی و همچنین به نازک کاری زیر سقف شیاردار است.

یونولیت(بلوک پلی استایرن):

از مزایایی استفاده از این نوع بلوک می توان به موارد زیر اشاره نمود:

الف: کاهش وزن سقف در حدود صد کیلوگرم بر متر مربع.

ب:افزایش سرعت اجرا.

باید توجه نمود استفاده از پلی استایرن با دانسیته پایین و غیر استاندار مجاز نمی باشد.

همچنین در سقف تیرچه بلوک باید از یونولیت هایی استفاده نمود که در مقابل آتش سوزی مقاوم می باشند.

کند سوز و یا نسوز بودن یونولیت را می توانید با بهره گیری از تست شعله در کارگاه بررسی کنید.

بتن رویه:

در بتن رویه باید به نکات زیر توجه شود:

الف:ضخامت بتن رویه نباید کمتر از پنج سانتی متر یا یک دوازدهم فاصله محور به محور تیرچه ها کمتر اختیار گردد.

ب:فاصله تیرچه ها نباید از هفتاد و پنج سانتی متر بیشتر شود.

ج:دانه بندی بتن رویه باید ریزدانه باشد و طبق آیین نامه قطر بادامی نباید از ۲۵ میلیمتر بیشتر اختیار گردد.

د:قبل بتن ریزی روی بلوک ها آب پاشی صورت بگیرد.

مراحل مختلف اجرای سقف تیرچه بلوک:

در این قسمت شما را با مراحل اجرای سقف تیرچه بلوک بیشتر آشنا می کنیم.

۱ - کار گذاشتن تیرچه ها:

در این مرحله تیرچه ها باید در فواصل مشخص و از پیش تعیین شده(معمولاً پنجاه سانتی متر) در کنار هم قرار بگیرند.

در ساختمان هایی با اسکلت فلزی نشیمن تیرچه ها یا روی بال تیرهای اصلی قرار می گیردو یا این که روی نبشی هایی که به جان تیر جوش شده اند گذاشته می شود.

برای سفارش تیرچه در ساختمان های فلزی همیشه سعی می شود طول دهانه پنج سانتی متر اضافی در نظر گرفته شودوسپس در محل کارگاه برش می شود.

علت این امر ناشاقول بودن ستون ها و تعیین دقیق فاصله ها می باشد.

در ساختمان‌های بنایی اگر بخواهیم از سقف تیرچه بلوک استفاده کنیم باید حتماً روی دیوار باربر شناژ افقی اجرا کنیم.

پهنای این شناژ مساوی پهنای دیوار و بلندی آن چیزی در حدود ۳۵ تا ۴۰ سانتی‌متر می باشد و باید حداقل به ۴ میلگرد ۱۲ تا ۱۴ مجهز شود.

اجرای سقف تیرچه بلوک در ساختمان‌های بتنی از آنجا که ممکن می باشد ارتفاع پلی که سقف به آن منتهی می‌شود بلندتر از سقف باشد بهتر است این اختلاف ارتفاع را در کنار پل به وسیلهٔ بتن با زاویهٔ ۴۵ درجه پر نماییم و همچنین بقیهٔ سطح را با بتن سبک یا پوکه هم سطح بکنیم.

طول کنسول بتنی باید۱ بر ۴ طول سقفی باشد که کنسول به آن متکی است.

سر تیرچه‌های کنسول می بایستی حدود چند سانتی‌متر بالاتر رگلاژ شود.

آهن ممان منفی در روی کنسول باید به وسیلهٔ مهندس محاسب تعیین گردد.

چرا که کلیه بار کنسول به وسیله همین آهن‌ها تحمل می‌شود و باید در حدود ۲/۵ تا ۳ برابر طول کنسول در سقف ریشه داشته باشد.

در هنگام رگلاژ تیرچه می بایستی کمر تیرچه‌ها حدود ۲ تا ۳ سانتی‌متر از ۲ سر آن بلندتر باشد تا پس از بتن ریزی و قالب برداری اگر قرار است افت کند مسطح شود.

۲ ـ تکیه گاهای موقت یا شمع ها:

تا زمانی که بتن رویه سفت نشده است حتماً باید سقف تیرچه بلوک به وسیله ی شمع های چوبی و یا فلزی نگه داری بشود.

مزایا و معایب شمع های چوبی عبارت است از:

شمع های چوبی ارزان قیمت می باشند.

تنها برای ارتفاع مشخصی کاربرد دارند.

مزایا و معایب شمع های فلزی عبارت اند از:

قیمت آن نسبت به شمع چوبی بیشتر می باشد.

برای ارتفاع های گوناگون کاربردی می باشد.

به صورت مستمر قابل استفاده بوده.

۳ ـ کار گذاشتن سقف کاذب:

در صورتی که سقف تیرچه بلوک دارای سقف کاذب باشد بایستی قبل از بتن ریزی میلگردهایی به شکل L به عنوان آویز از سوراخ بلوک ها عبور داده شود.

لازم به ذکر است برای سقف کاذب بهتر می باشد از میلگرد شاخه ای استفاده شود.

۴ ـ کار گذاشتن میلگرد کلاف:

جهت آن که در دهانه های بزرگ تیرچه به صورت تکی عمل نکند و همچنین به دلیل حفظ یکپارچگی سقف از کلاف عرضی استفاده می شود.

Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

۵ - کار گذاشتن میلگرد منفی:

در طراحی تیرچه باید به دو نکته توجه نمود که آن دو نکته عبارت اند از:

اتصال تیرچه به تیر فلزی یا تیر بتنی مفصلی در نظر گرفته شود.

اتصال تیرچه به تیر فلزی یا تیر بتنی گیر دار در نظر گرفته شود.

اگر اتصال تیرچه به تیر فلزی یا تیر بتنی مفصلی باشد آرماتور به عنوان آرماتور دوخت حساب می شود و میلگرد ۸ الی ۱۲ کافی می باشد.

در صورتی که تیرچه به مقدار ۱۵ سانتی متر در داخل تیر بتنی قرار گیرد آرماتور دوخت لازم نیست.

اگر اتصال تیرچه به تیر فلزی یا تیر بتنی گیر دار در نظر گرفته شود در این حالت نیاز به طراحی آرماتور ممان منفی می باشد.

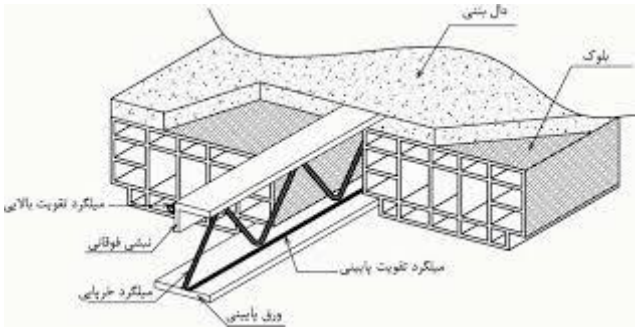
حداقل طول آرماتور ممان منفی برابر ۵/۱ طول دهانه خواهد بود.

۶ - کار گذاشتن میلگرد های افت حرارت و توزیع بار:

سقف های تیرچه بلوک به مرور زمان افت کرده و ترک هایی در سقف مشاهده می شود.

به منظور کاهش این مشکل با آماده شدن سقف پیش از بتن ریزی از آرماتورهایی به قطر ۶ یا حداقل ۸ سانتی متر در امتداد طول تیرچه به فاصله مرکز بلوک ها ۵۰ سانتی متر و در جهت عمود بر تیرچه ها به فاصله ۳۰ سانتی متر آرماتورهایی به عنوان آرماتورهای افت و حرارت نصب می شود.

سقف تیرچه کرومیت :



همان طور که در مقاله سقف تیرچه بلوک اشاره نمودیم با رواج سقف های تیرچه بلوک برخی از مشکلات طاق ضربی رفع شد.

اما سقف تیرچه بلوک ایراداتی نیز داشت.

عمده ترین ایراد این سقف نیاز به شمع بندی در زیر سقف می باشد.

شمع بندی مشکلاتی را در کارگاه ایجاد می کند که مهمترین آن ها عبارت اند از:

الف:دست و پا گیر بودن

ب:تحمیل کردن هزینه زیاد بر ساختمان

سقف های کرومیت به علّت خود ایستا بودن تیرچه ها نیازی به شمع بندی ندارند.

همین امر باعث می شود سقف کرومیت نسبت به سقف تیرچه بلوک از سرعت اجرایی بالاتری برخوردار باشد.

این سقف بر روی اسکلت های فولادی،بتنی و ساختمان های بنایی قابل اجرا می باشد.

توجه:معمولاً توصیه می شود برای دهانه های بیش از شش متر به علّت وجود لرزش حین اجرا و عدم گیرش بتن از یک ردیف شمع در وسط تیرچه استفاده بشود.

نشریات مربوط به سقف کرومیت:

اگر شما قصد دارید در زمینه طراحی سقف های کرومیت فعالیت نمایید می بایستی بر نشریه های ۱۵۱ و ۵۴۳ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور اشراف کامل داشته باشید.

لازم به ذکر است روشهای ساخت و فولاد و بتن مصرفی همچنین روشهای اجرا و ملزومات تحت شماره ۱۲۹۷۷ سازمان ملی استاندارد ایران می‌باشد.

روشهای اجرای سقف کرومیت:

به صورت کلی سقف کرومیت به دو روش اجرا می شود.

این دو روش عبارت اند از:

الف:سقف کرومیت با قالب دائمی

ب:سقف کرومیت با قالب موقت(کامپوزیت کرمیت)

در سقف های کرومیت با قالب دائمی جنس قالب می تواند از بلوک های سیمانی،سفالی و یا یونولیت باشد.

در سقف های کرومیت با قالب موقت جنس قالب ها عموماً فلزی می باشد.

در این متد قالب ها پس از بتن ریزی باز می شوند.

در روش دوم به دلیل عدم استفاده از بلوک در سقف وزن آن نسبت به روش اول کمتر می باشد.

سقف کامپوزیت کرومیت دارای وزنی در حدود ۲۴۰ کیلوگرم بر متر مربع می باشد.

همچنین در این سیستم به علت غرق شدن کامل جان تیرچه ها در بتن، لرزش کمتری در مقایسه با سیستم های مشابه کامپوزیت معمولی و عرشه مشاهده می گردد.

اجزای سقف کرومیت:

مهمترین قسمت های سقف های کرومیت عبارت اند از:

الف:تیرچه فولادی با جان باز

ب:میلگردهای حرارتی

ج:بلوک پر کننده با توجه به نوع سقف

د:کلاف عرضی

ه:بتن رویه

الف:تیرچه فولادی با جان باز:

تیرچه فولادی با جان باز عنصر پیش ساخته‌ای است که به صورت خرپاهای ویژه دو سر ساده اجرا می‌شود و در دو مرحله زمان اجرا و قبل از گرفتن بتن و دیگری پس از گرفتن بتن تحت بارگذاری قرار می‌گیرد.

اجزای تیرچه فولادی عبارت اند از:

بال تحتانی

اعضای قطری

بال فوقانی

بال تحتانی از تسمه ساخته شده و به عنوان عضو کششی خرپا عمل می نماید.

اعضای قطری معمولاً از میلگرد می‌باشند و به عنوان عضو مورب خرپا عمل نموده.

اعضای قطری به کمک اعضای کششی و فشاری، ایستایی لازم را برای اعمال بارهای وارده تامین می کنند.

بال فوقانی تیرچه می تواند از تسمه ، ناودانی و یا نبشی ساخته بشود.

بال فوقانی در داخل بتن پوشش قرار می‌گیرد.

بال پایین یا ورق پایینی بایستی فاقد هرگونه اعوجاج و زنگ زدگی باشد و همچنین با استاندارد ملی شماره ۱۶۰۰ مطابقت داشته باشد.

توجه داشته باشید که هرگونه اعوجاج و زنگ زدگی بال پایین یا ورق پایینی باعث ضعف سقف و عدم اجرای جوشکاری مناسب می‌گردد.

میلگردهای تقویتی:

در بسیاری از موارد جهت اقتصادی نمودن پروژه از تقویت میلگرد برای بال فوقانی و ورق پایینی استفاده می‌شود. استفاده از میلکرد تقویتی تنها در صورتی مجاز است که از نوع فولاد نرم یا نیم سخت باشد و با جوش مناسبی مطابق با ضوابط جوش استاندارد ایران به ورق متصل شوند.

ب:میلگردهای حرارتی:

برای مقابله با تنش‌های ناشی از افت و تغییرات دما، میلگردهای افت و حرارت در جهت عمود بر تیرچه‌ها در قسمت بالای سقف نصب می‌گردند.

ج:بلوک ها:

بلوک ها در سقف کرومیت عموماً نقش پرکننده داشته و در استحکام و مقاومت آن تاثیری ندارند.

جنس بلوک ها در سقف کرومیت عموماً یکی از موارد زیر می باشد:

همان طور که در قسمت روش های اجرای سقف کرومیت اشاره کردیم در سقف کرومیت با قالب موقت(کامپوزیت کرمیت) از بلوک استفاده نمی گردد.

در این نوع روش اجرا قبل از بتن ریزی معمولاً از قالب های فلزی استفاده می شود.

سپس پس از بتن ریزی که بتن مقاومت کافی را بدست آورد قالب ها باز می شوند.

د:کلاف عرضی:

استفاده از کلاف عرضی در سقف کرمیت الزامی می باشد.

عرض حداقل این کلاف ۱۰ سانتیمتر و حداقل شامل دو میلگرد به قطر حداقل ۱۲ میلیمتر است

در دهانه‌های کوچکتر از ۵/۵ متر اجرای حداقل یک کلاف عرضی الزامی است.

در دهانه‌های بزرگتر فاصله کلاف‌ها باید به نحوی باشد که فاصله دو کلاف عرضی از ۵/۲ متر تجاوز نکند.

در دهانه‌های کوچکتر از ۳ متر نصب میلگرد و جوش دادن آن به تیرچه‌ها کفایت می‌کند و نیازی به ایجاد فاصله بین بلوک‌ها برای نفوذ بتن نیست.

متأسفانه در سقف‌های کرمیت کامپوزیت به سبب گیر کردن قالب‌ها و تکه دارشدن آنها معمولاً دیده می‌شود که کلاف عرضی حذف شده و یا به شکل بسیار ناصحیحی کلاف عرضی صرفاً با میلگرد اجرا می شود که به هیچ وجه تأمین کننده ضوابط نشریه ۱۵۱ نیست.

ه:بتن رویه:

بتن رویه قسمتی از تیر مرکب است که پس از جاگذاری تیرچه‌ها و بلوک‌ها بتن‌ریزی می‌گردد.

بتن رویه پس از آنکه به مقاومت مورد نیاز رسید به کمک عضو کشی فولادی (تیرچه فولادی یا جان باز) بار وارد بر سقف را تحمل می‌کند.

سقف کرومیت مقاومت بتن رویه بر اساس دو فاکتور طراحی می شود.

این دو فاکتور عبارت اند از:

الف: طول دهانه

ب:بار وارده بر سقف

کش در سقف تیرچه کرومیت:

وظیفه کش انسجام بخشیدن به سازه به‌خصوص در حین وارد شدن بارهای جانبی بر ساختمان است.

بعلاوه کش‌ها کمک می‌کنند تا ستون‌ها در زمان اجرای بتن‌ریزی سقف از حالت راستای قائم خود (شاقولی) خارج نشوند.

امّا در سقف تیرچه کرومیت امکان حذف کش‌ها در سازه های فولادی به نوعی یک مزیت برای این سقف محسوب می شود.

البته به دلیل محاسن ذکر شده توصیه می‌گردد که در اجرای سقف‌های کرمیت کش‌ها حذف نشوند.

همچنین با توجه به اینکه اغلب محاسبان کش‌ها را برای بارهای قائم طراحی نمی‌کنند لازم است در مجاورت کش‌ها، تیرچه حذف نشده و بلوک‌ها روی کش‌ها قرار نگیرند.

مراحل اجرای سقف کرومیت:

عمده ترین مراحل اجرای سقف کرومیت عبارت اند از:

الف:نصب تیرچه ها در دهانه ها با توجه به طول دهانه ها و محاسبات مربوطه

ب:پر کردن فضای بین تیرچه ها با توجه به نوع سقف

ج:مش بندی

د:بتن ریزی

الزامات سقف کرومیت:

فاصله آزاد تیرچه ها نباید از ۷۵ سانتی متر تجاوز کند.

عرض بال تحتانی تیرچه در صورت استفاده از بلوک های سفالی یا سیمانی نباید کمتر از ۱۲ سانتی متر و ۷/۲ ضخامت سقف باشد. در صورت استفاده از بلوک پلی استایرن این عرض نباید کمتر از ۱۴ سانتی متر و ۷/۲ ضخامت سقف باشد.

ضخامت ورق ها، نبشی ها و پروفیل هایی که جوشکاری می شوند، نباید از ۳ میلی متر کمتر باشد.

ضخامت دال بتنی(بتن رویه) نباید از ۱۲/۱ فاصله تیرچه و ۵ سانتی متر کمتر باشد.

در کلیه دهانه های سقف کرومیت اجرای کلاف عرضی ضروری است که شامل دو میلگرد به قطر حداقل ۱۲ میلی متر است یک میلگرد روی بال تحتانی و یک میلگرد زیر یا روی بال فوقانی به موازات هم به صورت عمود بر تیرچه ها به آنها جوش می شود و در دهانه های بالای ۳ متر کلاف های میانی حتماً باید با بتن اجرا شوند. در دهانه های کوچکتر از ۵/۳ متر یک کلاف و در دهانه بین ۵/۳ تا ۷/۸ متر دو کلاف و در دهانه بیش از ۷/۸ متر سه کلاف میانی مورد نیاز می باشد.

مزایا سقف کرومیت:

مزایای مهّم سقف کرومیت عبارت اند از:

سرعت و سهولت اجرا

عدم نیاز به شمع بندی

یکپارچگی سقف و اسکلت

امکان اجرای همزمان چند سقف

امکان حذف کش ها

سهولت اجرای داکت

پایین بودن تنش در بتن

امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه ها و باربری های خاص

معایب سقف کرومیت:

نیازبه نیروی‌ماهر و عوامل اجرائی‌آموزش دیده.

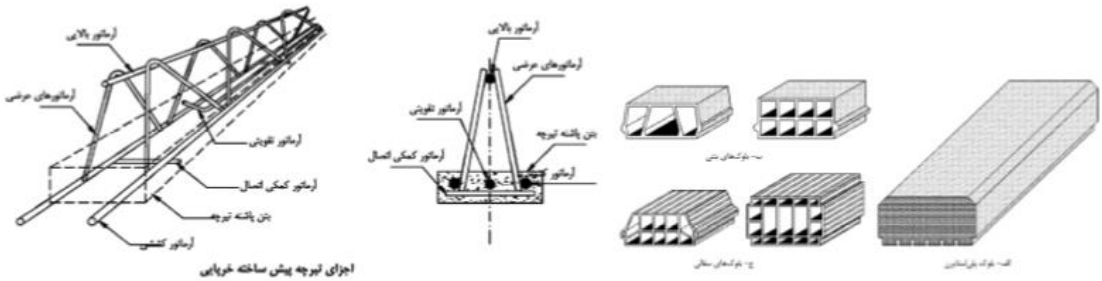
تیرچه‌ها از لحاظ کیفیت ساخت بایدکاملاً کنترل شود و شرایط فنی و استاندارد ساخت باید در آنها رعایت گردد.

مانند سقف‌های طاق ضربی داغ تیرچه بعد از گذشت مدّت زمانی از گچ‌کاری از زیر سقف نمایان می‌شود.منظور از داغ تیرچه، رد یا اثر تیرچه به علت ضخامت نازک گچ بر روی بال تحتانی تیرچه و جذب ذرات معلق در هوا در اثر خاصیت مغناطیسی آهن و بعضاً عدم اجرای ضد زنگ پایین تیرچه، قبل از گچ کاری و زنگ زدن آن می‌باشد.

Seyedmeghdad.yousefi365@gmail.com

نکات کاربردی در طراحی سقف تیرچه بلوک :

ضوابط نشریه ۵۴۳



بندهای زیر برگرفته از نشریه ۵۴۳ می باشد:

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.

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، اساساً توصیه نمی‌شود. در صورتی که الزامی در کار باشد، 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 ۲-۳-۲-۶-، 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.

مثال

سازه مسکونی

دهانه تیرچه: 7m

نوع سقف: تیرچه فوم

ارتفاع کل تیرچه: 300 mm

فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها: 500 mm

میلگردهای طولی: AII, Fy=300MPa

- توضیح: با توجه به بلند بودن دهانه برای اینکه مشکل خیز نداشته باشیم، تنش تسلیم میلگردهای طولی بهتر است در محاسبات 300MPa فرض شود. در این حالت مساحت میلگرد کششی (خمشی) افزایش یافته و به کنترل خیز کمک می کند. در حالیکه در اجرا ممکن است از میلگرد AIII با Fy=400MPa استفاده شود.

بتن: $f'_c = 20MPa$

شهر: تبریز (A=0.35)

۲-۱ محاسبه بار مرده و زنده سقف

بار مرده طبقه:

۱) موزائیک	$0.01 \times 21 = 0.21kPa$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63kPa$
۳) فوم بتن	$0.1 \times 6 = 0.6kPa$
٤) یونولیت	$0.06kPa$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک	$0.5kPa$
۶) وزن بتن تیرچه ها	$(0.25 \times 0.1 \times 2 + 0.05 \times 1)25 = 2.5\ kN$
جمع کل بار مرده کف	$4.5kPa$

بار مرده: $D = 4.5\ kN$

بار زنده مسکونی: $L = 2\frac{kN}{m^2}$

بار زنده تیغه بندی: $Partition = 1\frac{kN}{m^2}$

بار زلزله قائم: $EV = 0.6AIW_P = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (4.5) = 0.945\frac{kN}{m^2}$

بار ضریب دار:

$$q_u = Max\begin{Bmatrix} 1.4D = 1.4 \times 4.5 = 6.3\ kN \\ 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 4.5 + 1.6 \times 3 = 10.2\ kPa \\ 1.2D + L + EV = 1.2 \times 4.5 + 3 + 0.945 = 9.345\frac{kN}{m^2} \end{Bmatrix} = 10.2\frac{kN}{m^2}$$

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارها در طراحی به روش حالت های حدی مقاومت (ضرایب بار و مقاومت)

در طراحی به روش حالت های حدی مقاومت، سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریبدار زیر باشد:

1) ۱/٤D
2) ۱/۲D+۱/٦L+۰/۵(L_r یا S یا R)
3) ۱/۲D+۱/٦(L_r یا S یا R)+[L یا ۰/۵(۱/٦W)]
4) ۱/۲D+۱/٦W+L+۰/۵(L_r یا S یا R)
5) ۱/۲D+E+L+۰/۲S
6) ۰/۹D+۱/٦W
7) ۰/۹D+E

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

الف- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o (طبق جدول ۶-۵-۱) آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.

۲-۲ کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری

$$M_u = \frac{10.2 \times 0.4^2}{12} = 0.136\ kN.m$$

$$\varphi M_n = 0.6 \times 0.42\sqrt{20} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 469574\ N.mm = 0.47\ kN.m$$

$$0.136 < 0.47 \quad OK.$$

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5.2 *Flexure*

14.5.2.1 M_n shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f_c'}S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f_c'S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

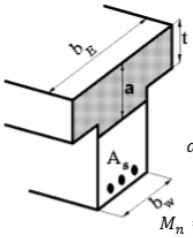
where S_m is the corresponding elastic section modulus.

۲-۳ مساحت آرماتورهای کششی

با فرض اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه 0.5m باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.5 \times q_u) \times 7^2}{8} = \frac{(0.5 \times 10.2) \times 7^2}{8} = 31.2375\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $2 \times \varphi 16 + 1 \times \varphi 12$ و با فرض مقطع T شکل:

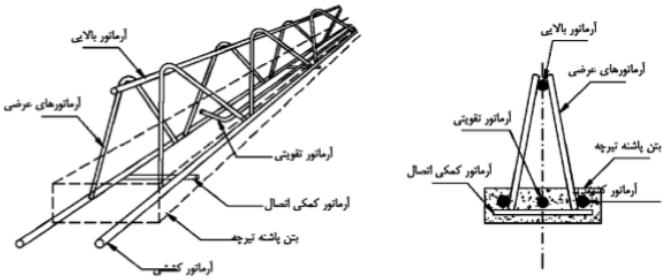


$$d = 300 - 20 - 8 = 272\ mm$$

$$a = 0.85x = \frac{A_s(F_y)}{0.85(b_E)(f_c')} = \frac{515.22 \times 300}{0.85 \times 500 \times 20} = 18.18\ mm$$

$$M_n = A_sF_y\left(272 - \frac{a}{2}\right) = A_s \times 300 \times \left(272 - \frac{18.18}{2}\right) = 40.6\ kN.m$$

$$M_u = 31.2375 < 0.9 \times M_n = 36.6\ kN.m \quad OK.$$



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

۲-٤ آرماتور فوقانی (بالایی)

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.

طبق جدول $\varphi 12$ انتخاب می شود.

۲-۵ آرماتور افت حرارت

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.

$$1\varphi 6@\ 250mm \ \rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226$$

گرچه از نظر آیین نامه $1\varphi 6@\ 250mm$ به عنوان آرماتور افت و حرارت کافی می باشد، منتها به لحاظ اجریی بهتر است از $1\varphi 8@\ 250mm$ استفاده شود.

۲-۶ آرماتور منفی

مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر $0.77\ cm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ استفاده کرد.

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.

۲-۷ کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی
$2\varphi 16 + \varphi 12$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi 14$ استفاده کرد.

۲-۸ آرماتور عرضی

۱- طراحی میلگردهای برشی

$$V_u = \frac{q_u \times 0.5 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{10.2 \times 0.5 \times (7 - 2 \times 0.272)}{2} = 16.46\ kN$$

$$\varphi V_c = 1.1 \times 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{20} \times (100 \times 272) = 17.06\ kN$$
$$\varphi V_s = 16.46 - 17.06\ < 0$$

آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی $\varphi 6$ و با فواصل 15cm باشد:

$$\varphi V_s = 0.75 \times A_v \frac{d(Sin\alpha + Cos\alpha)}{s} F_y = 0.75 \times 28.25 \times \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 300 = 14kN$$

$$A_{v-min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 17.5\ mm^2 < 28.25\ OK$$

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.

کنترل خیز تیرچه

۳-۱ کنترل خیز تیرچه (بر اساس جدول)

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱- گستره

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارد.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی افتادگی (خیز) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها بر قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند و افتادگی زیاد در آن‌ها خساراتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرفه	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4 + \frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

۹-۱۱-۲-۶-۵ در تیرهایی که حداقل ارتفاع ذکر شده در جدول ۹-۱۱-۱ را ندارند، افتادگی‌های آنی و دراز مدت باید مطابق ضوابط افتادگی ناشی از بارهای ثقلی در مرحله‌ی بهره برداری مطابق فصل ۹-۱۹ محاسبه و کنترل شوند.

با توجه به جدول فوق حداقل ارتفاع تیرچه ها باید برابر 36.26 cm باشد:

$$t_{min} = \frac{700}{16}\left(0.4 + \frac{300}{700}\right) = 36.26\ cm$$

ارتفاع کلی تیرچه ها برابر h=30 cm می باشد و بنابراین کافی نیست.

راه کار:

۱- محاسبه خیر تیرچه و کنترل آن با مقادیر مجاز

۲- افزایش عمق تیرچه های بتنی

در صفحات بعدی مقدار خیز محاسبه شده و با مقادیر مجاز کنترل شده است.

تلگرام:

سلام. وقت به خیر. چرا با توجه به رابطه موجود در تبصره جدول ۹-۱۷-۲ در مورد حداقل ضخامت دال یک طرفه یا تیر، هر چه فولاد تنش تسلیم بیشتری داشته باشد باید ضخامت بیشتر باشد؟ در واقع چرا افزایش تنش تسلیم افزایش خیر را به دنبال دارد؟

با سلام، مقدار خیز در تیر بستگی به EI تیر دارد. و مقدار EI در تیرهای بتنی نیز بستگی به مساحت فولادها دارد. یعنی با تغییر As فولادها، ممان اینرسی معادل مقطع بتنی نیز تغییر کرده و خیز تغییر می کند.

با افزایش Fy طراح مسلما تعداد میلگردهای کمتری را برای جواب گرفتن از خمش استفاده خواهد کرد.

یعنی سازه هایی که با میلگردهای با Fy بالا ساخته می شوند، نسبت به سازه هایی که با میلگرد با Fy کمتر ساخته می شوند، مساحت میلگرد کمتری دارند (با فرض ابعاد تیر یا دال یکسان و بارگذاری یکسان)

بنابراین:

افزایش تنش تسلیم = کاهش مساحت میلگرد کششی در مقطع = افزایش خیز تیر تحت بارهای سرویس

۲-۳ محاسبه خیز تیرچه

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

۹-۱۹-۲-۲ محاسبه تغییر مکان‌های آنی و درازمدت در تیرها و دال‌های یک‌طرفه

۹-۱۹-۲-۲-۱ تغییرمکان آنی اعضاء را می‌توان با استفاده از روش‌های معمول تحلیل سازه‌ها و روابطی که بر اساس رفتار خطی مصالح تنظیم شده‌اند، محاسبه کرد. در این روش‌ها و روابط، مقدار E_c، باید بر اساس ضوابط بند ۹-۳-۶ و ممان اینرسی مؤثر عضو طبق رابطه ۹-۱۹-۱ تعیین گردند.

۹-۱۹-۲-۲-۲ ممان اینرسی مؤثر اعضاء I_e با استفاده از مشخصات مقطع و میزان ترک‌خوردگی آن‌ها به کمک جدول ۹-۱۹-۱ محاسبه می‌شود؛ مگر آن که از یک تحلیل جامع‌تری استفاده شود:

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر، I_e

ممان اینرسی مؤثر، (I_e)	لنگر سرویس
I_g	$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr}$
$\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	$M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$

در روابط فوق M_{cr}، لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع، طبق رابطه (۹-۱۹-۱) محاسبه م شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۹-۱)$$

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

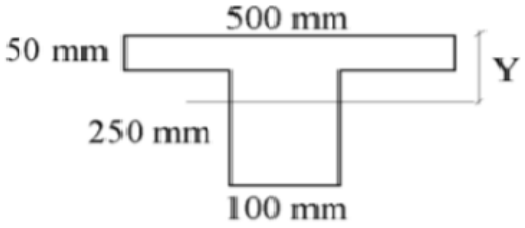
۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته‌ی بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- در صورتی که وزن مخصوص بتن، w_c ، بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲-\text{الف})$$

- برای بتن‌های با وزن معمولی، می‌توان از رابطه‌ی زیر نیز استفاده نمود:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲-\text{ب})$$

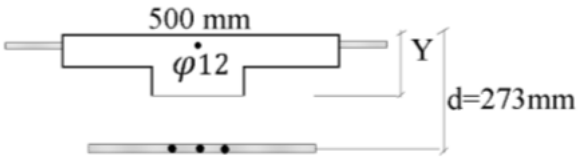


$$Y = \frac{500 \times 50 \times 25 + 250 \times 100 \times 175}{500 \times 50 + 250 \times 100} = 100\ mm$$

$$I_g = \frac{500 \times 50^3}{12} + 500 \times 50(75)^2 + \frac{100 \times 250^3}{12} + 100 \times 250(75)^2 = 416.66 \times 10^6\ mm^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 416.66 \times 10^6}{200} = 5.776\ kN.m$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (Icr)



$2\varphi 16 + \varphi 12$

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$

$$nA_s = 9.515 \times (2 \times \varphi 16 + 1 \times \varphi 12) = 4902.4\ mm^2$$

$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (\varphi 12 + \varphi 8) = 1390.35\ mm^2$$

$$Y = 63.5\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{400 \times 50^3}{12} + (50 \times 400) \times (Y - 25)^2 + \frac{100 \times Y^3}{3} + nA_s(d - Y)^2 + (n-1)A'_s(Y - d')^2 = 257 \times 10^6\ mm^4$$

۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

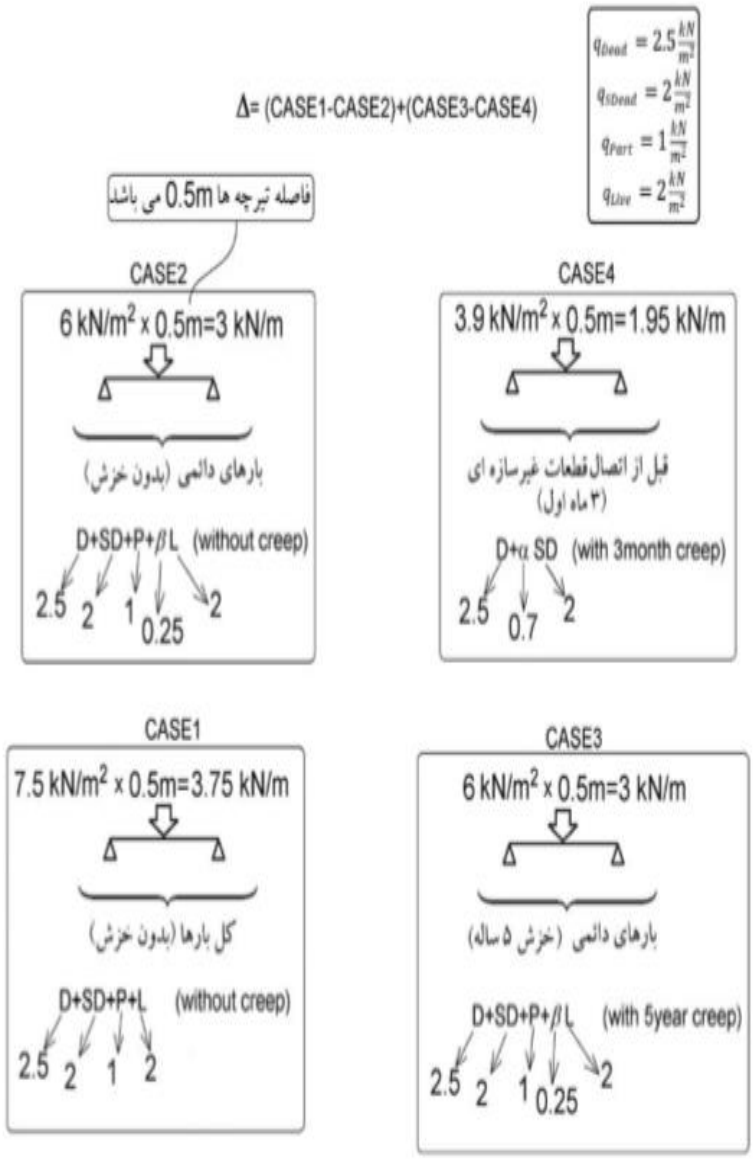
در این مثال فرض می شود:

۷۰ درصد کل بار مرده کف سازی قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای و در سه ماهه اول اعمال میشود $(\alpha = 0.7)$

۲۵ درصد بار زنده دائمی می باشد $(\beta = 0.25)$

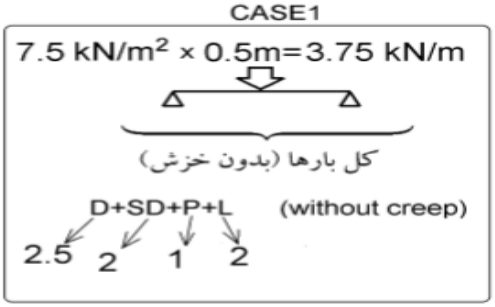
در آیین نامه ها و نشریه ها پیشنهادی برای این فرض ارائه نشده است. بسته به نظر طراح و کاربری سازه ممکن است عددی بین صفر درصد تا ۱۰۰ درصد برای این موارد در نظر گرفته شود.

اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.



۴- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE1

CASE1



بسته به میزان لنگر وارد بر تیر، ممان اینرسی موثر تیر نیز تغییر می کند. بنابراین در هر مرحله که بارها تغییر می یابند، ممان اینرسی نیز تغییر می یابد.

جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر، I_e

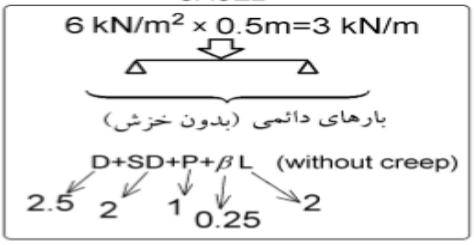
لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، (I_e)
$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۹-۱)$$
$$f_r=0.62\lambda\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۱)$$
$$E_c=0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۲-الف)$$
$$E_c=4700\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۲-ب)$$

$$\left.\begin{array}{c} M_a=\frac{qL^2}{8}=\frac{3.75\times 7^2}{8}=22.97\ kN.m \\ M_{cr}=5.776\ kN.m \\ I_g=416.66\times 10^6 \\ I_{cr}=257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-D+SD+P+L}=\frac{257\times 10^6}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}\times 5.776}{22.96}\right)^2\left(1-\frac{257\times 10^6}{416.66\times 10^6}\right)}=260\times 10^6\ mm^4$$

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-D+SD+P+L}=260\times 10^6\ mm^4 \\ q_{D+SD+P+L}=0.5\times(3.5+2.5+1.5)=3.75\ kN.m \\ E_c=4700\sqrt{20}=21019\ MPa \\ L=7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{CASE1}=\Delta_{D+SD+P+L}=\frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e}=21.45\ mm$$

CASE2



جدول ۹-۱۹-۱- ممان اینرسی مؤثر، I_e

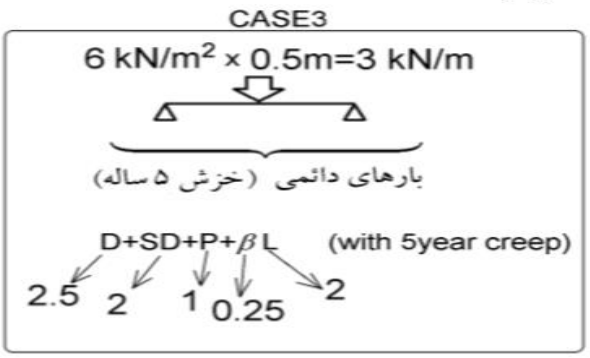
لنگر سرویس	ممان اینرسی مؤثر، (I_e)
$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr}$	I_g
$M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t} \quad (۹-۱۹-۱)$$
$$f_r=0.62\lambda\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۱)$$
$$E_c=0.043 w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۲-الف)$$
$$E_c=4700\sqrt{f_c'} \quad (۹-۳-۲-ب)$$

$$\left.\begin{array}{c} M_a=\frac{qL^2}{8}=\frac{3\times 7^2}{8}=18.375\ kN.m \\ M_{cr}=5.776\ kN.m \\ I_g=416.7\times 10^6 \\ I_{cr}=257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-D+SD+P+0.25L}=\frac{257\times 10^6}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}\times 5.776}{18.375}\right)^2\left(1-\frac{257\times 10^6}{416.66\times 10^6}\right)}=2621.6\times 10^6\ mm^4$$

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-D+SD+P+0.25L}=261.6\times 10^6\ mm^4 \\ q_{D+SD+P+0.25L}=0.5\times(3.5+2.5)=3\ \frac{kN}{m} \\ E_c=4700\sqrt{20}=21019\ MPa \\ L=7m \end{array}\right\} \quad \Delta_{CASE2}=\Delta_{D+SD+P+0.25L}=\frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e}=17.06\ mm$$

۶- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE3



$$\left.\begin{array}{c} M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{3\times 7^2}{8} = 18.375\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.7\times 10^6 \\ I_{cr} = 257\times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-\mathrm{D+SD+P+0.25L}} = \frac{257\times 10^6}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}\times 5.776}{18.375}\right)^2\left(1-\frac{257\times 10^6}{416.66\times 10^6}\right)} = 261.6\times 10^6\ mm^4$$

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-\mathrm{D+SD+P+0.25L}} = 261.6\times 10^6\ mm^4 \\ q_{D+SD+P+0.25L} = 0.5\times(3.5+2.5) = 3\frac{kN}{m} \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \qquad \Delta_{D+SD+P+0.25L} = \frac{5}{384}\frac{qL^4}{EI_e} = 17.06\ mm$$

۹-۱۹-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییرمکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل‌ضرب تغییرمکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ، که از رابطه ی(۹-۱۹-۳)، تعیین می شود، به دست آورد:

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1+50\,\rho'} \qquad (۹-۱۹-۳)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه، در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا یکسره، و در مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای، است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ζ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ζ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیشتر	۲/۰

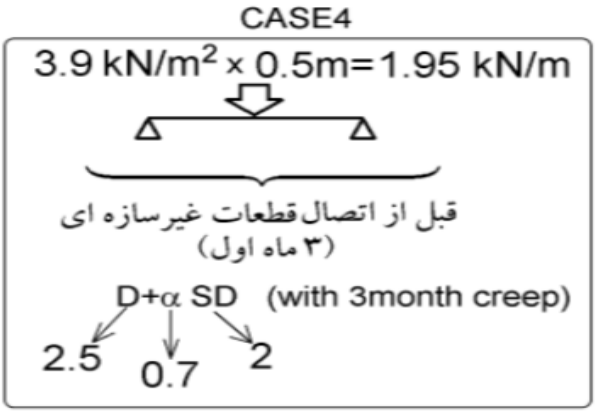
میلگرد فوقانی تیرچه $\varphi 12$ می باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت نیز $\varphi 8$ فرض شده است:

$$\left.\begin{array}{c} \rho' = \frac{\varphi 12+\varphi 8}{bd} = \frac{3.14\times 6^2+3.14\times 4^2}{100\times 272} = 0.006 \\ \xi = 2 \end{array}\right\} \lambda_{5-year} = \frac{2}{1+50\rho'} = 1.538$$

$$\Delta_{\mathrm{creep-5year}} = (\lambda_{5\mathrm{year}})(\Delta_{\mathrm{D+SD+P+0.25L}}) = 1.538\times 17.06 = 26.2\ \mathrm{mm}$$

$$\Delta_{CASE3} = \Delta_{\mathrm{creep-5year}} + \Delta_{\mathrm{creep-5year}} = 17.06 + 26.2 = 43.3\ mm$$

۷- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE4



$$\left.\begin{array}{c} M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{1.95 \times 7^2}{8} = 11.94\ kN.m \\ M_{cr} = 5.776\ kN.m \\ I_g = 416.66 \times 10^6 \\ I_{cr} = 257 \times 10^6 \end{array}\right\} I_{e-D+0.7SD} = \frac{257 \times 10^6}{1 - \left(\frac{\frac{2}{3} \times 5.776}{11.94}\right)^2 \left(1 - \frac{257 \times 10^6}{416.66 \times 10^6}\right)} = 267.9 \times 10^6\ mm^4$$

$$\left.\begin{array}{c} I_{e-D+0.7SD} = 267.9 \times 10^6\ mm^4 \\ q_{D+0.7SD+0.7Part} = 1.95 \frac{kN}{m} \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa \\ L = 7m \end{array}\right\} \qquad \Delta_{D+0.7SD} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI_e} = 10.8\ mm$$

۹-۱۹-۲-۵ تغییر مکان اضافی ناشی از وارفتگی (خزش) و جمع شدگی بتن در اعضای خمشی در طول زمان را که تغییرمکان درازمدت نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصل‌ضرب تغییرمکان آنی ناشی از بارهای دائمی در ضریب λ_Δ که از رابطه ی(۹-۱۹-۳)، تعیین می شود، به دست آورد:

$$\lambda_\Delta = \frac{\zeta}{1 + 50\,\rho'} \qquad (۹-۱۹-۳)$$

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه، در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا یکسره، و در مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای، است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ζ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول ۹-۱۹-۲ ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

زمان	ضریب ζ
۳ ماه	۱/۰
۶ ماه	۱/۲
۱۲ ماه	۱/۴
۶۰ ماه و بیشتر	۲/۰

میلگرد فوقانی تیرچه φ12 می باشد. همراه با میگرد فوقانی، در قسمت بال فشاری، میلگرد افت و حرارت φ8 فرض شده است:

$$\left.\begin{array}{c} \rho' = \frac{\varphi 12 + \varphi 8}{bd} = \frac{3.14 \times 6^2 + 3.14 \times 4^2}{100 \times 272} = 0.006 \\ \xi = 1 \end{array}\right\} \lambda_{5-year} = \frac{1}{1 + 50\rho'} = 0.77$$

$$\Delta_{creep-5year} = (\lambda_{5year})(\Delta_{D+SD+\,P+0.25L}) = 0.77 \times 10.8 = 8.31\ \text{mm}$$

$$\Delta_{CASE3} = \Delta_{creep-5year} + \Delta_{creep-5year} = 10.8 + 8.31 = 19.155\ mm$$

۸- کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تج
کنند.

جدول **۹-۱۹-۳** حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان موردنظر	حدتغییرمکان	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به اعضای غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آن‌ها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{L}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{L}{360}$	
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند و تغییرمکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییرمکان درازمدت ناشی از بارهای دائمی و تغییرمکان آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{L}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به اعضای غیرسازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.		$\frac{L}{240}$	تبصره ۲ و ۳

تبصره ۱- درصورتی‌که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد رواداری قطعات غیرسازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییرمکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییرمکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه ای ایجاد شده است، نمی‌شود. اضافه تغییرمکان مورد نظر تفاضل این دو، قبل و بعد از اتصال این اعضاء می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی می‌شود.

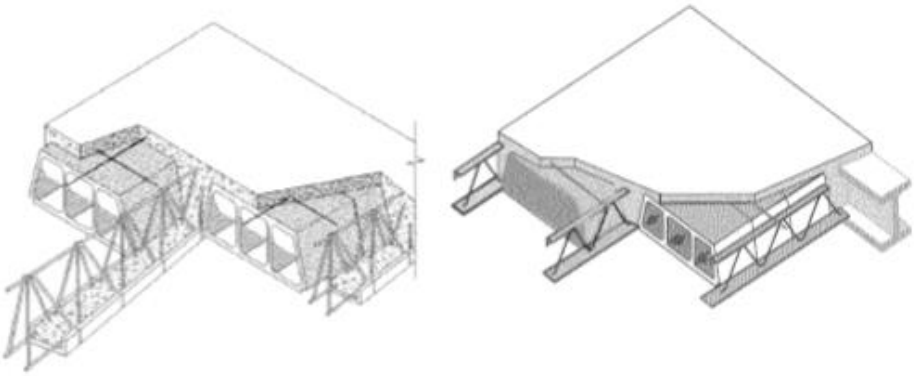
$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه تغییرمکان درازمدت}} = (CASE1 - CASE2) + (CASE3 - CASE4)$$
$$= (21.45 - 17.06) + (43.3 - 19.15) = 28.53$$

$$\Delta_{\text{بار زنده+اضافه تغییرمکان درازمدت}} = 28.53\ mm < \left(\frac{L}{240} = \frac{7000}{240} = 29.16\ mm\right)\ OK$$

$$\Delta_L = (CASE1 - CASE2) = (21.45 - 17.06) = 4.39 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7000}{360} = 19.4\ mm\right)\ OK$$

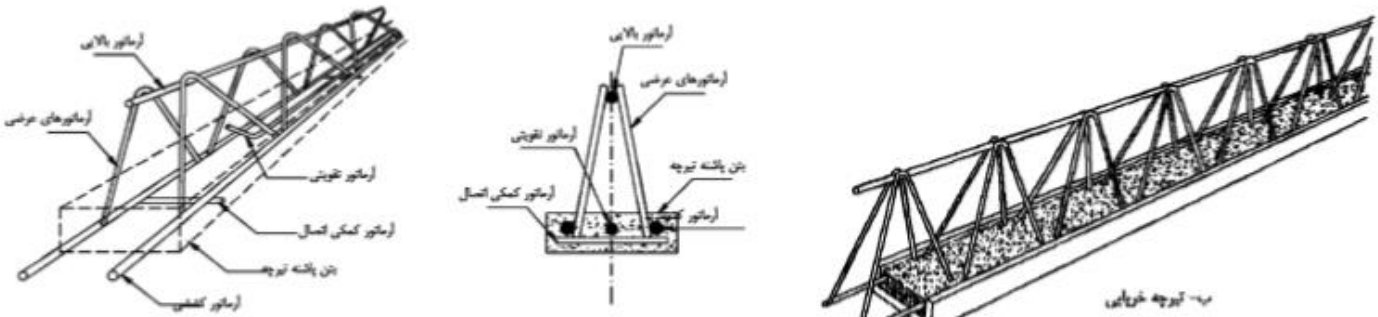
مدلسازی در نرم افزار ایتبس :

۱-۸-۷ سقف تیرچه بلوک



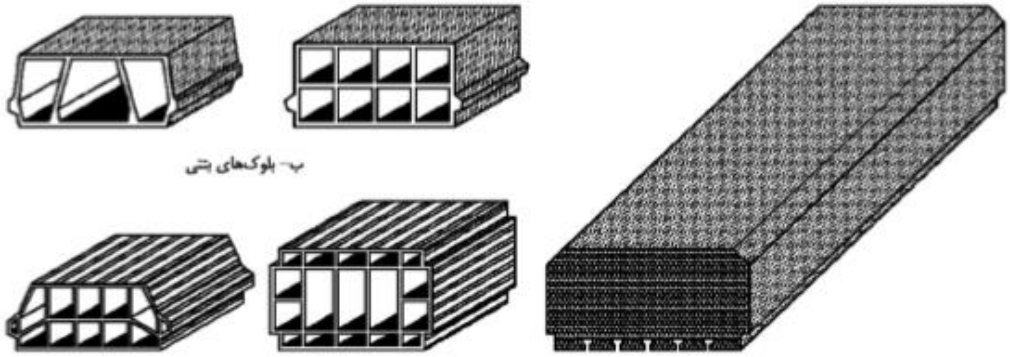
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

ب- تیرچه خرپایی



ب- بلوک‌های بتنی

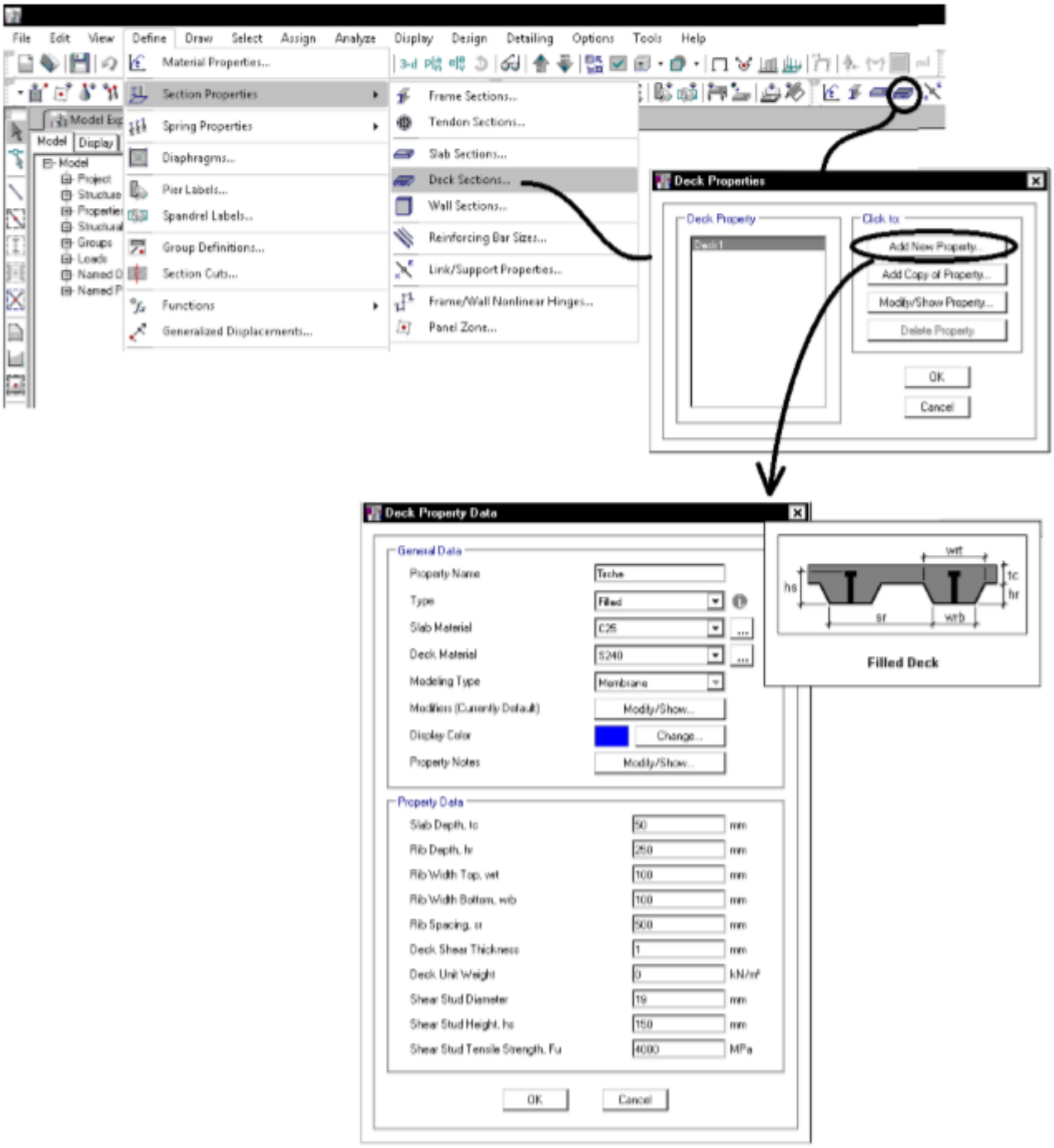
ج- بلوک‌های سفالی

الف- بلوک پلی‌استایرن

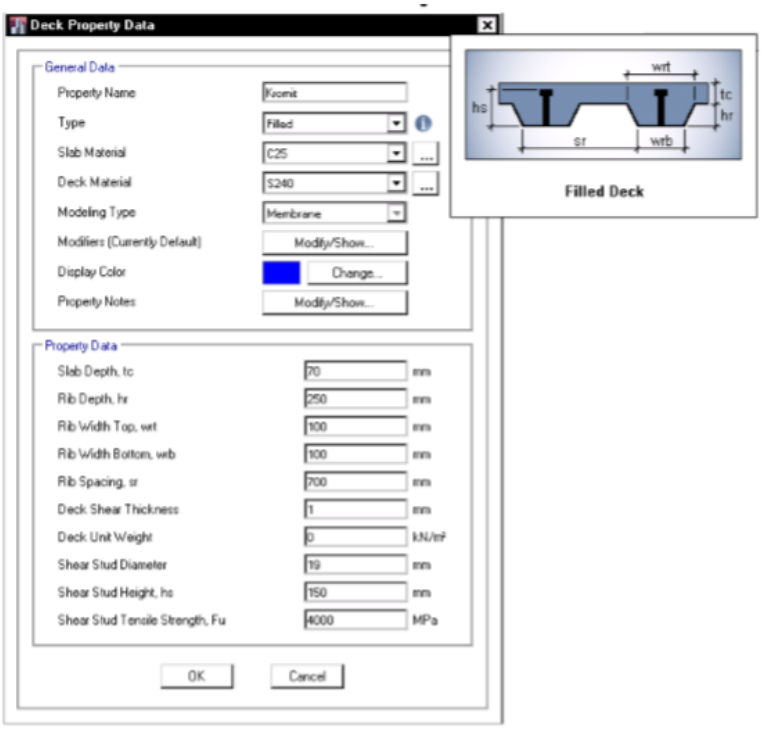
- ETAB قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست (قادر نیست میلگردهای لازم برای تیرچه ها را محاسبه کند).

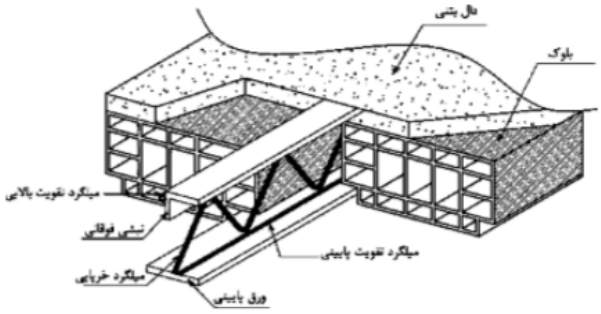
ولی باید هندسه آن در مدل ترسیم کرد تا سختی آنها در هنگام تحلیل سازه منظور شود و همچنین امکان توزیع مناسب بارها به تیرهای کناری فراهم شود.

برای تعریف مقطع سقف تیرچه بلوک می توان مطابق شکل زیر عمل کرد:



۲-۸-۷ سقف کرومیت





 # تصاویر در آخر این ایبوک از جزوه فوق العاده دکتر حسین زاده اصل می باشد.