

بسمه تعالی

مطالب مورد بررسی در طراحی دیوارها

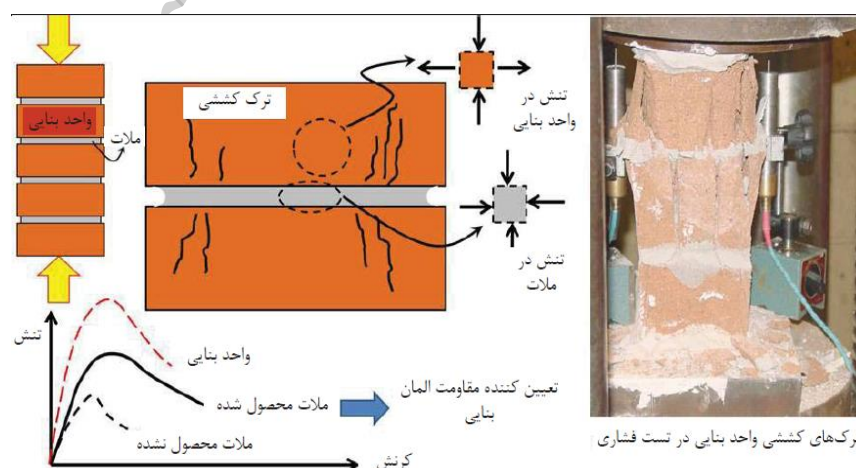
- ✓ بررسی پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت فشاری، مقاومت خمشی و مقاومت برشی دیوارها
- ✓ بررسی تغییر شکلهای خارج از صفحه و داخل صفحه دیوارها و عوامل تاثیرگذار بر آنها
- ✓ روش محاسبه مقاومت خمشی دیوارها در حالت مسلح و غیر مسلح
- ✓ روش محاسبه نیروی باد و زلزله وارد بر دیوار و نحوه محاسبه تقاضای وارده بر دیوارها
- ✓ مثالی از طراحی دیوار، به همراه تمامی جزئیات مهاری برای آنها

قبل از وارد شدن به مباحث تخصصی بهتر از مصالح تشکیل شده المانهای بنایی را بهتر بشناسیم، به طور کلی المان های بنایی می توانند به صورت دیوار، ستون و با تیر در سازه مورد استفاده قرار گیرند. در کلیه موارد المان های بنایی از دو بخش واحد بنایی و ملات تشکیل می شوند. واحد بنایی می تواند به صورت آجر یا بلوک و از جنس خشت (رس خشک شده در دمای پایین)، سفال (رس پخته شده در دمای بالا)، بتن و یا شیشه باشد. ملات نیز می تواند از اجزای گوناگونی ساخته شده باشد که در این میان استفاده از سیمان، آهک و ماسه در ساخت ملات متداول می باشد. | بسته به مقاومت مورد نیاز، المان بنایی می تواند شامل دوغاب و یا آرماتور نیز باشد. دوغاب بتنی ریزدانه و روان است که داخل حفره های واحدهای بنایی را پر می کند. آرماتور نیز می تواند به صورت افقی یا قائم و محصور در دوغاب یا ملات مابین واحدهای بنایی قرار داده شود.

مقاومت فشاری دیوارها

مقاومت فشاری المان بنایی به مقاومت فشاری واحد بنایی، مقاومت فشاری ملات و نیز ضخامت ملات بستگی دارد. به بیان دیگر، مقاومت فشاری المان بنایی عددیست مابین مقاومت فشاری ملات و مقاومت فشاری واحد بنایی به گونه ای که بسته به نوع ملات مصرفی، مقاومت فشاری المان بنایی بین ۲۵٪ تا ۵۰٪ مقاومت فشاری واحد بنایی می باشد. البته در مورد

واحدهای بنایی ساخته شده از بتن های AAC، مقاومت فشاری المان بنایی تقریباً برابر با مقاومت فشاری واحد بنایی بلوک AAC خواهد بود. شکل (۱) به طور شماتیک یک المان بنایی تحت فشار را نشان می دهد. به جز در بلوکهای AAC، مقاومت فشاری واحد بنایی بیشتر از مقاومت فشاری ملات بوده، لذا مقاومت فشاری کل المان بنایی توسط مقاومت فشاری ملات کنترل می شود. اما همان طور که از وضعیت تنشها در واحد بنایی و ملات مشخص است، به دلیل چسبندگی موجود مابین ملات و واحد بنایی، ملات در جهت جانبی تحت محصورشدگی قرار داشته و مقاومت آن در مقایسه با حالت بدون محصور شدگی بیشتر خواهد بود. حداکثر میزان محصورشدگی توسط مقاومت کششی واحد بنایی کنترل می گردد که خود وابسته به مقاومت فشاری واحد بنایی است. در نتیجه هم مقاومت واحد بنایی و هم مقاومت و ضخامت لایه ملات در مقاومت فشاری المان بنایی موثر خواهد بود. با افزایش ضخامت ملات، اثر محصور شدگی تقلیل یافته لذا مقاومت فشاری المان بنایی نیز کاهش خواهد یافت. مقاومت فشاری المان های بنایی (بر مبنای سطح مقطع موثر) بسته به نوع ملات و واحد بنایی به کار رفته بین ۲ تا ۳۰ مگاپاسگال می باشد. در مورد المانهای بنایی ساخته شده از واحدهای رسی و یا سیمانی، مقاومت فشاری معمولاً در محدوده ۱۰ تا ۲۰ مگاپاسگال میباشد. لازم به توضیح است که برای المان های بنایی دو نوع مقاومت فشاری می توان تعریف نمود. مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع کل و مقاومت فشاری بر اساس سطح مقطع موثر. در این دستورالعمل منظور از مقاومت فشاری، مقاومت فشاری بر مبنای سطح مقطع موثر می باشد که از تقسیم نیروی فشاری حداکثر بر سطح مقطع موثر به دست می آید.



شکل ۱-تاثیر مقاومت واحد بنایی و ملات در مقاومت فشاری المان بنایی

مقاومت خمشی دیوارها

مقاومت خمشی یک المان بنایی غیر مسلح توسط مدول گسیختگی المان بنایی کنترل میشود که این پارامتر نیز خود مستقیماً به مقاومت چسبندگی ملات به واحد بنایی وابسته است. شایان ذکر است که مقاومت چسبندگی معمولاً از مقاومت کششی ملات و واحد بنایی کوچکتر بوده و وابستگی شدیدی به نحوی ساخت دیوار دارد. به عنوان مثال ملاتی که بتواند آب خود را حفظ کند و نیز واحدهای بنایی ای که جذب آب کمتری داشته باشند، منجر به ایجاد چسبندگی بهتری میشوند. برای این منظور استفاده از آهک در ملات توصیه می شود چراکه آهک موجب می شود ملات حالت خمیری پیدا کرده و آب خود را به سادگی از دست ندهد. همچنین در مورد واحدهای بنایی رسی (خشتی یا سفالی) بهتر است قبل از اجرای دیوار واحد بنایی رطوبت کافی داشته باشد تا از میزان مکش آب آن کاسته شود. بر اساس تحقیقات انجام شده بسته به نوع ملات، نوع واحد بنایی، وجود یا عدم وجود دوغاب، جهت خمش و نیز چینش واحدهای بنایی، مدول گسیختگی المان های بنایی می تواند بین $0/2$ تا 2 مگاپاسکال باشد.

مقاومت برشی دیوارها

مقاومت برشی المان های بنایی به طور کلی از دو قسمت تشکیل می گردد. قسمت اول ناشی از چسبندگی ملات به واحد بنایی و قسمت دوم ناشی از اصطکاک مابین واحد بنایی و ملات می باشد. البته در صورتی که نیروی محوری فشاری مابین واحد بنایی و ملات بالا باشد، ممکن است شکست برشی در خود واحد بنایی رخ دهد که در این صورت برش به مجذور مقاومت فشاری المان بنایی وابسته خواهد بود. در صورت عدم وجود نیروی محوری، مقاومت برشی المان های بنایی معمولاً بین $0/2$ تا $0/6$ مگاپاسکال می باشد.

رفتار دیوارهای بنایی غیر مسلح در دو امتداد داخل صفحه و خارج از صفحه قابل بررسی است. اگرچه در اغلب موارد در حین زلزله دیوارهای بنایی در هر دو جهت داخل و خارج از صفحه عمل می کنند، لیکن تقسیم بندی عملکرد آنها در دو امتداد مجزا منجر به درک بهتری از رفتار آنها خواهد شد.

بررسی رفتار خارج از صفحه دیوارها و عوامل موثر بر آن

بسیاری از دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله ها و آزمایشات لرزه‌های گذشته دچار فروریزش خارج از صفحه شده اند. مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح به عوامل زیادی وابسته است که از آن جمله می توان به موارد زیر اشاره داشت.

میزان بار محوری موجود در دیوار

به طور معمول با افزایش بار محوری دیوارهای غیر مسلح، ظرفیت خمشی خارج از صفحه دیوار افزایش خواهد یافت. به همین منظور است که در برخی موارد از دیوارهای بنایی پیش تنیده استفاده می شود. واضح است که افزایش بیش از حد بار محوری نیز می تواند مود خرابی دیوار را از کشش خمشی به فشار خمشی تغییر داده که در این صورت با افزایش بار محوری، ظرفیت خمشی خارج از صفحه دیوار کاهش می یابد. بحث فوق در مورد خمش دورن صفحه دیوار نیز صادق است.

نوع ملات

نوع و طرح اختلاط ملات مصرفی تاثیر زیادی در میزان چسبندگی ملات به واحد بنایی دارد. به طوری که آیین نامه ۱۱-۵۳۰ ACI مدول گسیختگی و متعاقبا ظرفیت خمشی دیوارهای بنایی غیر مسلح را مستقیما به نوع ملات ارتباط داده است.

چیدمان واحدهای بنایی

بهترین ظرفیت خمشی هنگامی به دست می آید که دیوار به صورت پیوند ممتد *Running bond* اجرا شده باشد. اگرچه مقاومت خمشی قائم (ترکها موازی بند بستر) در پیوند ممتد و غیرممتد تفاوت چندانی ندارند، لیکن در مقاومت خمش افقی (ترکها عمود بر بند بستر) استفاده از پیوند ممتد موجب افزایش چشمگیر مقاومت خمشی خواهد شد.

وجود ملات کله (قائم)

ملات کله (*Head joint*) به ملات موجود مابین دو واحد بنایی مجاور یکدیگر در یک ردیف اطلاق می شود. تحقیقات انجام شده توسط ماهر و همکاران نشان داده است که وجود ملات کله می تواند منجر به افزایش مقاومت و سختی خارج از صفحه دیوار گردد. نتایج مشابهی نیز توسط ناطقی و عالمی مبنی بر اثر ملات کله مشاهده شده است. متأسفانه در بسیاری از دیوارهای بنایی ساخته شده در ایران از ملات کله به شکل مناسبی استفاده نشده است که این امر نه تنها سبب کاهش مقاومت خمشی دیوار شده، بلکه نفوذ پذیری دیوار در برابر رطوبت را نیز افزایش خواهد داد.

نگهداری (کیورینگ) دیوار

رفتار ملات بستر و نیز ملات کله به نحوه نگهداری (*Curing*) آنها بستگی شدیدی دارد. بر اساس نتایج گزارش شده توسط ماهر و همکاران در صورت عدم نگهداری صحیح دیوار، ظرفیت خمشی خارج از صفحه آن می تواند تا ۴۰٪ کاهش یابد.

شرایط مرزی دیوار

بسته به شرایط مرزی دیوار، خمش خارج از صفحه می تواند منجر به ایجاد تنش های کششی قائم (عمود بر ملات بستر) و یا تنش های کششی افقی (موازی ملات بستر) شود. اگر دهانه دیوار به صورت قائم باشد، تنش های کششی عمود بر ملات بستر خواهند بود (ترکها موازی بند بستر). مطالعات گذشته نشان داده اند که به طور کلی اگر تنش های کششی در امتداد موازی ملات بستر باشند، مقاومت خمشی دیوار بیشتر از حالتی است که تنش های کششی عمود بر ملات بستر هستند. این موضوع در بسیاری از آیین نامه نیز به صراحت بیان شده است. به علاوه در صورتی که شرایط تکیه گاهی دیوار به صورت گیردار باشد، میزان تنش های کششی وارده کاهش یافته و مقاومت خمشی دیوار افزایش پیدا می کند.

ابعاد واحد بنایی

بر اساس تستهای صورت گرفته مشاهده شده است که مقاومت خمشی خارج از صفحه دیوار حساسیت زیادی به هندسه واحدهای بنایی دارد. به طور کلی هر چه نسبت ارتفاع به کوچکترین بعد واحد بنایی بیشتر باشد، مقاومت خمشی موازی ملات بستر افزایش و مقاومت خمشی عمود بر ملات بستر کاهش می یابد.

پر کردن واحدهای بنایی با دوغاب

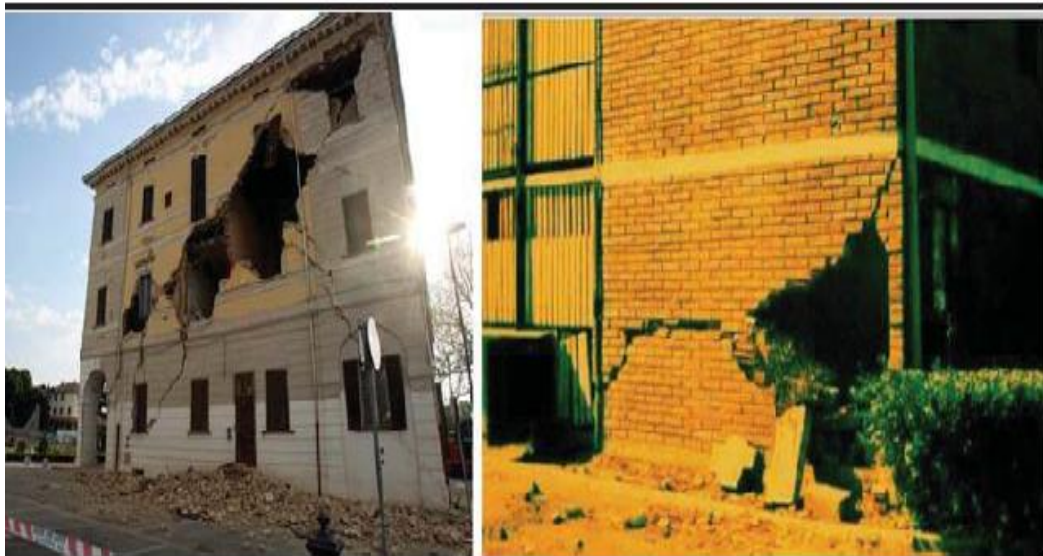
پر کردن بلوک های بنایی توخالی با دوغاب می تواند مقاومت خمشی، خارج از صفحه دیوار را تا سه برابر افزایش دهد.



شکل ۲- ایجاد مفصل پلاستیک ترد و بروز ترک های افقی در بالا و پایین دیوار به علت اتصال گیردار

شکل (۲) نتایج تستی است که بر روی یک مدرسه قدیمی قبل از تخریب کامل آن در محل انجام شده است همان طور که در شکل مشخص است به دلیل اتصال گیردار در بالا و پایین دیوار، دیوار مجبور بوده است که دریفت طبقه را تحمل نماید که بدلیل عدم شکل پذیری کافی دچار ترک های عمیقی در بالا و پایین (محل مفصل های پلاستیک) گردیده است.

نمونه ای از تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله های امیلیا و لومله در شکل (۳) نشان داده شده است. الگوی ترک های رخ داده در این شکل نشان می دهد که دیوارها هم زمان تحت بارهای داخل صفحه و خارج از صفحه قرار داشته اند. بارهای داخل صفحه منجر به ایجاد ترک های قطری در دیوار شده و ترک های ایجاد شده منجر به کاهش مقاومت خارج از صفحه دیوار می گردند (به دلیل آسیب دیدن اتصال ملات و واحد بنایی). این مکانیزم نهایتاً منجر به فروپاشی خارج از صفحه دیوار شده است.

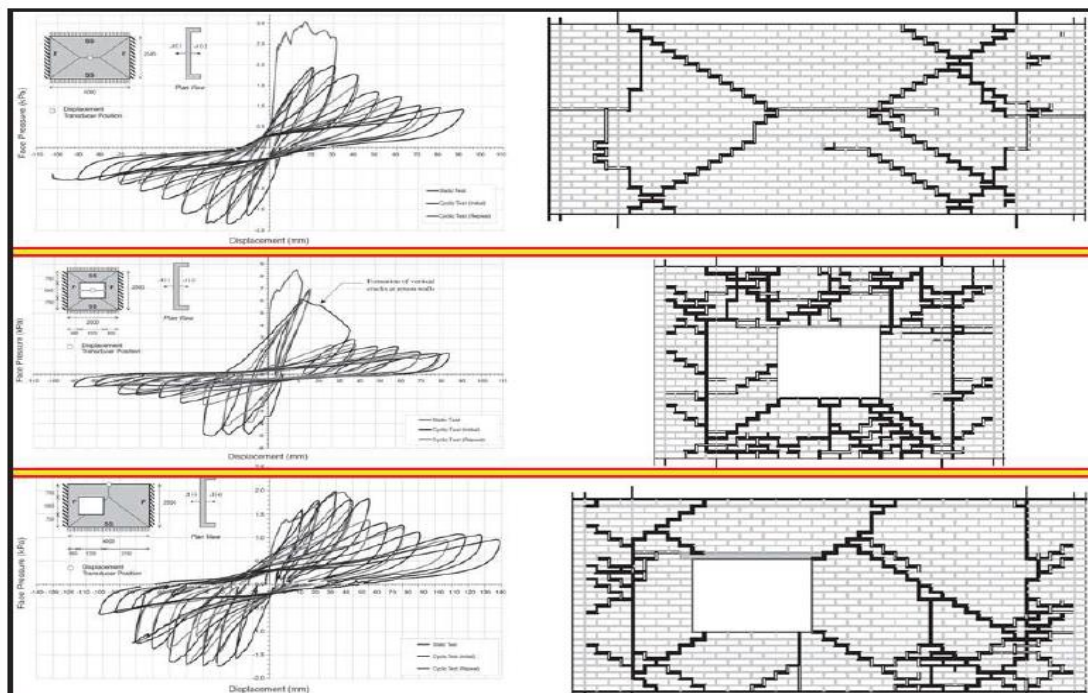


Emilia Earthquake – Northern Italy,
May 20-2012

Llolle Earthquake – Chile
March 3, 1985

شکل ۳-تخریب خارج از صفحه دیوار بنایی غیر مسلح در زلزله امیلیا و لولله

رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح تحت بار چرخه ای خارج از صفحه توسط گریفیت و همکاران ارزیابی شده است. شکل (۴) بخشی از نتایج به دست آمده را نشان می دهد. مشخص است که در تمام موارد رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح از شکل پذیری کمی برخوردار بوده و دارای زوال مقاومت و باریک شدگی (*Pinching*) شدیدی می باشند. بخش قابل توجهی از انرژی مستهلک شده در دیوار به واسطه اصطکاک موجود مابین واحدهای بنایی و ملات می باشد. همچنین با توجه به الگوی ترک ها مشخص است که اغلب ترکها با افق زاویه ای حدود ۴۵ درجه تشکیل می دهند.



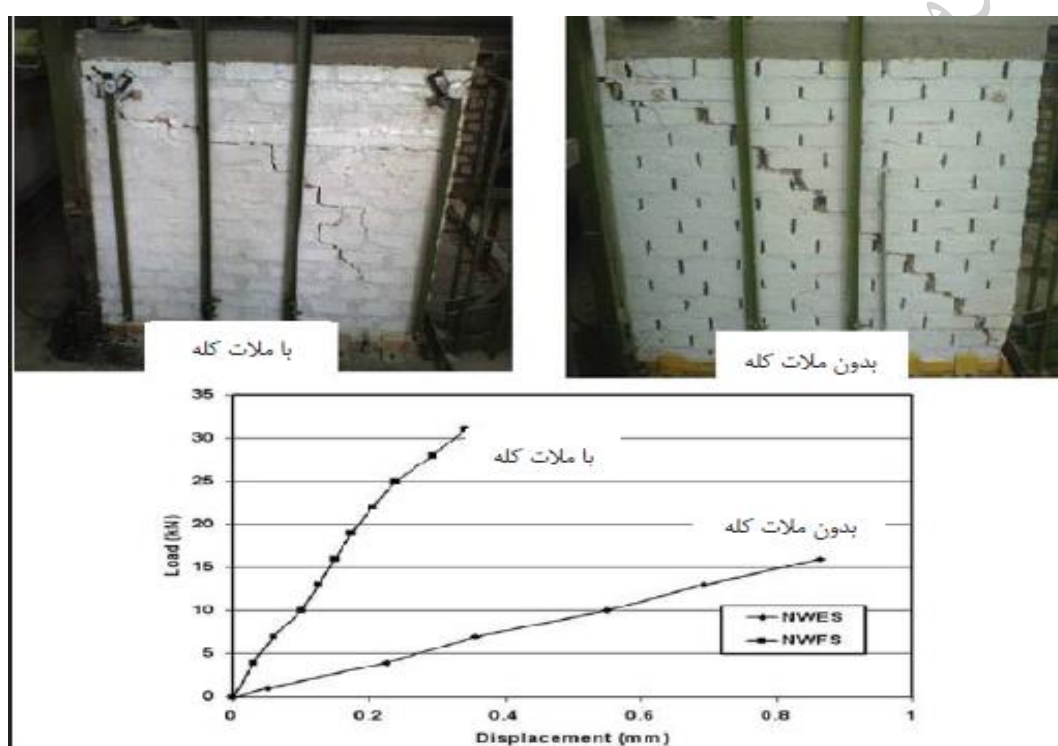
شکل ۴- رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح به همراه ترک های ایجاد شده

بررسی رفتار داخل صفحه دیوارها و عوامل موثر بر آن

اگرچه رفتار داخل صفحه اغلب در مورد دیوارهای برشی مطرح می باشد، اما مروری بر رفتار دیوارهای برشی بنایی در این بخش به رسیدن به درکی بهتر از رفتار دیوارهای بنایی کمک می کند. بسیاری از محققین، آیین نامه ها و مهندسين بر رفتار لرزه ای نامناسب دیوارهای بنایی غیر مسلح در امتداد داخل صفحه تاکید دارند. مروری بر رفتار این دیوارها در زلزله های گذشته و نیز در آزمایشات گوناگون موید این امر است که دیوارهای بنایی غیر مسلح دارای رفتاری غیر شکل پذیر و دارای زوال مقاومت و سختی بوده و به دلیل باز و بسته شدن مکرر ترکها، رفتار چرخهای آنها دارای باریک شدگی (*pinching*) قابل توجهی می باشد.

ملات کله (قائم)

همانند رفتار خارج از صفحه دیوار، رفتار داخل صفحه دیوار نیز تا حد زیادی متأثر از وجود یا عدم وجود ملات کله می باشد. همان طور که در شکل (۵) نشان داده شده است، بر اساس آزمایشات انجام شده توسط ماهر و ی همکاران وجود ملات کله می تواند منجر به افزایش قابل توجه سختی و مقاومت داخل صفحه دیوارهای غیر مسلح شود. اگرچه ملات کله می تواند ظرفیت تغییر شکل دیوار را کاهش دهد که این امر در مورد رفتار خارج از صفحه دیوار نیز صادق است.

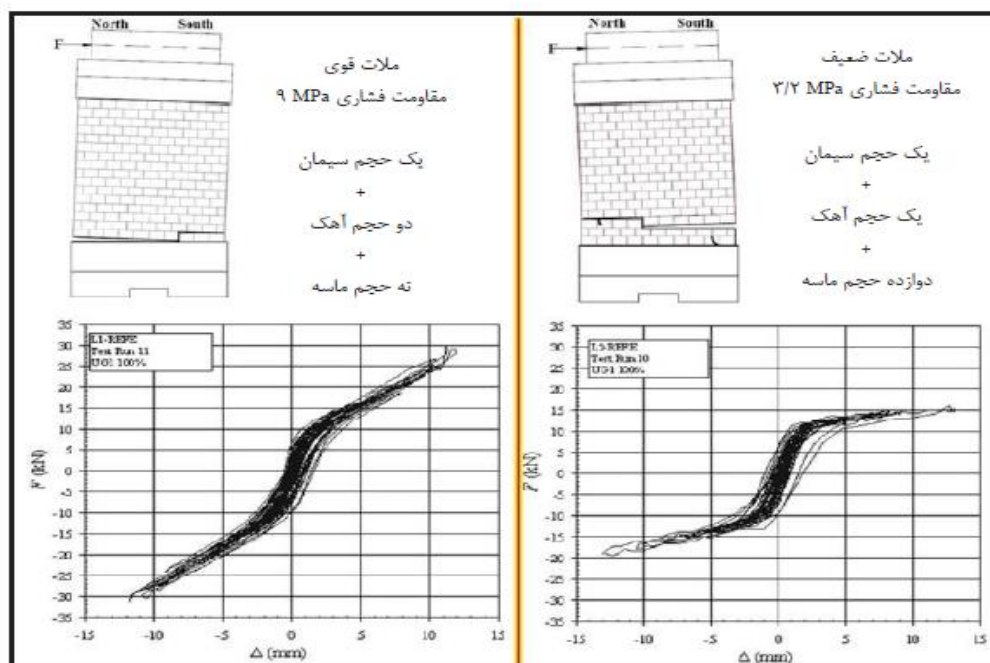


شکل ۵- اثر ملات کله در رفتار داخل دیوار غیر مسلح

نوع ملات

نوع و طرح اختلاط ملات مصرفی می تواند تاثیر به سزایی در مدول گسیختگی دیوارهای غیر مسلح و در نتیجه مقاومت داخل صفحه آنها داشته باشد. این موضوع به صراحت در بسیاری از دستورالعمل ها و آیین نامه ها ذکر شده است. شکل (۶)

بخشی از نتایج آزمایشات صورت گرفته توسط الجوادى و همکاران را نشان میدهد که در آن تاثیر نوع ملات در مقاومت، الگوی ترک خوردگی و نیز شکل پذیری دیوار به وضوح مشخص است.



شکل ۶-تاثیر نوع ملات در رفتار داخل صفحه ای دیوارهای بنایی غیر مسلح

المان های محصور کننده

تجربیات و آزمایشات گذشته نشان داده اند که وجود المان های محصور کننده از جمله کلاف های افقی و قائم در بهبود رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح تاثیر مثبتی داشته و منجر به افزایش نسبی شکل پذیری آنها می شود. به عنوان نمونه بر اساس آزمایشات انجام شده توسط ژوویا و لورنزو وجود کلاف های افقی و قائم می تواند تا ۳۰٪ مقاومت جاتی و شکل پذیری دیوار بنایی غیر مسلح را افزایش دهد. اثر مثبت المان های محصور کننده در آیین نامه های ملی نیز مورد تاکید قرار گرفته است.

نسبت ارتفاع به طول دیوار

هرچه نسبت ارتفاع به طول دیوار پیش تر باشد، رفتار دیوار به رفتار کنترل شونده توسط خمش نزدیک تر شده و در نتیجه شکل پذیری آن بهبود خواهد یافت. اصولاً شکست برشی از جمله مخرب ترین شکست ها در دیوارهای بنایی بوده و باید حتی المقدور از آن اجتناب شود. ارجعیت رفتارهای کنترل شونده توسط خمش در دیوارهای بنایی در بسیاری از آزمایشات گذشته به اثبات رسیده است به طوری که آیین نامه های *ASCE 41* و *FEMA356* معیار پذیرش عملکرد داخل صفحه دیوارهای بنایی را وابسته به نسبت ارتفاع به طول دیوار می دانند.

میزان بار محوری

همانند دیوارهای بتنی، در دیوارهای بنایی نیز با افزایش بار محوری شکل پذیری کاهش می یابد. دلیل این امر افزایش طول تاحیه فشاری با افزایش بار محوری است. به عبارت دیگر با افزایش بار محوری فشاری، تار خنثی به سمت وسط طول دیوار حرکت کرده که این امر منجر به افزایش کرنش های فشاری در مصالح بنایی می شود. همچنین با افزایش نیروی فشاری هم مقاومت خمشی و هم مقاومت برشی دیوار افزایش خواهد یافت. همانند دیوارهای بتنی، برای دیوارهای بنایی نیز می توان منحنی اندر کنش ظرفیت محوری و ظرفیت خمشی را رسم نمود که بر اساس آن اگر نیروی محوری از حد مشخصی بیشتر شود، با افزایش نیروی محوری فشاری، ظرفیت خمشی دیوار کاهش خواهد یافت.

نمونه هایی از رفتار داخل صفحه نامناسب دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله های منجیل ایران و امیلیای ایتالیا در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین میانقاب های بنایی غیر مسلح نیز در زلزله های گذشته از خود رفتار نامناسبی نشان داده اند. شکل (۸) نشان دهنده نمونه هایی از تخریب میانقاب های غیر مسلح ساخته شده توسط واحد بنایی سفالی توخالی در زلزله های کوتاهیای ترکیه و ونچوان چین می باشد.



Manjil Earthquake – Northern Iran,
June 21, 1990



Emilia Earthquake – Northern Italy,
May 20, 2012

شکل ۷-بروز ترکهای قطری در دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله های منجیل و امیلیا



Kutahya Earthquake, Turkey
May 29, 2011

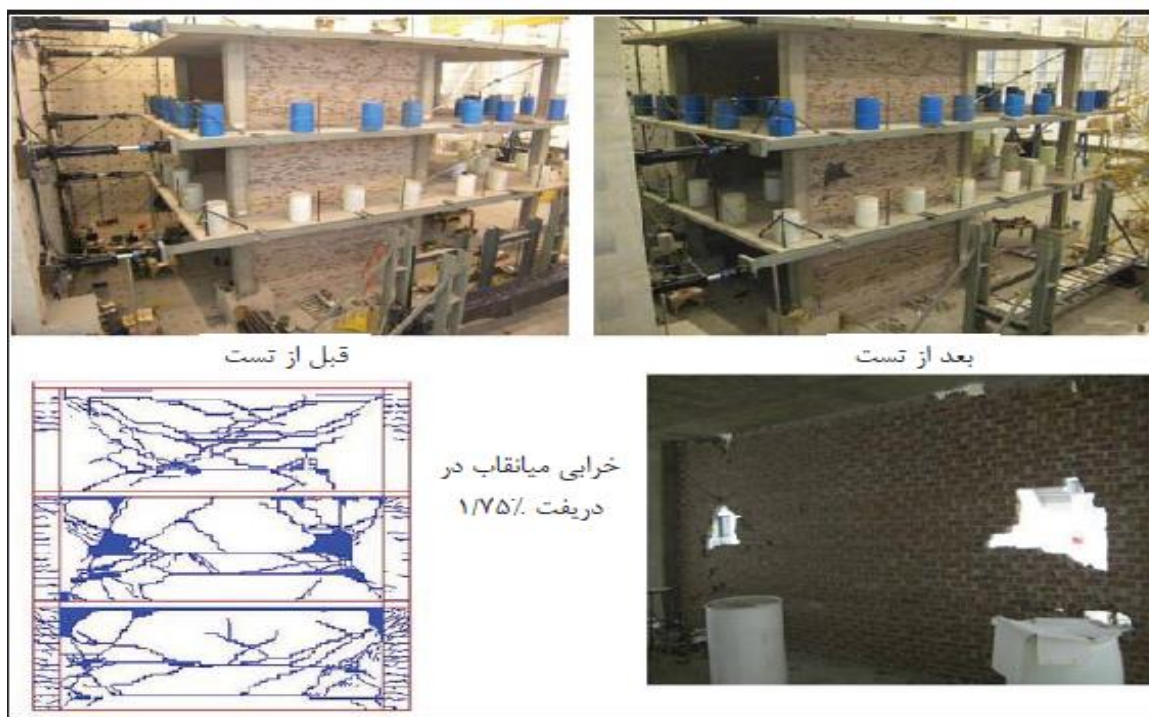


Wenchuan earthquake, China,
May 12, 2008

شکل ۸-خرابی داخل صفحه میانقاب های رسی غیر مسلح در زلزله های کوتاهیا و نچوان

شکل (۹) نتایج تست شیه دینامیکی انجام شده توسط پوجول و همکاران را نشان می دهد. مشخص است که میانقاب پس از این که تحت بار درون صفحه خود به گسیختگی رسیده است، مقاومت خارج از صفحه آن نیز به شدت کاهش یافته و به صورت خارج از صفحه ریزش کرده است. چنین رفتاری در زلزله های گذشته نیز مشاهده شده است شکل های (۹) و (۳)

اگرچه بر اساس نتایج پوجول و همکاران در صورتی که دریافت طبقه به قدر کافی کوچک باشد (کمتر از ظرفیت تغییر شکل دیوار)، میانقاب نه تنها آسیب نخواهد دید بلکه رفتار کلی سازه را نیز بهبود خواهد داد.



شکل ۹- رفتار نامناسب دیوار بنایی غیر مسلح در آزمایش شبه دینامیکی

به طور کلی می توان گفت که دیوارهای برشی بنایی غیر مسلح دارای سختی و مقاومت جانبی مناسبی هستند و ضعف اصلی آنها عدم شکل پذیری کافی (منطبق بر شکل پذیری قاب اصلی) می باشد. همان طور که در بخش بعد اشاره شده است، این ضعف را می توان تا حدی با مسلح کردن دیوار تقلیل داد.

میلگرد بستر

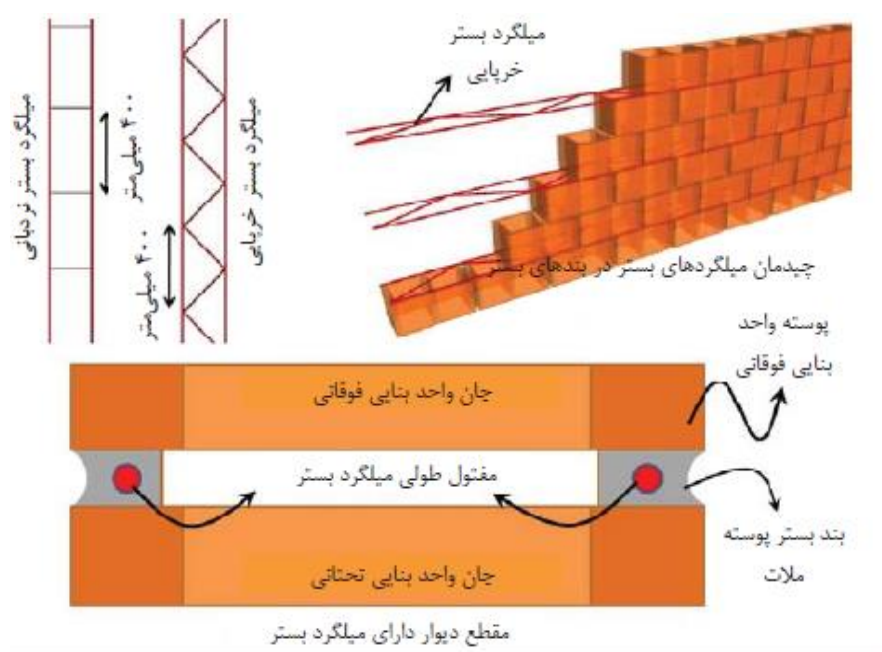
میلگرد بستر، المانی فولادی است که در بند بستر دیوار قرار می گیرد. اگرچه میلگرد بستر می تواند یک میلگرد آجدار معمولی باشد، لیکن معمولاً میلگردهای بستر به صورت دو مفتول ساده و یا آجدار می باشند که توسط یک مفتول میانی به یکدیگر متصل هستند. (شکل ۱۰)



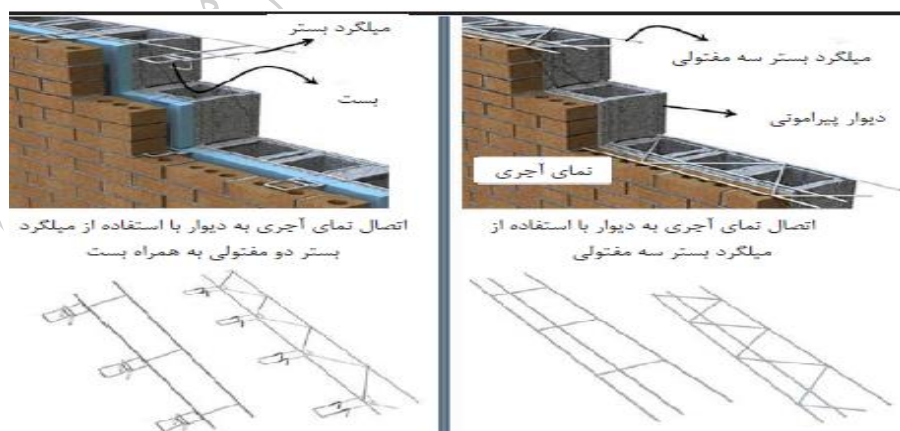
شکل ۱۰-میلگرد بستر خربایی قبل از پخش ملات بستر

اگر مفتول میانی به شکل ۷ و ۸ باشد، میلگرد بستر از نوع خربایی بوده و اگر به شکل عمود بر مفتول های طولی باشد، میلگرد بستر از نوع نردبانی خواهد بود (شکل ۱۱). میلگردهای بستر خربایی از سختی بیشتری برخوردار بوده و استفاده از آن نسبت به میلگردهای بستر نردبانی اولویت دارد. لازم است میلگرد بستر به شکل کامل در داخل ملات بستر مدفون شود تا از طریق ملات، پیوستگی میان میلگرد بستر و واحدهای بنایی برقرار گردد. برشی از مقطع دیوار مسلح شده توسط میلگرد بستر

در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همان طور که در این شکل نشان داده شده است لازم است در فواصل حداکثر برابر با ۴۰۰ میلیمتر مفتول های طولی میلگرد بستر به مفتول میانی متصل شوند.



شکل ۱۱- مشخصات هندسی میلگرد بستر و چینش آنها بعنوان میلگرد افقی

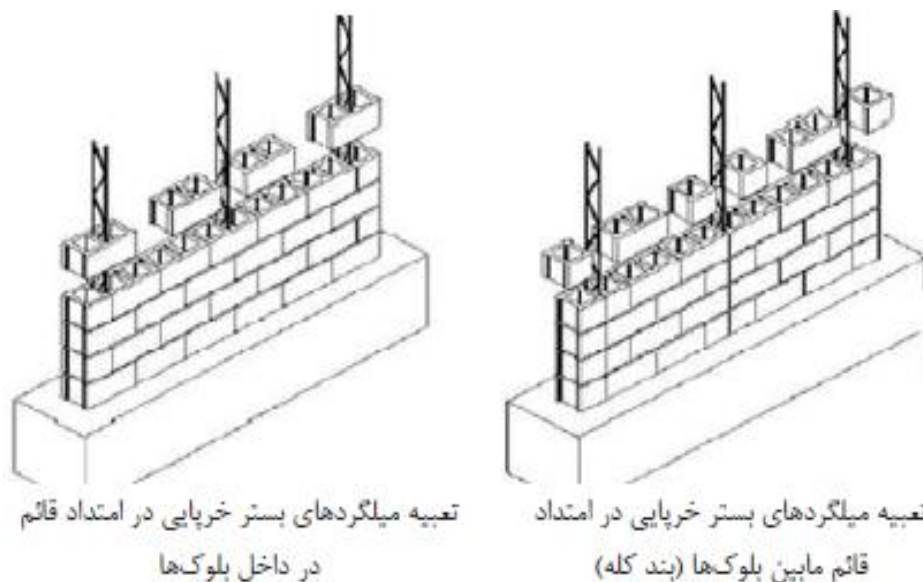


شکل ۱۲- اتصال نمای بنایی به دیوار های پیرامونی با استفاده از میلگرد بستر

برای اتصال نمای آجری یا سنگی به دیوار پیرامونی نیز می توان از میلگردهای بستر استفاده کرد که در این صورت یکی از تدابیر نشان داده شده در شکل (۱۲) را می توان اتخاذ نمود.

مزایا و موارد استفاده از میلگرد بستر

- ✓ کنترل عرض و فواصل ترکهای ناشی از جمع شدگی و تغییر شکل های حرارتی
- ✓ افزایش مقاومت و شکل پذیری خمش خارج از صفحه دیوار
- ✓ افزایش مقاومت برشی داخل صفحه دیوار -
- ✓ افزایش انسجام دیوار در حین زلزله و جلوگیری از فروریزش خارج از صفحه
- ✓ بهبود شکل پذیری دیوار
- ✓ برقراری اتصال مکانیکی برای نمای بنایی (آجری یا سنگی)
- ✓ عدم نیاز به استفاده از واحدهای بنایی با هندسه ویژه
- ✓ عدم نیاز به تزریق دوغاب
- ✓ عدم نیاز در تغییر روند ساخت دیوار
- ✓ امکان تعبیه به صورت قائم در دیوار (شکل ۱۳)
- ✓ اتصال دیوارهای دولایه به یکدیگر
- ✓ تامین تسلیحات مورد نیاز اطراف بازشوها
- ✓ طول وصله و طول مهارى کم به دلیل کوچک بودن قطر مفتول و ساختار شبکه ای میلگرد بستر
- ✓ امکان برقراری اتصال در دیوارهای متقاطع با استفاده از میلگرد بستر



شکل ۱۳- تعبیه میلگرد بستر بصورت قائم

نکته مهم

لازم به توضیح است در دیوارهای با عملکرد دو طرفه و نیز دیوارهای دهانه افقی، میلگردهای بستر مستقیماً باعث بهبود مقاومت خمشی خواهند شد. در مورد دیوارهای دهانه قائم اگرچه میلگردهای بستر به شکل مستقیم در مقاومت خمشی تأثیری ندارند، لیکن به واسطه بهبود عملکرد داخل صفحه دیوار و کاهش ترکهای احتمالی، به شکل غیر مستقیم منجر به بهبود عملکرد خارج از صفحه دیوارهای دهانه قائم نیز خواهند شد. لازم به یادآوری است رفتار خارج و داخل صفحه دیوار دارای اندرکنش بوده به طوری که آسیب دیدگی درون صفحه می تواند منجر به کاهش مقاومت خارج از صفحه شود و بالعکس.

مشخصات فنی

حداقل قطر مفتول ها ۴ میلی متر و حداکثر قطر مفتول ها برابر نصف ضخامت ملات بستر می باشد. با توجه به اینکه ضخامت ملات بستر نباید از ۱۶ میلی متر تجاوز کند، لذا حداکثر قطر ممکن برای مفتولها ۸ میلی متر خواهد بود. البته در اکثر موارد ضخامت ملات بستر ۱۰ میلی متر بوده و از مفتول های با قطر ۴ میلی متر الی ۵ / ۴ میلی متر استفاده می شود. - در مورد

بلوکه‌های AAC با بند بستر نازک (کمتر از ۳ میلی متر) مقطع مفتول های میلگرد بستر می تواند به صورت مستطیلی (کتایی) باشد. بدین ترتیب مفتول کاملاً در ملات بستر تازک مدفون خواهد شد.

فولاد مصرفی در ساخت مفتولها لازم است دارای حداقل تنش تسلیم ۴۵۰ مگاپاسگال و حداقل تنش نهایی ۵۵۰ مگاپاسگال باشد. نسبت تنش نهایی به تنش تسلیم نباید کمتر از ۱/۲ باشد. در صورتی که تنش تسلیم از مقدار فوق کم تر باشد، در صورت تایید مهندس محاسب، استفاده از آن بلامانع خواهد بود به شرطی که نسبت تنش نهایی به تنش تسلیم همچنان از ۱/۲ کم تر نباشد.

به منظور جلوگیری از خوردگی، لازم است میلگردهای بستر به صورت گالوانیزه تولید شده و یا دارای پوشش اپوکسی باشند. در غیر این صورت میلگردهای بستر باید از فولاد ضد زنگ ساخته شده باشند.

به منظور پیوستگی بهتر میان میلگرد بستر و ملات، لازم است مفتول های طولی میلگرد بستر دارای سطحی آجدار باشند. مفتول میانی که دو مفتول طولی را به یکدیگر متصل می کند، می تواند به صورت ساده و دارای سطحی صاف باغشده

نکته مهم

در مورد ضابطه فوق لازم است به جداول آماده نشریه ۸۱۹ نیز مراجعه شود. جداول ۱ و ۲ فوق در زیرقید میشود.

۱-۱ جزئیات تسلیح دیوارهای خارجی

میزان تسلیح مورد نیاز برای دیوارهای خارجی با ضخامت ۱۵ سانتی متر				
فاصله بین المان‌های نگه‌دارنده قائم (Wallpost-ها)			جنس مصالح دیوار	نمای طبقات، نمای نمازی از دیواری نمای سر و ستونهای باد
۳/۰-۴/۰ متر	۲/۰-۳/۰ متر	۱/۰-۲/۰ متر		
بست‌های فلزی با عرض ۵۰ mm و ضخامت ۲ mm			دیوار ساخته شده از بلوک AAC	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۸mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۴mm	دیوار ساخته شده از بلوک‌های لیکا و سفال	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۱۰mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۸mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	دیوارهای آجری	

میزان تسلیح مورد نیاز برای دیوارهای خارجی با ضخامت ۲۰ سانتی متر				
فاصله بین المان‌های نگه‌دارنده قائم (Wallpost-ها)			جنس مصالح دیوار	نمای طبقات، نمای نمازی از دیواری نمای سر و ستونهای باد
۳/۰-۴/۰ متر	۲/۰-۳/۰ متر	۱/۰-۲/۰ متر		
بست‌های فلزی با عرض ۵۰ mm و ضخامت ۲ mm			دیوار ساخته شده از بلوک AAC	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۸mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۴mm	دیوار ساخته شده از بلوک‌های لیکا و سفال	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۴mm	دیوارهای آجری	

جدول ۱- جزئیات تسلیح دیوارهای خارجی

میزان تسلیح مورد نیاز برای دیوارهای داخلی با ضخامت ۱۰ سانتی متر				
فاصله بین المان‌های نگه‌دارنده قائم (Wallpost-ها)			جنس مصالح دیوار	نمای طبقات، نمای نمازی از دیواری نمای سر و ستونهای باد
۳/۰-۴/۰ متر	۲/۰-۳/۰ متر	۱/۰-۲/۰ متر		
بست‌های فلزی با عرض ۵۰ mm و ضخامت ۲ mm			دیوار ساخته شده از بلوک AAC	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۴mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۳mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۳mm	دیوار ساخته شده از بلوک‌های لیکا و سفال	
شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۶mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۴mm	شیکه خربایی با میلگرد (مفتول) های طولی به قطر ۳mm	دیوارهای آجری	

جدول ۲- جزئیات تسلیح دیوارهای داخلی

انواع ملات ها

لازم است طبق جدول ۳ در دیوارهای غیر سازه ای از یکی از ملات های نوع N یا S استفاده کنیم.

نوع ملات	سیمان پورتلند	آهک	سیمان بنایی - ۵ مگاپاسکال	سیمان بنایی - ۱۲/۵ مگاپاسکال	ماسه	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه
ملات با ترکیب سیمان پرتلند و آهک	N	۱	۱	-	۶	۶ مگاپاسکال
	S	۱	۰/۵	-	۴/۵	۱۴ مگاپاسکال
ملات با سیمان بنایی	N	-	-	۱	۳	۶ مگاپاسکال
	S	-	-	-	۳	۱۴ مگاپاسکال

جدول ۳- طرح اختلاط حجمی ملات های نوع N و S

محاسبه پارامترهای مقاومتی دیوار

نکته مهم

با توجه به این که رفتار دیوارهای غیر سازه ای با ضخامت های متعارف (کمتر از ۲۵۰ میلی متر) عمدتاً به صورت خارج از صفحه می باشد، لذا همواره مقاومت خمشی حاکم می باشد.

مقاومت فشاری دیوارهای بنایی

مقاومت فشاری بر اساس مقطع مؤثر (f) دیوارهای ساخته شده از بلوک های رسی و سیمانی نباید از ۷ مگاپاسکال کم تر و از ۲۷ مگاپاسکال بیشتر باشد، همچنین مقاومت فشاری بر اساس مقطع مؤثر دیوارهای ساخته شده از بلوکهای AAC نباید از ۳ مگاپاسکال کمتر باشد. بنابراین: عموماً دیوارهای آجری ۷ مگاپاسکال، دیوارهای بلوک سیمانی برابر ۹ مگاپاسکال و دیوارهای AAC برابر با ۲ مگاپاسکال قید خواهد شد. (جدول زیر را در نظر بگیرید)

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع		مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص (MPa)
موثر - f'_m (MPa)		ملاط نوع N
		ملاط نوع S
۷		۱۲
۱۰		۲۳
۱۴		۳۴
۱۷		۴۵
۲۱		۵۷
۲۴		۶۸
۲۸		۷۹

جدول ۴-مقاومت فشاری دیوارهای خشتی و سفالی

مقاومت فشاری دیوار بر اساس سطح مقطع		مقاومت فشاری بلوک رسی بر اساس سطح مقطع خالص بلوک (MPa)
موثر - f'_m (MPa)		ملاط نوع N
		ملاط نوع S
۹		-
۱۰		۱۳
۱۴		۱۵
۱۷		۲۱
۲۱		۲۶
۲۸		۳۳

جدول ۵-مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده واحد

رده مقاومتی	حداقل مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	محدوده جرم مخصوص خشک (کیلوگرم بر مترمکعب)
ب-۱-۲	۲	۳۵۰-۵۵۰
ب-۱-۴	۴	۴۵۰-۸۵۰
ب-۱-۶	۶	۵۵۰-۸۵۰

جدول ۶-مقاومت فشاری دیوارهای AAC

مدول گسیختگی

مقاومت خمشی المان های بنایی غیر مسلح از ضرب مدول مقطع مؤثر (اساس مقطع مؤثر) دیوار در مدول گسیختگی دیوار به دست می آید. لذا در این بخش مدول گسیختگی دیوارهای بنایی ارائه شده است.

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از بلوک های سفالی، آجر و سیمانی از جدول شماره ۷ بدست می آید.

	ملاط ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک		ملاط ساخته شده با سیمان بنایی	
	ملاط نوع N	ملاط نوع S	ملاط نوع N	ملاط نوع S
در امتداد عمود بر بند بستر	واحد توپر	۰/۵۲	۰/۶۹	۰/۲۶
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۳۳	۰/۴۳	۰/۲۶
	واحد توخالی پر شده با دوغاب	۱/۰۹	۱/۱۲	۱/۰۵
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند ممتد	واحد توپر	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۸۳
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰/۶۶	۰/۸۶	۰/۵۲
	واحد توخالی پر شده با دوغاب*	۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۸۳
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیرممتد	مقطع پر شده با دوغاب در امتداد بند بستر**	۱/۷	۱/۷	۱/۷
	سایر موارد	صفر	صفر	صفر

* در صورتی که تنها بخشی از حفره ها با دوغاب پر شده باشد، می توان بر اساس درصد حفره های پر شده با دوغاب مدول گسیختگی را از درون یابی بین حالت فاقد دوغاب و پر شده با دوغاب به دست آورد.

** تنها بخشی از دیوار که با دوغاب در امتداد موازی بند بستر به طور پیوسته پر شده است در تحمل خمش مؤثر است.

جدول شماره ۷- مدول گسیختگی دیوار های بنایی (MPa)

مدول گسیختگی دیوارهای بنایی ساخته شده از واحد بلوکهای AAC بصورت زیر بدست می آید.

در صورت استفاده از ملاط بستر با ضخامت بین ۱/۵ تا ۳ میلی متر

$$f_{rAAC} = 0.4 \sqrt{f'_{AAC}}$$

f_{rAAC} = مدول گسیختگی دیوار AAC بر حسب مگا پاسکال

$$f_{AAC}' = \text{مقاومت فشاری دیوار AAC بر حسب مگاپاسکال}$$

در صورت استفاده از ملات بستر نازک با ضخامت کمتر از ۱/۵ میلی متر، مدول گسیختگی دیوار AAC برابر ۰/۵۵ مگاپاسکال می باشد.

در صورتی که اولین لایه دیوار AAC بر روی ملات نوع S قرار داشته باشد، مدول گسیختگی در آن مقطع نباید از ۰/۳۴ مگاپاسکال بیشتر در نظر گرفته شود.

با توجه به اینکه در اکثر موارد از ملات بستر نازک برای ساخت دیوارهای AAC استفاده می شود، لذا توصیه می شود در امتداد موازی بند بستر، مدول گسیختگی بر اساس رابطه بالا محاسبه شده و مدول گسیختگی در امتداد عمود بر بند بستر برابر عدد ثابت ۰/۵۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شود.

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیر مسلح

فرضیات

- در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیر مسلح فرضیات زیر در نظر گرفته شده اند.
- مقطع مؤثر دیوار ترک نخورده باقی می ماند و کشش ناشی از خمش توسط واحد بنایی، ملات و دوجاب (در صورت وجود) تحمل می شود.
- کرنش ها در مقطع مؤثر دیوار به صورت خطی به فاصله از تار خنثی وابسته هستند.
- کشش ناشی از خمش به صورت خطی به کرنش متناظر خود وابسته است.

- دیوار فاقد نیروی محوری میباشد.

اگرچه دیوارهای غیر سازه‌ای در معرض وزن خود قرار داشته و مقدار کمی نیروی فشاری بر آنها وارد می شود، لیکن عدم در نظر گرفتن این نیروی فشاری در جهت اطمینان می باشد. در حین زلزله به واسطه اثر مولفه قائم زلزله ممکن است بخشی از نیروی فشاری از روی دیوار به طور لحظه ای برداشته شود. لذا در نظر گرفتن نیروی فشاری ناشی از وزن دیوارهای غیر سازه‌ای، تصمیمی در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. به علاوه به دلیل ناچیز بودن نیروی فشاری دیوارهای غیرباربر، در نظر گرفتن آن تاثیر چندانی در نتایج نخواهد داشت.

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیر سازه‌ای، شامل دیوارهای با بلوک رسی، سیمانی و AAC با استفاده از رابطه زیر به دست می آید.

$$M_n = f_r S$$

$$S = \frac{I_g}{C'}$$

$$M_n = \text{مقاومت خمشی اسمی دیوار (N.mm)}$$

$$f_r = \text{مدول گسیختگی دیوار (mpa)}$$

$$I_g = \text{ممان اینرسی مقطع موثر نخورده دیوار در جهت خارج از صفحه (mm}^4\text{)}$$

$$C' = \text{فاصله مرکز سطح مقطع موثر دیوار تا دورترین تار کششی (mm)}$$

برای دیواری ساخته شده از بلوک‌های توخالی و فاقد دوغاب، می‌توان مقاومت خمشی اسمی در واحد طول (۱ متر) دیوار را به صورت زیر تقریب زد.

$$M_n = \frac{1000 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} \left(n \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}} \right)$$

h = ضخامت دیوار (mm)

t_s = ضخامت پوسته واحدهای بنایی

در رابطه (۳-۵) از اثر جان واحدهای بنایی در مدول مقطع موثر دیوار صرف‌نظر شده است. برای واحدهای بنایی متعارف خطای تقریب فوق کم‌تر از ۵٪ می‌باشد.

مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه به دست خواهد آمد.

$$M_d = \Phi M_n$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با Φ نشان داده می‌شود که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیر مسلح برابر ۰/۶ است.

مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح

نکته مهم (منظور از دیوار بنایی مسلح)

مسلح نمودن دیوار بنایی می‌تواند به صورت تعبیه میلگردهای بستر خرابایی یا نردبانی به صورت افقی و یا استفاده از

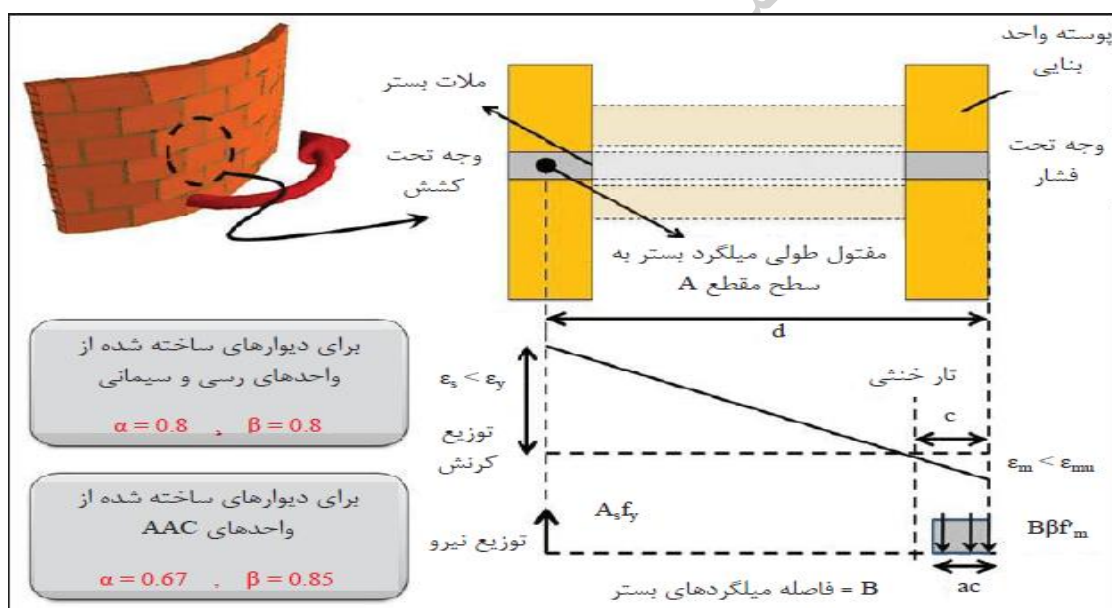
میلگردهای آجدار در امتداد قائم یا افقی و یا ترکیبی از این روش‌ها انجام شود.

فرضیات

- در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح فرضیات زیر در نظر گرفته می شوند.
 - مقطع مؤثر دیوار ترک خورده بوده و کشش ناشی از خمش تنها توسط میلگردها (تسلیمات) تحمل می شود
 - (مدول گسیختگی قسمت بنایی دیوار صفر در نظر گرفته می شود).
 - مابین میلگرد، دوغاب، ملات و واحدهای بنایی تطابق کرنش وجود داشته و هیچ لغزشی مابین آنها رخ نخواهد داد
 - حداکثر کرنش فشاری قابل قبول در دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی برابر ۳۵/۰۰، برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی برابر برابر ۲۵/۰۰ و برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC برابر برابر ۳/۰۰ می باشد
 - کرنش میلگرد و مصالح بنایی به طور مستقیم و خطی به فاصله از تار خنثی وابسته است.
 - تنش های کششی ایجاد شده در فولاد برابر مدول الاستیک فولاد و کرنش ایجاد شده در آن می باشد. این تنش در هر صورت نباید بیش تر از F_y (مقاومت تسلیم فولاد) در نظر گرفته شود.
 - از تنش های فشاری ایجاد شده در فولاد صرف نظر می شود.
 - از بلوک مستطیلی برای بیان رابطه تنش و کرنش فشاری به ترتیب زیر استفاده می شود.
۱. برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی و سیمانی فرض می شود که تنش فشاری برابر $0.8f'_m$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.8c$ باشد.
- پارامتر c عبارت است از فاصله دور ترین تار فشاری تا تار خنثی .
۲. برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC فرض می شود که تنش فشاری برابر $0.85f'_c$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.67c$ باشد. پارامتر c عبارت است از فاصله دور ترین تار فشاری تا تار خنثی.

مقاومت خمشی اسمی

با توجه به فرضیات اشاره شده، تعیین مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی مسلح بسیار شبیه تعیین مقاومت خمشی المان های بتنی می باشد. لذا در این بخش از ارائه جزییات بیشتر صرفنظر شده و تنها حالتی در نظر گرفته می شود که دیوار دارای میلگرد بستر می باشد. با توجه به کوچک بودن قطر مفتول های به کار رفته در میلگردهای بستر، در تمام موارد دیوارهای بنایی مسلح شده با میلگرد بستر دارای رفتار کنترل شونده توسط کشش می باشند. بدین معنی که قبل از اینکه مصالح بنایی در فشار به کرنش حداکثر خود برسند، میلگردهای بستر تسلیم خواهند شد.



شکل ۱۴- توزیع کرنش و نیرو در مقطع دیوار بنایی با میلگرد بستر ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی

تقریباً در تمام موارد، تار خنثی در داخل ضخامت پوسته قرار گرفته و مقاومت اسمی خمشی مقطع دیوار در واحد طول را می توان به صورت زیر محاسبه نمود.

$$M_n = \frac{1000 A_s f_y}{B} \left(d - \frac{a_c}{2} \right) = \frac{1000 A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \beta f'_m B} \right) \left(N \cdot \frac{\text{mm}}{\text{m}} \right)$$

A_s : سطح مقطع فولاد تحت کشش (mm^2)

F_y : تنش تسلیم فولاد تحت کشش (Mpa)

B : فاصله میلگرد بستر از همدیگر (mm)

d : برای دیوارهای بنایی توپر $d=0.5h$ (ضخامت بلوک) و برای دیوارهای بنایی توخالی فاصله دورترین تار فشاری تا میانه ضخامت پوسته کششی

f'_m : مقاومت فشاری دیوار بنایی

مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه به دست خواهد آمد.

$$M_d = \Phi M_n$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت با Φ نشان داده می شود که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیر سازه ایی مسلح برابر ۰/۹ است.

تقاضای خمشی نهایی دیوارها با عملکرد یک طرفه

خمش میتواند یکطرفه و دوطرفه باشد که در زیر به اجمال توضیح داده خواهد شد.

دیوارهای دهانه قائم

مطابق شکل ۱۵ در دیوارهایی که خمش به صورت یک طرفه بوده و عمدتاً خمش قائم (تنش کششی عمود بر بند بستر - ترک کششی موازی بند بستر) در دیوار ایجاد می گردد، تقاضای خمشی نهایی (M_u) وارده بر دیوار برابر است با:

$$M_u = \alpha w_u H^2$$

که برای دهانه دو سر ساده مقدار α برابر ۰/۱۲۵ و برای دهانه دو سر گیردار مقدار آن برابر ۰/۰۶۳ می باشد. همچنین H برابر ارتفاع خالص دیوار مابین دو تکیه گاه و w_u فشاری طراحی دیوار مطابق بند زیر می باشد

- دیوارهای داخلی

فشار طراحی (w_u) دیوارهای داخلی برابر نیروی لرزه ای آنها می باشد.

$$w_u = w_{eq}$$

در صورتی که مقطع موثر دیوار نامتقارن باشد، فشار فوق باید هم به صورت مثبت و هم به صورت منفی در امتداد عمود بر صفحه دیوار در نظر گرفته شود.

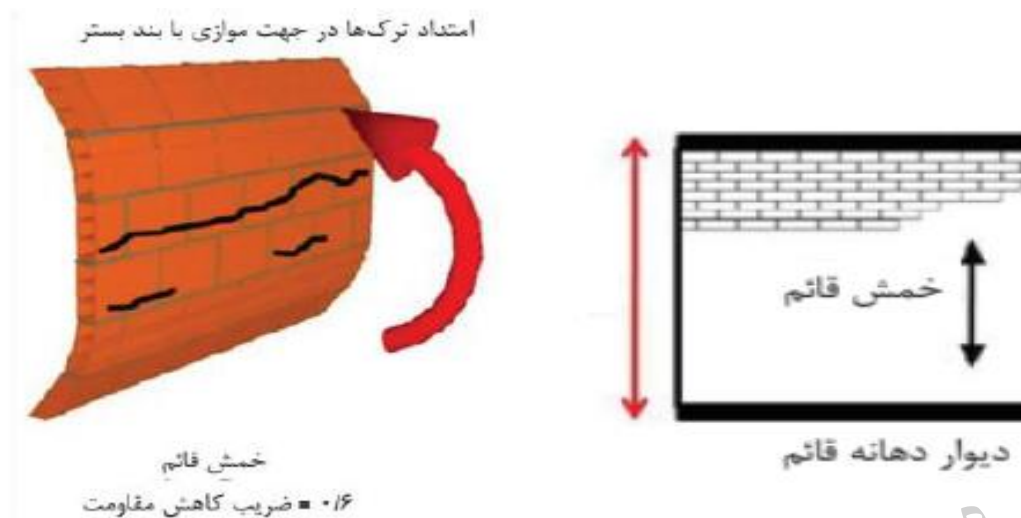
دیوارهای پیرامونی

فشار طراحی (w_u) دیوارهای پیرامونی لازم است به صورت زیر به دست آیند.

$$\max(w_{eq}, w_{win}) = w_u$$

در صورتی که مقطع موثر دیوار نامتقارن باشد، فشار فوق باید هم به صورت مثبت و هم به صورت منفی در امتداد عمود بر صفحه دیوار در نظر گرفته شود.

با توجه به وزن لرزه ای کم دیوارهای غیرسازه ای، در بسیاری موارد در مورد دیوارهای پیرامونی، بار باد بر بار زلزله حاکم خواهد بود.



شکل ۱۵- عملکرد دیوار قائم با خمش یکطرفه

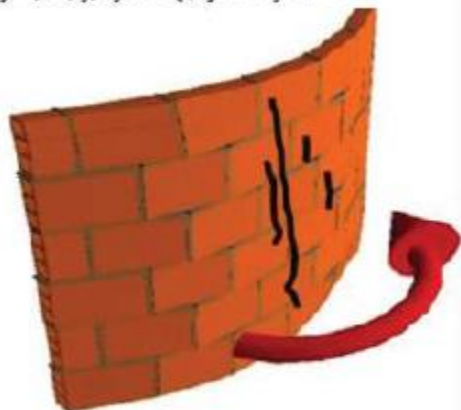
دیوارهای دهانه افقی

مطابق شکل ۱۶، در دیوارهایی که خمش به صورت یک طرفه بوده و عمدتاً خمش افقی (تنش کششی موازی بند بستر- ترک کششی عمود بر بند بستر) در دیوار ایجاد می‌گردد، تقاضای خمشی نهایی وارده بر دیوار برابر است با:

$$M_u = \alpha w_u L^2$$

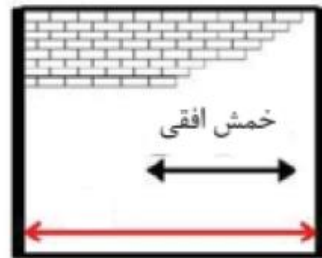
که برای دهانه دو سر ساده مقدار α برابر ۰/۱۲۵ و برای دهانه دو سر گیردار مقدار آن برابر ۰/۰۶۳ می‌باشد. به علاوه L برابر طول مابین دو تکیه‌گاه دیوار و w_u فشاری طراحی دیوار مطابق بند ۱۷-۱ می‌باشند.

امتداد ترک‌ها در جهت عمود بر بند پستر



خمش افقی

۰/۹ = ضریب کاهش مقاومت



دیوار دهانه افقی

شکل ۱۶- عملکرد دیواردهانه افقی با خمش یکطرفه

دیوار بنایی با رفتار دو طرفه

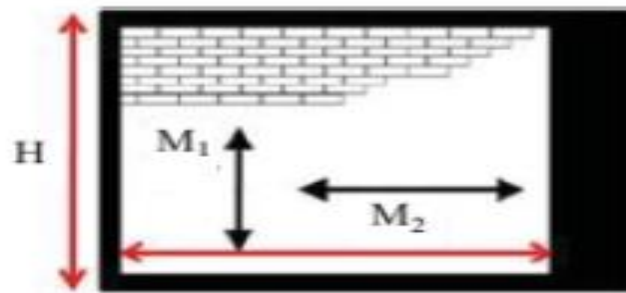
در بسیاری موارد دیوارهای غیر سازه ای در سه یا چهار لبه خود دارای تکیه گاه بوده و خمش های افقی و قائم به طور همزمان در آن ایجاد می شوند (مطابق شکل ۱۷ در این بخش برای تعیین تقاضای خمشی نهایی در دیوارهای با عملکرد دو طرفه از روش ضرایب خمشی استفاده شده است. این روش، روشی تقریبی و بر اساس تئوری خطوط تسلیم می باشد. استفاده از سایر روش ها همانند تئوری خطوط شکست و تحلیل های المان محدود با در نظر گرفتن شرایط ارتوتر پیک دیواره نیز مجاز می باشد.

قبل از ارائه جزییات مربوط به روش ضرایب لنگر، بهتر است قدری در خصوص فرضیات این روش صحبت شود. تئوری خطوط تسلیم (که مبنای روش ضرایب لنگر می باشد) به منظور ارزیابی رفتار خارج از صفحه دیوار (یا به طور کلی یک پوسته در حالت نهایی و ترک خورده خود استفاده می شود. در این تکنیک خطوط تسلیمی برای دیوار منصور شده و فرض می شود دیوار در امتداد این خوط ترک خورده است (صرف نظر از این که آیا واقعا فشار وارده بر دیوار قادر به ایجاد چنین شرایطی هست یا خیر)، بدین ترتیب بسته به شرایط مرزی و هندسی، دیوار به سه یا چهار بخش تقسیم شده و با نوشتن روابط تعادل برای هر بخش لنگر ایجاد در لبه های هر بخش به دست می آید. با برابر قرار دادن این لنگرها با مقاومت خمشی دیوار، فشار خارج از صفحه ای که منجر به ایجاد چنین شرایطی برای دیوار شده است تخمین زده خواهد شد. در روش ضرایب خمشی، در حقیقت یا داشتن مقاومت خمشی دیواره می توان فشاری که منجر به رسیدن دیوار به ظرفیت نهایی خود می شود را به دست آورد. سپس با مقایسه فشار به دست آمده با فشار وارده بر دیوار ناشی از باد یا زلزله) می توان در خصوص کفایت طراحی دیوار اظهار نظر نمود. لیکن با توجه به اینکه معمولا مهندسین تمایل به طراحی بر اساس نیروهای داخلی (همانند خمش) دارند. لذا در دستور العمل حاضر به جای مقایسه ظرفیت فشار با تقاضای فشار، ظرفیت خمشی با تقاضای خمشی مقایسه خواهد شد. بر این اساس از روش ضرایب خمش به جای اینکه فشار منجر به شکست دیوار به دست آید. خمشی به دست می آید که اگر از مقاومت خمشی دیوار تجاوز کند. دیوار ناپایدار خواهد شد. از خمش به دست آمده به عنوان تقاضای خمشی بیان می شود. لیکن در واقعیت خمش به دست آمده از روابط زیر با تقاضای خمشی ناشی از فشار وارده بر دیوار متفاوت خواهد بود. به بیان دیگر روابط زیر با این فرض می باشند که دیوار در آستانه فروریزش بوده و ترکهای مربوط به خطوط تسلیم در دیوار ایجاد شده است. حال آن که اگر فشار وارده بر دیوار کم باشد. عملا ترکی در دیوار ایجاد نشده (یا به طور جزئی چند ترک در دیوار ایجاد شده است) و تقاضاهای خمشی وارده بر دیوار بسیار کمتر از مقادیر محاسبه شده توسط روابط مربوطه خواهند بود. با این حال این روابط محافظه کارانه بوده و به منظور طراحی مقاومتی (نه عملکردی مناسب می باشند

با در نظر داشتن نکات فوق، تقاضای خمشی نشانی در واحد طول در هر جهت به صورت زیر به دست می آیند.

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2}$$



دیوار با عملکرد دو طرفه

M_1 = خمشی قائم M_2 = خمشی افقی

شکل ۱۷- دیوار با عملکرد دو طرفه

که:

M_{u2} = تقاضای خمشی افقی

M_{u1} = تقاضای خمشی قائم

L = طول دیوار

α_2 = ضریب خمشی افقی مطابق جداول شماره ۸

w_u = فشار طراحی دیوار مطابق آنچه که قبلاً توضیح داده شد

μ = نسبت اور توگنال مطابق رابطه زیر

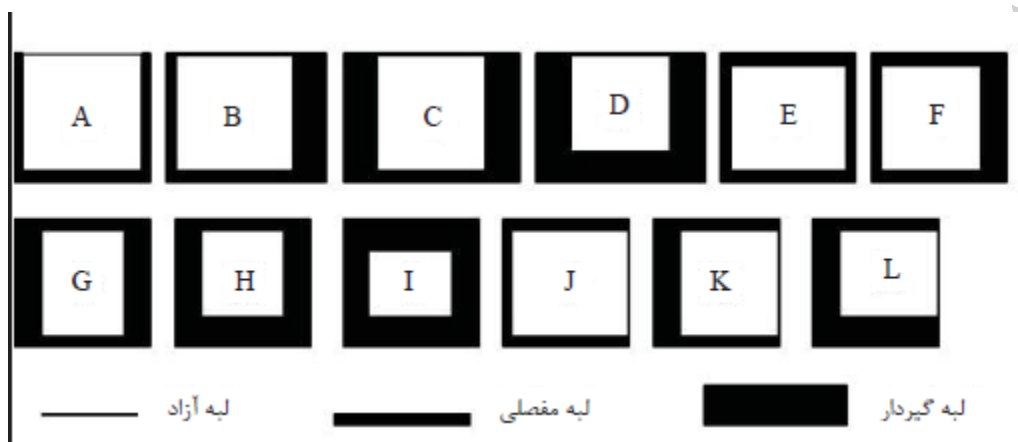
$$\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}}$$

M_{n1} = ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت قائم مطابق مطالب محاسبه خمشی اسمی محاسبه میشوند

M_{n2} = ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت افقی که قبلاً توضیح داده شده است

نکته

در محاسبه ضریب α_2 شرایط مرزی زیادی با توجه به عملکرد دوطرفه دیوار قرار دارد که به علت اینکه در دستورالعمل ۸۱۹ فرض اعمال شده که دیوار از هر چهار طرف از سازه جدا شده بنابراین جدول وضعیت چهار طرف مفصلی در اینجا قید خواهد شد. (جدول شماره ۸)



شرایط مرزی دیوارها که با توجه به دستورالعمل، ما فقط با حالت E کار خواهیم کرد.

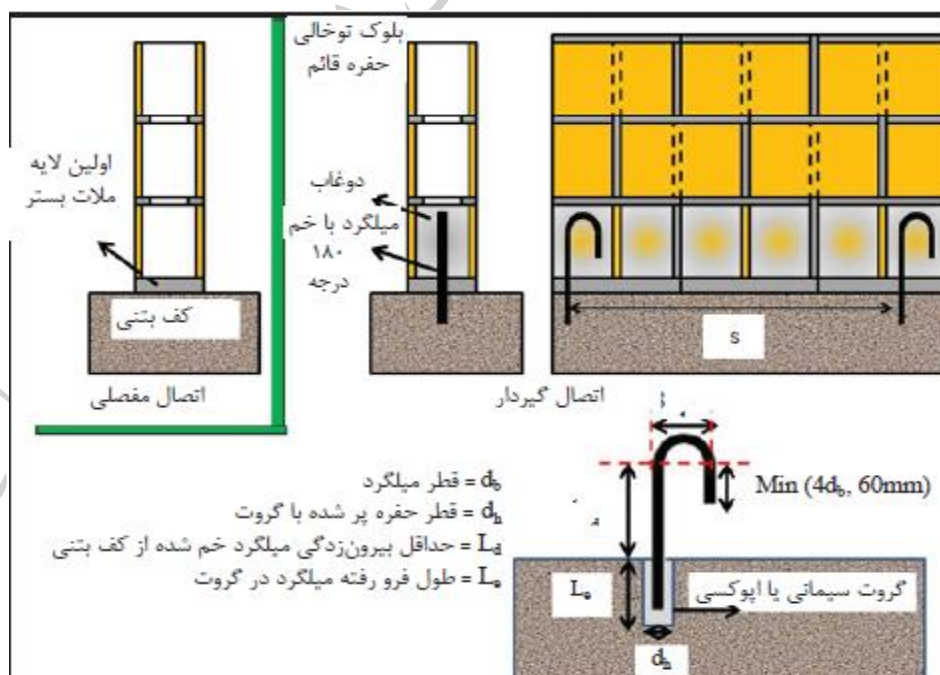
شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
E	۰/۵۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳۵	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۰۵۲	۰/۰۶۴	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰
	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۴۲	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۷	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶
	۰/۲۰	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱۵	۰/۰۳۲	۰/۰۵۳	۰/۰۷۰	۰/۰۸۱	۰/۰۸۹	۰/۰۹۴	۰/۰۹۸	۰/۱۰۳
	۰/۱۰	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

جدول شماره ۸- ضریب خمشی افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع E

که با توجه به تناسب $\mu \frac{H}{L}$ میشود ضریب خمش افقی را محاسبه کرد که اگر نیز عدد محاسبه شده مابین اعداد جدول باشد باید از درون یابی خطی استفاده کرد.

نکته مهم

در محاسبات لازم است اتصال دیوارهای غیر سازه‌ای داخلی و پیرامونی به کف به صورت مفصلی در نظر گرفته شود. چراکه معمولاً در ساخت دیوارهای غیر سازه‌ای به دلیل عدم استفاده از مهار (در حین ساخت دیوار)، چسبندگی اولین لایه ملات به کف آسیب خواهد دید. این آسیب می‌تواند به دلیل جمع شدگی و یا بارهای تصادفی وارده بر دیوار در حین ساخت اتفاق افتد. ضخامت اولین لایه ملات می‌تواند از ۶ میلی‌متر تا ۲۵ میلی‌متر در طول دیوار تغییر داده شود به نحوی که اولین ردیف (رج) دیوار به صورت کاملاً تراز بر روی ملات قرار گیرد. در صورتی که اولین لایه ملات در سرتاسر طول دیوار اجرا شده باشد، نیازی به کنترل نیروی برشی وارده بر اتصال نبوده و ظرفیت برشی اتصال همواره بزرگ‌تر از تقاضاهای وارده خواهد بود. (شکل شماره ۱۸)



شکل ۱۸- اتصال مفصلی و گیردار کف

نکته مهم

در کلیه دیوارهای داخلی و پیرامونی لازم است ظرفیت خمشی طراحی بزرگتر از تقاضای خمشی نهایی باشد.

$$M_d > M_u$$

$$M_d = \text{ظرفیت خمشی طراحی}$$

$$M_u = \text{تقاضای خمشی نهایی}$$

در مورد دیوارهای با عملکرد دو طرفه لازم است ظرفیت خمشی قائم و افقی از تقاضای طراحی قائم و افقی بیشتر باشد.

در ادامه با توجه به چارتی که در شروع این مقاله ذکر شد تا کنون با ۳ پارامتر زیر آشنایی نسبی و تا حدودی کامل پیدا کردیم.

✓ بررسی پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت فشاری، مقاومت خمشی و مقاومت برشی دیوارها

✓ بررسی تغییر شکلهای خارج از صفحه و داخل صفحه دیوارها و عوامل تاثیرگذار بر آنها

✓ روش محاسبه مقاومت خمشی دیوارها در حالت مسلح و غیر مسلح

در ادامه بحث با دو پارامتر زیر موارد را ادامه خواهیم داد.

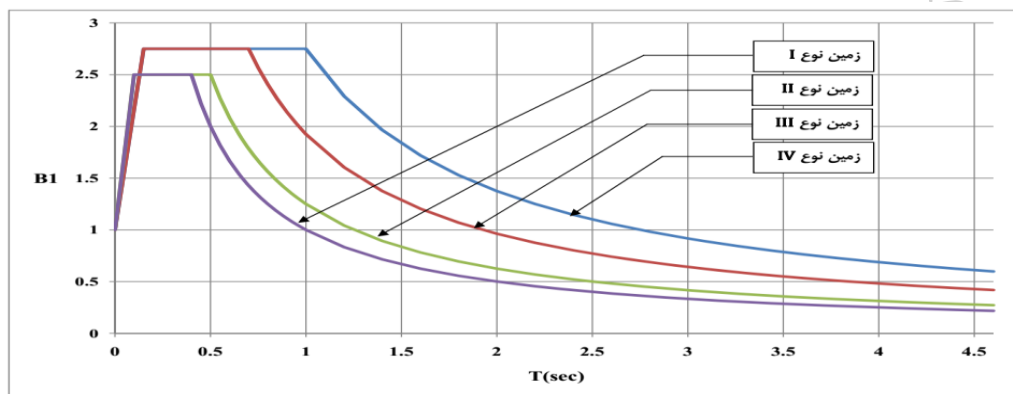
✓ روش محاسبه نیروی باد و زلزله وارد بر دیوار ونحوه محاسبه تقاضای وارده بر دیوارها

✓ مثالی از طراحی دیوار، به همراه تمامی جزئیات مهارى برای آنها

محاسبه نیروها و تغییر شکلهای وارد به دیوار ناشی از زلزله

نیروی ناشی از زلزله بر دیوارهای غیر سازه ای به شکل زیر می باشد.

$$F_p = \frac{0.4a_p A B_s W_p I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right)$$



شکل ۱-۲- ب- ضریب شکل طبق طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

در این رابطه

a_p : ضریب تشدید اجزا برای سنجش نزدیک بودن دوره تناوب سازه و دیوار

R_p : ضریب اصلاح پاسخ بین ۱/۵ تا ۲/۵ (با توجه به خارجی بودن یا داخلی بودن دیوار)

A : شتاب مبنای طرح

B_s : ضریب بازتاب برای دوره تناوب های کوتاه (در محدوده ۰/۲ ثانیه)

W_p : وزن بهره برداری دیوار برابر با مجموع وزن نما و پوشش دیوار، خود دیوار و اتصالات آن.

I_p : ضریب اهمیت (دیوار غیرسازه ای در سازه با اهمیت بسیار زیاد و همچنین دیوار اطراف راه پله در تمام سازه ها)

$I_p=1.4$ سایر شرایط $I_p=1$

Z : ارتفاع نصب اتصالات دیوار در ساختمان نسبت به تراز پایه.

h : ارتفاع بام ساختمان از تراز پایه

برای محاسبه ضرایب لرزه ای R_p و a_p میتوان از آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (جدول ۴-۱) یا از جدول زیر استفاده کرد.

Table 13.5-1 Coefficients for Architectural Components

Architectural Component	a_p^a	R_p^b
Interior nonstructural walls and partitions ^b		
Plain (unreinforced) masonry walls	1.0	1.5
All other walls and partitions	1.0	2.5
Cantilever elements (Unbraced or braced to structural frame below its center of mass)		
Parapets and cantilever interior nonstructural walls	2.5	2.5
Chimneys where laterally braced or supported by the structural frame	2.5	2.5
Cantilever elements (Braced to structural frame above its center of mass)		
Parapets	1.0	2.5
Chimneys	1.0	2.5
Exterior nonstructural walls ^b	1.0 ^b	2.5
Exterior nonstructural wall elements and connections ^a		
Wall element	1.0	2.5
Body of wall panel connections	1.0	2.5
Fasteners of the connecting system	1.25	1.0

ضرایب لرزه ای برای اجزای معماری ردیفی که هایلایت شده مربوط به دیوارهای غیر سازه ای و اتصالات آن می باشد.
با توجه به موارد فوق حداکثر و حداقل نیروی وارد بر دیوارهای غیر سازه ای برابر خواهد بود با مقادیر زیر:

$$F_{pmax}=1.6AB_sW_pI_p$$

حداکثر نیروی زلزله وارد بر دیوار

$$F_{pmin}=0.3AB_sW_pI_p$$

حداقل نیروی زلزله وارد بر دیوار

محاسبه فشار یا مکش ناشی از بار باد بر سطح دیوار

نیروی ناشی از باد لازم است تنها بر دیوارهای پیرامونی اعمال شود. نیروی ناشی از باد بر دیوارهای پیرامونی به صورت زیر به دست می آید.

$$p=qI_pC_eC_gC_tC_pC_d$$

q:فشار مبنای باد

$$q=0.000613V^2 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

V : سرعت مبنای باد طبق جدول ۱ - ۱۰ - ۶ میحث ششم ($\frac{m}{s}$).

C_e : ضریب بادگیری طبق بند ۶ - ۱۰ - ۶ میحث ششم) نشان دهنده ی تغییرات سرعت باد با ارتفاع و اثران ناشی از

تعبیر در زمین اطراف و توپوگرافی).

C_g : ضریب اثر جهشی باد که برای دیوارهای خارجی و اجزا نما برابر با ۲.۵ است.

C_t : ضریب پستی و بلندی زمین طبق بند ۷ - ۱۰ - ۶ میحث ششم.

C_d : ضریب هم راستایی باد که مقدار آن برای دیوارهای و نماهای خارجی برابر با ۰.۸۵ است.

C_p : ضریب فشار که نسبت بی بعد فشارهای ایجاد شده توسط باد روی سطح ساختمان به فشار سرعتی باد در ارتفاع مبنا

می باشد. برای نما و دیوارهای خارجی و در نزدیکی گوشه ها ۱.۲ مناسب است.

محاسبه فشار یا مکش ناشی از بار باد بر سطح دیوار

۲-۱۰-۶ فشار ناشی از باد بر ساختمان ها و سازه ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

(۱-۱۰-۶)

در این رابطه:

p = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح

یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می کند.

I_w = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۲-۱-۶

q = فشار مبنای باد یخش ۲-۱۰-۶ و جدول ۲-۱۰-۶

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۱-۶-۱۰-۶

C_g = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۴-۶-۱۰-۶

C_p = ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.

بار خالص باد برای کل ساختمان از جمع جبری بارهای وارده بر سطوح رو و پشت به باد (فشار یا مکش) بدست می آید. در برخی موارد این بار را می توان از جمع حاصلضرب فشار یا مکش در مساحت سطوح که فشار یا مکش میانگین گیری شده باشد، محاسبه شود.

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش

بدست می آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi}$$

(۲-۱۰-۶)

در این رابطه:

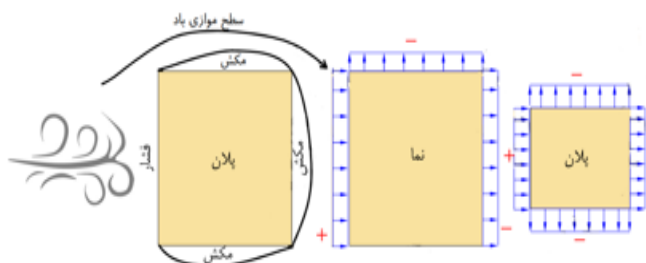
p_i = فشار داخلی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح، به شکل فشار وارد بر سطح یا

مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند.

I_w = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۲-۱-۶

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۱-۶-۱۰-۶

C_{gi} = ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۴-۶-۱۰-۶ بیان شده است.



پارامترهای تعیین فشار خارجی باد

۱-۶-۱-۶ ضریب بادگیری، C_e

الف) برای زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0.7}$ و حداقل برابر ۰.۹ در نظر گرفته می‌شود.

ب) برای زمین پرتلاطم، $C_e = 0.7 \left(\frac{h}{17}\right)^{0.7}$ و حداقل برابر ۰.۷ در نظر گرفته می‌شود.

- ارتفاع سازه

← - میزان ناهمواری زمین

- خیز سرعت در بالای تپه ها

$$p = q I_p C_e C_g C_p$$

جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه بندی خطر پذیری ساختمان ها و سایر سازه ها بر

بارهای باد، برف، یخ و زلزله

گروه خطر پذیری	ضریب اهمیت بار	ضریب اهمیت	ضریب اهمیت	ضریب اهمیت
مطابق جدول ۱-۶-۱	I_e بار باد، I_{e1} لوله های، I_{e2}	بار باد، I_{e3}	بار یخ، I_{e4}	بار برف، I_{e5}
۱	۱.۴	۱.۲۵	۱.۲۵	۱.۲
۲	۱.۲	۱.۱۵	۱.۲۵	۱.۱
۳	۱	۱	۱	۱
۴	۰.۸	۰.۸	۰.۸	۰.۸

۱-۶-۱-۶ ضریب اثر جهشی باد، C_{gi} ، C_{gf}

۱-۶-۱-۶-۲-الف کلیات

ضریب اثر جهشی باد C_{gi} باید مطابق با یکی از موارد ذیل اختیار شود.

الف: برای کل ساختمان و اعضای اصلی سازه $C_{gi} = 2.5$

ب: برای فشار خارجی و مکش در اعضا کوچک از جمله نما یا پوسته خارجی $C_{gi} = 2.5$

پ: برای فشارهای داخلی $C_{gi} = 2.5$ و با محاسبات دقیق تری که اندازه های بازشوها را در ساختمان.

فشار حجم داخلی و انعطاف پذیری ساختمان را در نظر گرفته باشد.

ت: در تحلیل های دینامیکی C_{gi} مقداری است که بطور مناسبی تلاطم باد، ابعاد و فرکانس سازه را در نظر گرفته باشد.

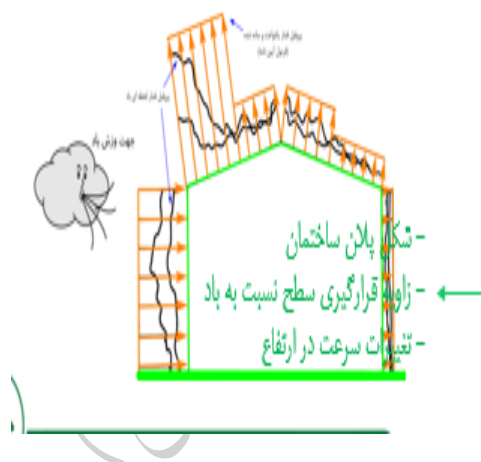
۱-۶-۱-۶-۸ ضرایب فشار خارجی برای ساختمان های بلند مرتبه

ضریب فشار محلی $C_{pf} = 1.0$ ، که در طراحی سطوح کوچک پوسته خارجی یا نما (در حدود اندازه یک پنجره) استفاده می‌شود.

۱-۶-۱-۶-۹ ضریب فشار داخلی، C_{pi}

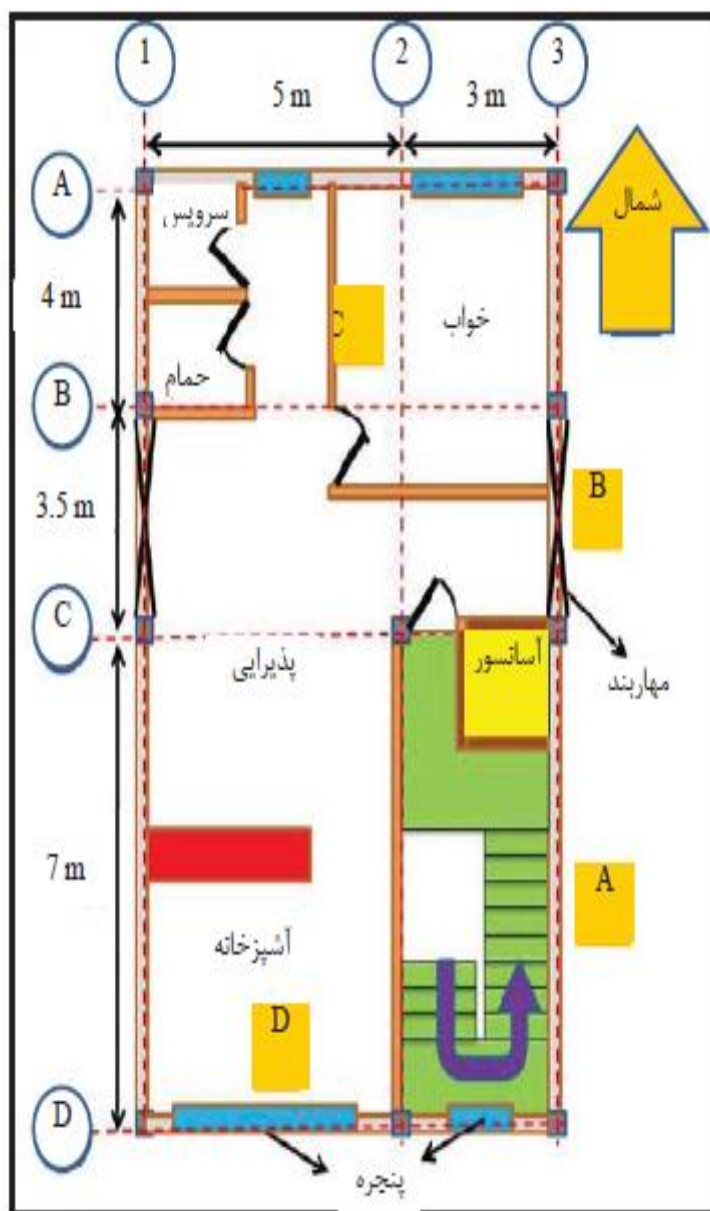
گروه ۲: $C_{pi} = 0.3$ تا -0.45

این گروه در بر گیرنده ساختمان های، است که در صورت داشتن بازشوهای بزرگ مرتبان به بسته شدن آنها، در طول طوفان ها اعتماد کرد.



بررسی یک مثال طراحی

مثال حاضر به ارائه روند طراحی دیوار بنایی غیر سازه‌ای یک ساختمان مسکونی ۵ طبقه اختصاص یافته است. پلان طبقات ساختمان در شکل (۱۹) نشان داده شده است. روند طراحی دیوار A در این بخش ارائه می‌گردد.



شکل ۱۹- پلان ساختمان مورد نظر

اطلاعات مورد نیاز به شرح زیر می باشند.

محل ساختمان: تهران

تعداد طبقات: ۵

ارتفاع کف تا کف طبقات: ۳/۵ متر

نوع خاک محل احداث بنا: خاک نوع III بر اساس دسته بندی مبحث ششم

سیستم باربر جانبی در امتداد شمالی - جنوبی: مهاربند همگرا

سیستم باربر جانبی در امتداد شرقی - غربی: قاب خمشی

حداکثر دررفت غیرالاستیک در جهت شمال - جنوبی: ۰/۰۰۷

حداکثر دررفت غیرالاستیک در جهت شرقی - غربی: ۰/۰۱۸

فرضیات اولیه

نکته: توصیه می شود در صورتی که انتظار می رود نظارت کافی و مناسبی بر روند ساخت دیوارهای غیر سازه‌ای وجود نداشته باشد، حتی المقدور از فرضیات محافظه کارانه ای استفاده شود. در این مثال از چنین فرضیاتی به شرح زیر استفاده شده است.

استفاده از سفال برای دیوارچینی دیوارهای خارجی با ضخامت ۱۵۰ ، طول ۳۰۰ و ارتفاع ۲۰۰ میلیمتر

کلیه واحدهای بنایی از نوع بلوک سفالی بوده و ضخامت پوسته آنها ۱۵ میلی متر می باشد

ملات مصرفی از نوع N می باشد که در آن از سیمان بنایی استفاده شده است. نسبت سیمان بنایی به ماسه ۱ به

۳ می باشد. همان طور که ملاحظه خواهد شد، این ملات بسیار ضعیف بوده و عملاً لازم است از ملات نوع N

ساخته شده از ترکیب سیمان پورتلند و آهک استفاده شود.

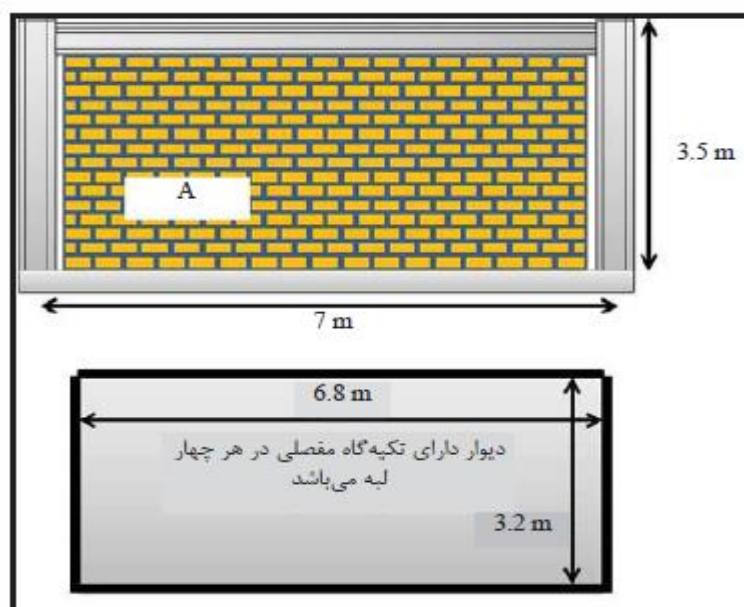
مقاومت فشاری واحدهای بنایی ۱۴ مگاپاسکال می باشد. لذا بر اساس جدول (۴) مقاومت فشاری دیوار برابر

۷ مگاپاسگال خواهد بود. این مقاومت بر اساس مقطع مؤثر دیوار است.

تنش تسلیم میلگرد بستر ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

طراحی کلیه دیوارها بر اساس دیوارهای موجود در آخرین طبقه انجام خواهد شد.

ابعاد دیوار A به همراه شرایط تکیه گاهی آن در شکل (۲۰) نشان داده شده است. لازم به توضیح است که با توجه به طول زیاد این دیوار، انتظار می رود دیوار هم یکی از بحرانی ترین دیوارهای ساختمان مورد نظر باشد.

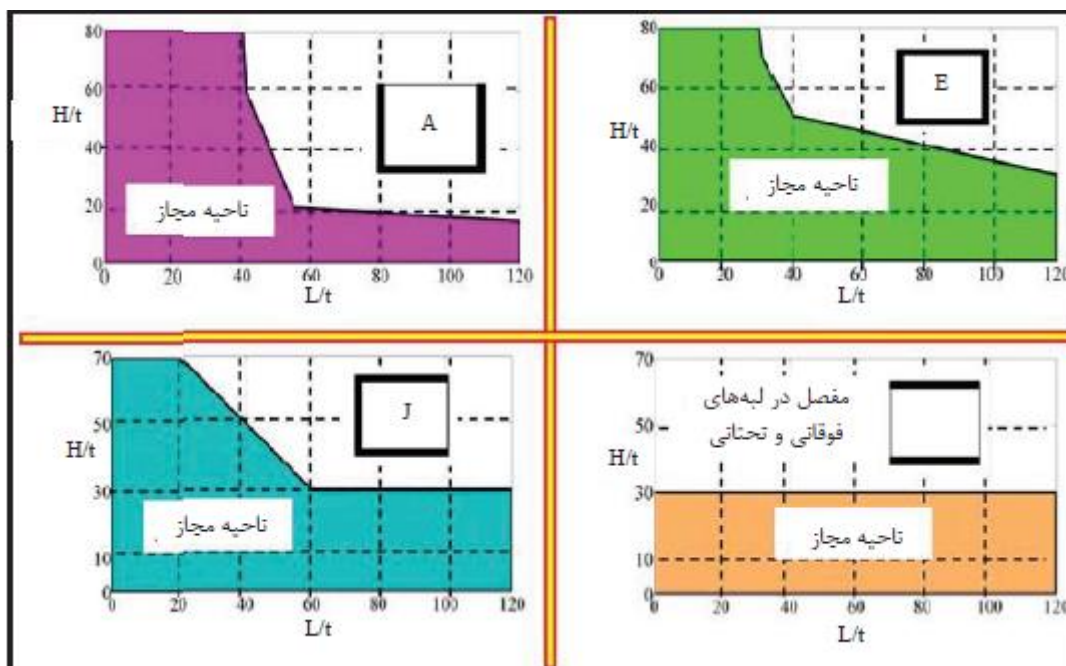


شکل ۲۰- ابعاد و شرایط مرزی دیوار A

نکته:

اگرچه تمرکز اصلی در دستورالعمل حاضر معیارهای مقاومتی می باشد، لیکن در این بخش با اعمال محدودیت بر روی ضخامت دیوار، سایر معیارهای عملکردی نیز به صورت غیر مستقیم مدنظر قرار خواهد گرفت. این معیارها منطبق بر الزامات موجود در Eurocode 6 می باشد.

در نتیجه بسته به شرایط مرزی و ابعاد دیوار، حداقل ضخامت دیوار بر اساس منحنی های شکل (۲۱) به دست می آیند. در این بخش لازم است کلیه لبه های گیردار به صورت مفصلی در نظر گرفته شوند.



شکل ۲۱- حداقل ضخامت دیوار بر اساس شرایط مرزی (Eurocode6)

گام اول: بررسی محدودیت های لاغری

بررسی حداقل ضخامت دیوار با توجه به شرایط مرزی و شکل (۲۰ و ۲۱)

$$\frac{L}{t} = \frac{6.8}{0.015} = 45.33$$

$$\frac{H}{t} = \frac{3.2}{0.015} = 21.33$$

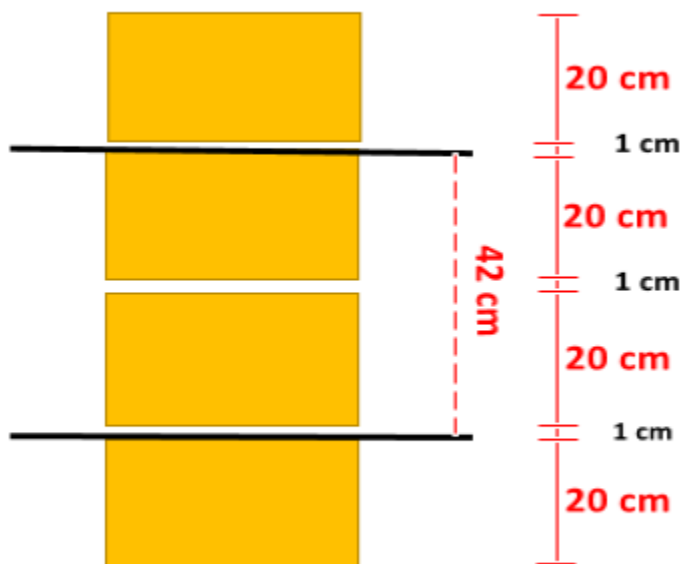
قابل قبول

گام دوم: تعیین اولیه مشخصات میلگرد بستر

ابعاد دیوار A و نیز شرایط تکیه گاهی انتخاب شده برای آن در شکل (۲۰) نشان داده شده است. با توجه به اینکه دیوار A یک دیوار پیرامونی می باشد، لذا ضخامت آن نباید کمتر از ۱۵۰ میلی متر اتخاذ شود. برای این دیوار از بلوک هایی با ضخامت ۱۵۰ میلی متر، طول ۳۰۰ میلی متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی متر استفاده می شود. شایان ذکر است که نباید ارتفاع بلوک بیش از

۲۵۰ میلی متر باشد چرا که میلگردهای بستر معمولاً در بندهای بستر به صورت یک در میان قرار می گیرند و فواصل آنها نباید از ۵۰۰ میلی متر تجاوز کند. همچنین با توجه به شکل (۲۱)، ضخامت ۱۵۰ میلی متر برای دیوار A محدودیت لاغری دیوار را برآورده می کند.

در ابتدا از میلگرد بستر حداقل استفاده می شود. بر اساس توضیحات میلگرد بستر لازم است میلگردهای بستر با قطر مفتول ۴ میلی متر در فواصل ۴۲۰ میلی متر (فاصله دو بند بستر) در دیوار تعبیه شوند (ضخامت ملات بستر ۱۰ میلی متر در نظر گرفته شده است. همچنین بر اساس توضیحات میلگرد بستر که قبلاً به آن پرداخته شد حداقل میلگرد بستر مورد نیاز برای دیواری که در ملات آن از سیمان بنایی استفاده شده باشد، میلگرد بستری با قطر مفتول ۴ میلی متر و به فواصل ۵۰۰ میلی متر می باشد. در نتیجه حداقل میلگرد بستر ممکن برای دیواره به صورت زیر است:



شکل ۲۲- فواصل جاگذاری میلگرد بستر

میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی متر در هر ۴۲۰ میلی متر در ارتفاع دیوار (شکل ۲۲)

گام سوم: تعیین ظرفیت خمشی اسمی و طراحی دیوار

بر اساس میلگرد بستر حداقل به دست آمده، ظرفیت خمشی دیوار در دو امتداد افقی و قائم به صورت زیر به دست می آید.

در امتداد قائم:

در این امتداد دیوار غیر مسلح بوده و ظرفیت خمشی اسمی دیوار برای یک متر طول دیوار بر اساس رابطه زیر به

صورت زیر خواهد بود.

$$M_{n1} = \frac{1000 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} = \frac{1000 \times 0.16 \times 15 \times (150 - 15)^2}{150} = 290 N \cdot \frac{m}{m}$$

ملاط ساخته شده با سیمان بنایی		ملاط ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک			
ملاط نوع S	ملاط نوع N	ملاط نوع S	ملاط نوع N		
۰/۴۱	۰/۲۶	۰/۴۹	۰/۵۲	واحد توپر	در امتداد عمود بر بند بستر
۰/۲۶	۰/۱۶	۰/۴۳	۰/۳۳	واحد توخالی فاقد دوقاب	
۱/۰۵	۱	۱/۱۲	۱/۰۹	واحد توخالی پر شده با دوقاب	در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند ممتد
۰/۸۳	۰/۵۲	۱/۳۸	۱/۰۳	واحد توپر	
۰/۵۲	۰/۳۳	۰/۸۶	۰/۶۶	واحد توخالی فاقد دوقاب	در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیرممتد
۰/۸۳	۰/۵۲	۱/۳۸	۱/۰۳	واحد توخالی پر شده با دوقاب	
۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۷	مقطع پر شده با دوقاب در امتداد بند بستر	در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیرممتد
صفر	صفر	صفر	صفر	سایر موارد	

مدول گسیختگی دیوارهای بنایی در جدول فوق قید شده است در مباحث قبلی در مورد آن بحث شد.

h: ضخامت دیوار (mm)

t_s: ضخامت پوسته واحد بنایی

f_r: مدول گسیختگی دیوار بنایی

ظرفیت خمشی طراحی در امتداد قائم (در ادامه گام سوم)

$$M_{d1} = \phi M_{n1} = 0.6 \times 290 = 175 N \cdot \frac{m}{m}$$



در امتداد افقی:

در امتداد افقی دیوار مسلح بوده و ظرفیت خمشی اسمی آن برای یک متر طول دیوار از رابطه زیر به دست می آید.

$$M_{n2} = \frac{1000A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2\beta f_m B} \right)$$

As: سطح مقطع فولاد تحت کشش (درمورد میلگرد بستر، سطح مقطع یک مفتول طولی)

B: فاصله ی تسلیحات از یکدیگر (درمورد میلگرد بستر، فاصله میلگردهای بستر در امتداد ارتفاع دیوار)

برای دیوارهای ساخته شده از
واحدهای رسی و سیمانی
 $\alpha = 0.8$ ، $\beta = 0.8$



$$M_{n2} = \frac{1000A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2\beta f_m B} \right) = \frac{1000 \times 12.5 \times 400}{420} \left(135 - \frac{12.5 \times 450}{2 \times 0.8 \times 7 \times 420} \right) = 1595 N \cdot \frac{m}{m}$$

ضخامت پوسته ۱۵ میلیمتر است و ضخامت بلوک ۱۵۰ میلیمتر که در رابطه فوق فاصله d بصورت زیر

محاسبه می شود.

$$d = 150 - 15 = 135$$

بعد از تعیین ظرفیت خمشی افقی (مسلح) اسمی میتوان ظرفیت خمشی افقی طراحی را طبق ضابطه زیر

بدست آورد

$$M_{d2} = \phi M_{n2} = 0.9 \times 1595 = 1436 N \cdot \frac{m}{m}$$

گام چهارم: محاسبه فشار وارد به دیوار (ناشی از نیروی زلزله)

فشار ناشی از زلزله بر روی دیوار:

$$F_p = \frac{0.4a_p AB_s W_p I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right) = \frac{0.4 \times 1 \times 0.35 \times (1 + 1.75) \times 1800 \times 1}{2.5} \times \left(1 + 2 \frac{h}{H}\right) = 830 \frac{N}{m^2}$$

حداکثر نیروی زلزله وارد بر دیوار:

$$F_{p \max} = 1.6 AB_s W_p I_p = 1.6 \times 0.35 \times (1 + 1.75) \times 1800 \times 1 = 4435.2$$

حداقل نیروی زلزله وارد بر دیوار:

$$F_{p \min} = 0.3 AB_s W_p I_p = 0.3 \times 0.35 \times (1 + 1.75) \times 1800 \times 1 = 520$$

گام پنجم: محاسبه فشار وارد به دیوار (ناشی از نیروی باد)

فشار یا مکش خارجی ناشی از باد بر روی دیوار (مبحث ۶):

$$p = q I_p C_e C_g C_p = 0.000613 \times \left(\frac{100}{3.6}\right)^2 \times 1 \times 0.7 \left(\frac{5 \times 3.5}{12}\right)^{0.3} \times 2.5 \times 0.9 \times 10^3 = 834 \frac{N}{m^2}$$

فشار یا مکش داخلی ناشی از باد بر روی دیوار (مبحث ۶):

$$p_i = q I_p C_e C_{gi} C_{pi} = 0.000613 \times \left(\frac{100}{3.6}\right)^2 \times 1 \times 0.7 \left(\frac{5 \times 3.5}{12}\right)^{0.3} \times 2 \times 0.3 \times 10^3 = 223 \frac{N}{m^2}$$

در نتیجه

$$p_{wind} = p + p_i = 834 + 223 = 1057 \frac{N}{m^2}$$

گام ششم: تعیین ضریب نیروی باد و زلزله با توجه به ترکیبات بارگذاری

در ترکیب بارهای حالت حدی مقاومت، نیروی زلزله ضریب ۱ و نیروی باد ضریب ۱/۴ دارد.

۳-۳-۶ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله

ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع بحث دهم مقررات ملی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

- ۱) $1.4D$
- ۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1.4W)]$
- ۴) $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $1.2D + 1.0E + L + 0.5S$
- ۶) $0.9D + 1.0(1.4W)$
- ۷) $0.9D + 1.0E$
- ۸) $1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$
- ۹) $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

مقایسه فشار ناشی از بار زلزله و بار باد (ادامه گام ششم)

بین فشار ناشی از بار باد و زلزله هر کدام که بزرگتر بود به عنوان فشار مبنا، جهت محاسبه تقاضای خمشی وارد به دیوار انتخاب می‌گردد.

$$W_{wind} = 1.4 * 1057 = 1480 \frac{N}{m^2}$$

$$W_{earthquake} = 830 \frac{N}{m^2}$$

$$W_{wind} > W_{earthquake} \rightarrow W_u = W_{wind}$$

گام هفتم: محاسبه تقاضای خمشی با توجه به رفتار دوطرفه دیوار

دیوار A رفتار دوطرفه داشته لذا برای محاسبه تقاضای خمشی α_2 (در واحد طول) از بند دیوار دوطرفه استفاده می شود. با توجه به شرایط تکیه گاهی دیوار، ضریب خمشی را می توان از جدول (۸) به دست آورد.

محاسبه تقاضای خمشی نهایی در واحد طول در هر جهت:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.0457 \times 1480 \times 6.8^2 = 3127 \frac{N.m}{m}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.18 \times 3127 = 563 \frac{N.m}{m}$$

محاسبه ی ضریب خمشی (α_2) با توجه به جدول

$$\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{290}{1595} = 0.18 \quad \frac{H}{L} = \frac{3.2}{6.8} = 0.47$$

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
E	۰/۵۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳۵	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۰۵۲	۰/۰۶۴	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰
	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۴۲	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۷	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶
	۰/۲۰	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱۵	۰/۰۳۲	۰/۰۵۳	۰/۰۷۰	۰/۰۸۱	۰/۰۸۹	۰/۰۹۴	۰/۰۹۸	۰/۱۰۳
	۰/۱۰	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

با توجه به مقادیر بدست آمده از تناسب $\frac{H}{L}$ و μ و درون یابی خطی مقدار $\alpha_2 = 0.0457$ بدست می آید.

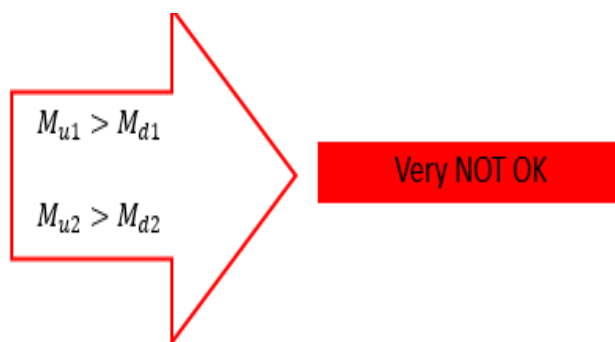
گام هشتم: مقایسه ظرفیت دیوار با تقاضا

ظرفیت های خمشی محاسبه شده برای دیوار:

$$M_{d1}=175 \frac{N.m}{m} \quad M_{d2}=1595 \frac{N.m}{m}$$

$$M_{u1}=563 \frac{N.m}{m} \quad M_{u2}=3127 \frac{N.m}{m}$$

تقاضاهای خمشی محاسبه شده برای دیوار:



بنابراین دیوار جوابگو نبوده لازم است تقویت شود.

گام نهم: راه های تقویت دیوار

به منظور تقویت دیوار می توان راهکارهای زیر را مدنظر قرار داد.

- ✓ افزایش ضخامت دیوار
- ✓ افزایش ضخامت پوسته دیوار
- ✓ پر کردن حفره بلوکها با استفاده از دوغاب
- ✓ بهبود ملات مصرفی (استفاده از ترکیب سیمان پورتلند و آهک)
- ✓ افزایش تسلیحات دیوار
- ✓ فراهم کردن تکیه گاه گیردار برای دیوار
- ✓ تقسیم دیوار به پانل های کوچکتر با تعبیه کلاف (تکیه گاه) یا پشتند (ستونچه)

افزایش ضخامت دیوار چندان راهکار مناسبی نمی باشد چرا که علاوه بر افزایش وزن دیوار، منجر به کاهش فضای مفید ساختمان نیز خواهد شد. همچنین فراهم کردن تکیه گاه گیردار همواره میسر نبوده و معمولاً نیاز به جزییات اجرایی خاصی دارد. تقسیم دیوار به پانل های کوچک تر نیاز به قرار دادن کلاف های بتنی مسلح در دل دیوار دارد که برای دیوارهای غیر

سازه‌های روش پرهزینه ای می باشد. لازم به توضیح است که معمولاً افزایش مقاومت فشاری دیوار نیز تاثیر بسیار کمی در افزایش مقاومت خمشی آن دارد. در ادامه از چند مورد از راهکارهای فوق به منظور طراحی دیوار A استفاده شده است.

راهکار اول: افزایش تسلیحات دیوار و استفاده از مفتول ۵ میلیمتر به فواصل ۲۱۰ میلی متر:

از تکرار محاسبات خودداری میشود.

$$\left. \begin{array}{ll} \text{ظرفیت:} & M_{d1} = 175 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \\ \text{تقاضا:} & M_{u1} = 208 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{u1} > M_{d1} \\ \text{نیاز به تقویت ظرفیت خمشی قائم دیوار} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{ll} & M_{d2} = 4432 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \\ & M_{u2} = 3518 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \end{array} \right\}$$

همان طور که مشاهده می شود، حتی با افزایش میلگردهای بستر نیز، همچنان تقاضای خمشی قائم دیوار قدری از ظرفیت خمشی قائم بیش تر می باشد.

راهکار دوم: افزایش تسلیحات به همراه افزایش ضخامت پوسته و بهبود ملات

استفاده از بلوک با ضخامت پوسته حداقل ۲۰ میلیمتر

استفاده از ملات نوع N با سیمان پرتلند (نه سیمان بنایی) و آهک

استفاده از مفتول ۴ میلیمتری به فواصل ۲۱۰ میلیمتر (قرار دادن میلگرد بستر بر روی تمامی رج های دیوارهای)

در این بخش برای دیوار A از بلوکی استفاده می شود که ضخامت پوسته در آن حداقل برابر ۲۰ میلی متر باشد.

همچنین تصمیم گرفته میشود که در ساخت دیوار از ملات نوع N با استفاده از سیمان پرتلند (نه سیمان بنایی) و آهک استفاده شود.

در این صورت مقاومت طراحی دیوار در جهت قائم برابر خواهد بود با

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.33 \times 20 \times (15 - 20)^2}{150} = 446160 \text{ N} \frac{\text{mm}}{\text{m}} = 446 \text{ N} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

به علاوه این بار میلگردهای بستر را قدری تقویت کرده و از میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی متر در فواصل ۲۱۰ میلی متر استفاده میشود (یعنی میلگردهای بستر در تمام بندهای بستر قرار می گیرند. در این صورت ظرفیت خمشی طراحی دیوار در امتداد افقی برابر خواهد بود باز

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \beta f'_m B} \right) = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 400}{210} \left(130 - \frac{12.5 \times 400}{2 \times 0.8 \times 7 \times 210} \right) = 4263 N \cdot \frac{m}{m}$$

پارامترهای لازم برای ادامه محاسبات:

$$\frac{H}{L} = \frac{3.2}{6.8} = 0.47, \quad \mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{\frac{446}{0.6}}{\frac{4263}{0.9}} = 0.156$$

با استفاده از درون یابی با توجه به جدول شماره ۸ ضریب خمشی افقی (α_2) بدست می آید.

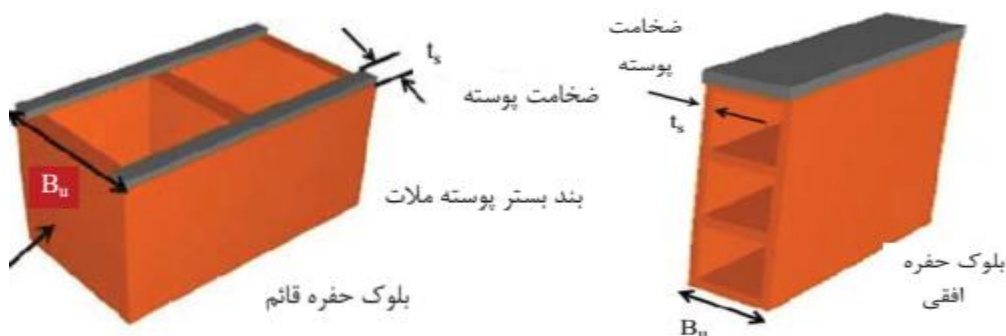
$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.048 \times 1480 \times 6.8^2 = 3285 N \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.16 \times 3285 = 526 N \cdot \frac{m}{m}$$

ظرفیت خمشی قائم قدری کمتر است.

راهکار سوم: افزایش تسلیحات به همراه بهبود ملات و پر کردن حفره ها:

اگر علاوه بر استفاده از ملات نوع N با استفاده از ترکیب سیمان پرتلند و آهک، بخشی از حفره های بلوکها با دوغاب پر شوند، مقاومت خمشی قائم دیوار بهبود چشمگیری خواهد یافت. در این بخش فرض می شود ۵۰٪ حفره های دیوار با دوغاب پر خواهند شد (از اثر وزن دوغاب در محاسبه فشار زلزله صرف نظر شده است چرا که اساسا بار باد حاکم است)، در این صورت بر اساس جدول (۷) و درون یابی بین حالت بدون دوغاب و پر شده با دوغاب، مدول گسیختگی دیوار در جهت قائم (عمود بر بند بستر) برابر ۰/۷۱ مگاپاسگال به دست آمده و بر اساس آن ظرفیت خمشی طراحی دیوار در جهت قائم برابر خواهد بود با (از تاثیر حفره های پر شده با دوغاب در مدول سطح موثر دیوار صرف نظر شده است):



راهکار سوم: افزایش تسلیحات به همراه بهبود ملات و پر کردن حفره ها:

نیروی خمشی ظرفیت دیوار برابر است با

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.71 \times 15 \times (150 - 15)^2}{150} = 777 N \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \beta f'_m B} \right) = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 400}{210} \left(135 - \frac{12.5 \times 400}{2 \times 0.8 \times 7 \times 210} \right) = 4431 N \cdot \frac{m}{m}$$

تقاضا برابر است با:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.038 \times 1480 \times 6.8^2 = 2601 \frac{N \cdot m}{m}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.263 \times 2012 = 684 \frac{N \cdot m}{m}$$

نحوه بدست آوردن مدول گسیختگی از طریق درون یابی خطی

جدول ۵-۲- مدول گسیختگی دیوارهای بنایی (بر حسب MPa یا N/mm²)

ملاط ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک		ملاط ساخته شده با سیمان بنایی		
ملاط نوع N	ملاط نوع S	ملاط نوع N	ملاط نوع S	
۰/۵۲	۰/۶۹	۰/۲۶	۰/۴۱	
۰/۳۳	۰/۴۳	۰/۱۶	۰/۲۶	در امتداد عمود بر بند بستر
۱/۰۹	۱/۱۲	۱	۱/۰۵	
۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳	در امتداد موازی بند بستر در بوارهای یا پیوند ممتد
۰/۶۶	۰/۸۶	۰/۳۳	۰/۵۲	
۱/۰۳	۱/۳۸	۰/۵۲	۰/۸۳	در امتداد موازی بند بستر در بوارهای یا پیوند غیرممتد
۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۷	
صفر	صفر	صفر	صفر	

* در صورتی که تنها بخشی از حفره‌ها با دوجاب پر شده باشد، می‌توان بر اساس درصد حفره‌های پر شده با دوجاب مدول گسیختگی را از درون‌یابی بین حالت فاقد دوجاب و پر شده با دوجاب به دست آورد.
 ** تنها بخشی از دیوار که با دوجاب در امتداد موازی بند بستر به طور پیوسته پر شده است در تحمل خمش موثر است.

$$\frac{100}{1.09} \quad \frac{0}{0.33} \quad \frac{50}{x}$$

$$\frac{100 - 50}{1.09 - x} = \frac{100 - 0}{1.09 - 0.33} \rightarrow f_r = 0.71$$

در نتیجه طرح نهایی دیوار عبارت خواهد بود:

استفاده از بلوک سفالی به ضخامت ۱۵۰ میلی متر

ضخامت پوسته حداقل ۱۵ میلیمتر

ملاط مصرفی از نوع N بوده و در آن از ترکیب سیمان پرتلند و آهک استفاده شده است.

۵۰ درصد حفره‌ها در امتداد ارتفاع دیوار لازم است با دوجاب پر شود.

میلگرد بستر با مفتول به قطر ۴ میلیمتر با ارتفاع ۲۱۰ میلیمتر در ارتفاع دیوار

گام دهم: طراحی اتصالات دیوار A

برای اتصال دیوار به ستون و نیز تیر فوقانی از اتصال جدا شده با نبشی استفاده می‌شود. اتصال دیوار به کف نیز مطابق شکل

۱۸ توسط ملاط صورت می‌پذیرد.

اتصال دیوار به تیر فوقانی

کل نیروی وارد خارج از صفحه دیوار برابر است با:

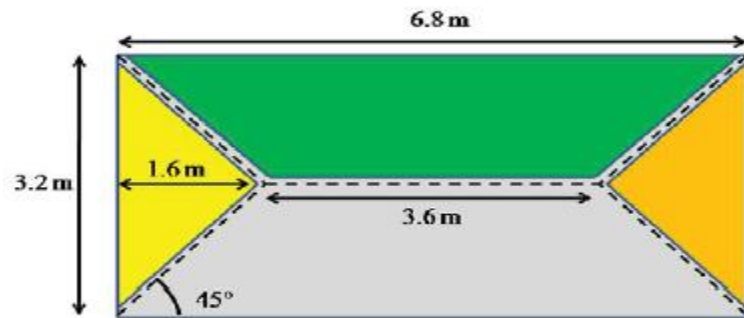
$$P_t = w_u LH = 1480 \times 6.8 \times 3.2 = 32204 \text{ N} = 32.2 \text{ kN}$$

نیروی سهم هر یک از لبه‌ها را می‌تواند با توجه به شکل ۲۳ بر اساس سطح باربر محاسبه کرد.

در نتیجه اتصال لبه فوقانی به لازم است برای بار خارج صفحه به صورت زیر طراحی شود.

$$P_{con} = \frac{A}{A_t} P_t = \frac{1}{2} \frac{(6.8 + 3.6) \times 1.6}{3.2 \times 6.8} \times 32.2 = 12.3 \text{ kN}$$

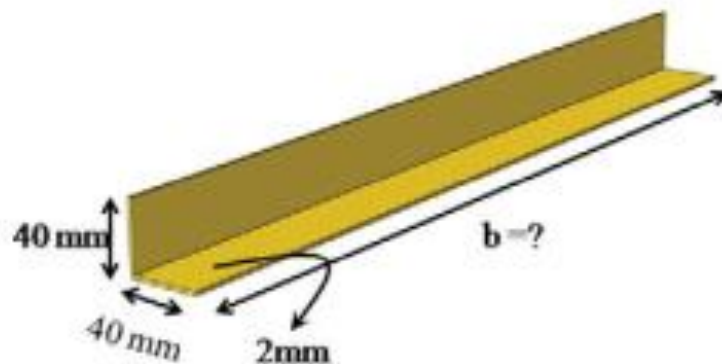
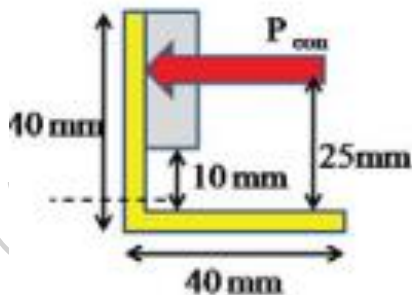
نیروی طراحی اتصال فوقانی



شکل ۱۸- سطح بارگیری سطح فوقانی دیوار (قسمت سبز رنگ)

بنا بر این شده که برای اتصالات جداکننده دیوار از دو عدد نبشی به همراه لایه جداکننده استفاده شود. ابعاد نبشی مورد نظر در شکل ۱۹ نشان داده شده است. طول کل لازم برای نبشی بر اساس ظرفیت خمشی بال نبشی به صورت زیر به دست می آید. فرض شده است که مقاومت تسلیم نبشی ۲۴۰ مگاپاسگال باشد.

لنگر پلاستیک بال نبشی با احتساب ضریب کاهش مقاومت برابر است با



شکل ۱۹- ابعاد نبشی مورد استفاده

لنگر پلاستیک بال نبشی با احتساب ضریب کاهش مقاومت:

$$M_p = z f_y = \phi \frac{b t^2}{4} f_y$$

در نتیجه نیروی متناظر وارد بر بال نبشی برابر است:

$$P_p = \frac{M_p}{e} = \frac{\phi b t^2}{4e} f_y$$

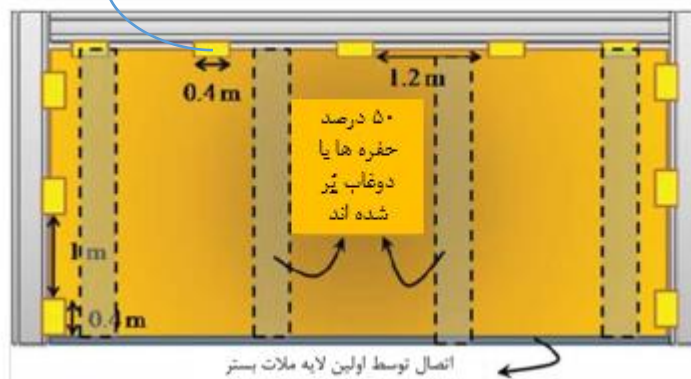
t ضخامت بال نبشی است (در اینجا ۲ میلی متر) و e بازوی لنگر نیروی وارده بر بال نبشی می باشد (در اینجا ۲۵ میلی متر).
با برابر قرار دادن P با P_{con} عرض لازم برای نبشی (b) به صورت زیر به دست می آید (ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ می باشد).

با برابر قرار دادن نیروی وارد به نبشی با ظرفیت نبشی، b محاسبه می شود:

$$P_p = P_{con} \rightarrow \frac{\phi b t^2}{4e} f_y = 12300 \rightarrow b = \frac{12300 \times 4 \times 25}{0.9 \times 2^2 \times 240} = 1424 \text{ mm}$$

در نتیجه کل طول لازم برای نبشی ۱۴۲۴ میلی متر می باشد که باید به طور یکنواخت در لبه فوقانی دیوار توزیع شود. مطابق شکل (۲۰) از ۵ عدد نبشی دویل (در دو طرف دیوار) هر یک به طول ۴۰۰ میلی متر استفاده میشود. لایه جدا کننده از جنس پشم سنگ به ضخامت ۱۰ میلی متر و عرض ۱۲۰ میلی متر می باشد.

L40 × 40 × 2



شکل ۲۰- طرح دیوار A

گام یازدهم: طراحی اتصالات (اتصال دیوار به ستون)

نیروی وارد بر لبه قائم دیوار برابر است با (با توجه به شکل شماتیک دیوار در شکل (۱۸))

$$P_{con} = \frac{A}{A_t} P_t = \frac{\frac{1}{2} (3.2 \times 1.6)}{3.2 \times 6.8} \times 32.2 = 3.8 \text{ kN}$$

نکته:

فاصله ای بین دیوار و قاب وجود دارد که این فاصله نباید از تغییر شکل غیرالاستیک قاب کمتر باشد.

بنابراین تغییر شکل غیرالاستیک قاب برابر است با:

دریافت غیرالاستیک سازه در جهت دیوار ۰,۰۰۷ بدست آمده است، در نتیجه تغییر مکان نسبی طبقه $0.007 \times 3500 = 24.5 \text{ mm}$ است. بنابراین حداقل فاصله بین دیوار ستون ۲۴/۵ میلیمتر است.

در نتیجه برای اتصال دیوار A به ستون می توان از لایه جدا کننده ای از جنس پشم سنگ به ضخامت ۲۵ میلی متر و عرض ۱۲۰ میلی متر استفاده شود.

در این حالت لازم است برای اینکه دیوار تحت زلزله از مابین دو نیشی خارج نشود، عرض بال نیشی حداقل ۲ برابر ضخامت لایه جدا کننده به علاوه ۳۰ میلی متر باشد. بنابراین عرض بال نیشی برابر ۸۰ میلی متر در نظر گرفته می شود. حال طول مورد نیاز نیشی به صورت زیر به دست می آید:

$$\text{عرض نیشی} = 2 \times 25 + 30 = 80 \text{ mm}$$

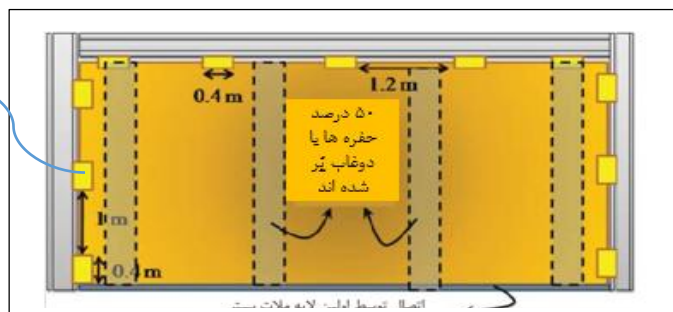
حال طول مور نیاز نیشی بصورت زیر بدست می آید:

$$P_p = P_{con} \rightarrow \frac{\phi b t^2}{4e} f_y = 3800 \rightarrow b = \frac{4e P_{con}}{\phi f_y t} = \frac{4 \times 55 \times 3800}{0.9 \times 240 \times 2^2} = 968 \text{ mm}$$

در نتیجه کافی است از ۳ جفت نبشی (در هر دو طرف دیوار) به منظور اتصال دیوار به ستون استفاده شود به طوری که طول هر یک از نبشی ها ۴۰۰ میلی متر بوده و فاصله آن ها از یکدیگر ۱ متر باشد. استفاده از نبشی با ضخامت کمتر از ۲ میلی متر توصیه نمی شود چراکه جوش ورق های نازکتر از ۲ میلی متر به مهارت بالایی نیاز داشته و همواره میسر نمی باشد.

اتصالات به دست آمده برای دیوار A به قاب به همراه سایر جزئیات در شکل (۲۱) نشان داده شده است.

شکل-۲۱
L80X80X2

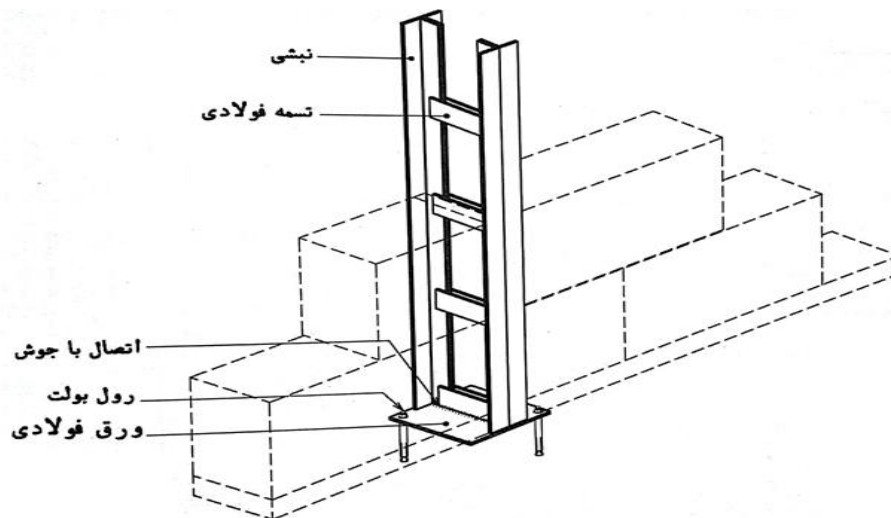


نگاهی فراتر نسبت به تقویت دیوار (طراحی وال پست جهت تقویت دیوار)

راهکار جایگزین: به جای استفاده از ملات قوی تر یا کاهش فاصله ی میلگردهای بستر و پرکردن حفره ها در بلوک، می توان از وال پست قائم استفاده نمود.

علاوه بر این، در پیوست ششم ۲۸۰۰ ذکر شده در صورتی که طول دیوار از ۴ متر بلندتر باشد، حتما باید از وال پست قائم استفاده نمود.

طول دیوار که ۶/۸ متر بود را از وسط برای اجرای وال پست قائم نصف میکنیم که میشود ۳/۴ متر مطابق یکی از المانهای پیشنهادی نشریه ۸۱۹ از چهار نبشی طبق شکل ۲۲ استفاده می شود.



شکل ۲۲- استفاده از مقطع چهار نبشی

محاسبه ظرفیت دیوار در دو جهت:

$$M_{d1} = 0.6 \times \frac{1000 f_r t_s (h - t_s)^2}{h} = 0.6 \times \frac{1000 \times 0.16 \times 20 \times (150 - 20)^2}{150} = 0.6 \times 360 = 261 N \cdot \frac{m}{m}$$

$$M_{d2} = 0.9 \times \frac{1000 A_s f_y}{B} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \beta f_m B} \right) = 0.9 \times \frac{1000 \times 12.5 \times 400}{420} \left(130 - \frac{12.5 \times 400}{2 \times 0.8 \times 7 \times 420} \right) = 0.9 \times 1535 = 1382 N \cdot \frac{m}{m}$$

محاسبه تقاضای خمشی نهایی در واحد طول در هر جهت:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.0697 \times 1480 \times 3.4^2 = 1193 \frac{N \cdot m}{m}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.234 \times 1193 = 280 \frac{N \cdot m}{m}$$

محاسبه ی ضریب خمشی (α_2) با توجه به جدول

شرایط مرزی دیوار	μ	H/L							
		۰/۳۰	۰/۵۰	۰/۷۵	۱/۰۰	۱/۲۵	۱/۵۰	۱/۷۵	۲/۰۰
E	۰/۵۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۴۴	۰/۰۵۷	۰/۰۶۶	۰/۰۷۴	۰/۰۸۰	۰/۰۸۵
	۰/۴۰	۰/۰۱۷	۰/۰۳۲	۰/۰۴۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۱	۰/۰۷۸	۰/۰۸۴	۰/۰۸۸
	۰/۳۵	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۰۵۲	۰/۰۶۴	۰/۰۷۴	۰/۰۸۱	۰/۰۸۶	۰/۰۹۰
	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۳۸	۰/۰۵۵	۰/۰۶۸	۰/۰۷۷	۰/۰۸۳	۰/۰۸۹	۰/۰۹۳
	۰/۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۴۲	۰/۰۵۹	۰/۰۷۱	۰/۰۸۰	۰/۰۸۷	۰/۰۹۱	۰/۰۹۶
	۰/۲۰	۰/۰۲۶	۰/۰۴۶	۰/۰۶۴	۰/۰۷۶	۰/۰۸۴	۰/۰۹۰	۰/۰۹۵	۰/۰۹۹
	۰/۱۵	۰/۰۳۲	۰/۰۵۳	۰/۰۷۰	۰/۰۸۱	۰/۰۸۹	۰/۰۹۴	۰/۰۹۸	۰/۱۰۳
	۰/۱۰	۰/۰۳۹	۰/۰۶۲	۰/۰۷۸	۰/۰۸۸	۰/۰۹۵	۰/۱۰۰	۰/۱۰۳	۰/۱۰۶

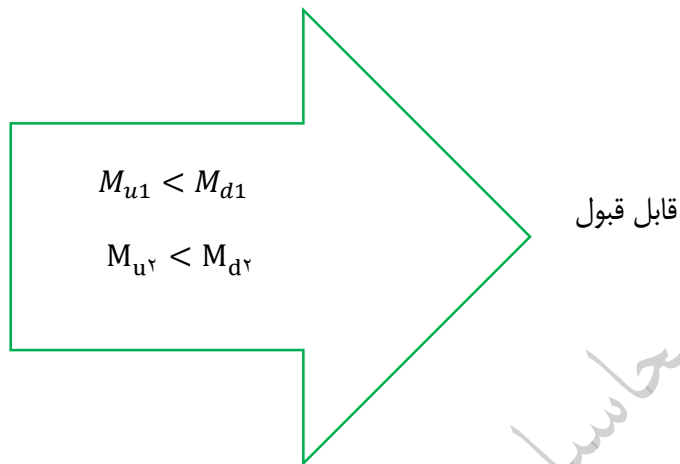
$\alpha_2 = 0.0697$

ظرفیت های خمشی محاسبه شده برای دیوار:

$$M_{d1} = 261 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \quad M_{d2} = 1382 \frac{\text{N.m}}{\text{m}}$$

تقاضاهای خمشی محاسبه شده برای دیوار:

$$M_{u1} = 280 \frac{\text{N.m}}{\text{m}} \quad M_{u2} = 1193 \frac{\text{N.m}}{\text{m}}$$



طراحی ابعاد نبشی های وال پست

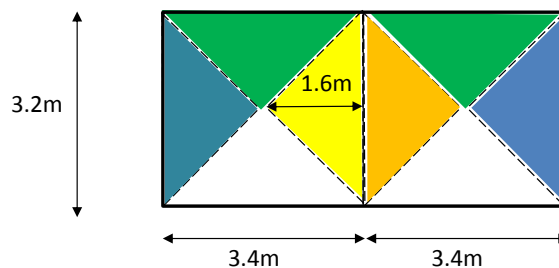
محاسبه ی کل نیروی خارج صفحه ی وارد بر دیوار:

$$P_t = w_u LH = 1480 \times 3.4 \times 3.2 = 16.1 \text{ kN}$$

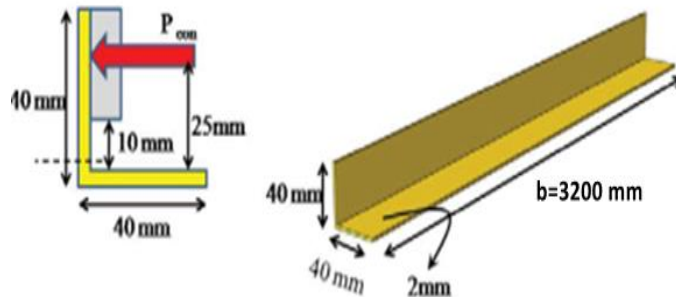
توزیع این بار در دیوار به صورت پакتی (سهام وال پست قسمت زرد و نارنجی رنگ است):

$$P_{\text{wallpost}} = \frac{A}{A_t} P_t = \frac{\frac{1}{2} (1.6 \times 3.2)}{3.2 \times 3.4} \times 16.1 = 3.8 \text{ kN}$$

نیروی طراحی نبشی های یک وجه



بررسی پاسخگو بودن یا نبودن نبشی های وال پست:



از نبشی با طول بال ۴۰ میلیمتر و ضخامت ۲ میلیمتر استفاده می شود.

نیروی متناظر با لنگر پلاستیک بال نبشی با احتساب ضریب کاهش مقاومت محاسبه شده و با نیروی وارده مقایسه می شود:

$$M_p = z f_y = \phi \frac{b t^2}{4} f_y$$

$$\begin{aligned} t &= 2 \text{ mm} \\ e &= 25 \text{ mm} \\ b &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$P_p = \frac{M_p}{e} = \frac{\phi b t^2}{4e} f_y = \frac{0.9 \times 3200 \times 2^2}{4 \times 25} \times 240 = 27.6 \text{ kN} > P_{wallpost} = 3.8 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

خلاصه مراحل طراحی دیوارهای بنایی مسلح

- ✓ بررسی طول دیوار و تصمیم گیری در رابطه با نیاز یا عدم نیاز به وال پست قائم
- ✓ تعیین مشخصات دیوار از جمله جنس و ضخامت بلوک ها، نوع ملات به کار رفته، جهت محاسبه مقاومت خمشی دیوار
- ✓ محاسبه ظرفیت خمشی دیوار در دو جهت با توجه به فرضیات مربوط به میلگرد بستر (محاسبه M_{n1} و M_{n2})
- ✓ محاسبه نیروی زلزله و نیروی باد به منظور تعیین نیروی فشاری وارد بر دیوار
- ✓ تعیین نیروی وارد بر دیوار با توجه به شرایط مرزی دیوار، نسبت ارتفاع به طول دیوار و نسبت ظرفیت خمشی قائم به افقی (محاسبه Mu_1 و Mu_2)
- ✓ بررسی پاسخگو بودن ظرفیت دیوار در مقابل نیروی وارده و تقویت دیوار در صورت نیاز
- ✓ طراحی مقاطع مناسب برای وال پست های قائم، افقی و اتصالات دیوار با توجه به عملکرد دوطرفه دیوار

منابع

- (۱) پیوست ششم آیین نامه ۲۸۰۰ (سال ۹۸)
- (۲) دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه ای اجزای غیرسازه ای ساختمان ها- ضابطه شماره ۷۴۳ (سال ۹۶)
- (۳) دستورالعمل مقاوم سازی اجزای غیرسازه ای ساختمان ها- ضابطه شماره ۶۲۸ (سال ۹۱)
- (۴) کلاس حضوری و غیرحضوری طراحی و اجرای وال پست موسسه صنعتی سبز سازه (مدرس: آقای مهندس حمزه تاش)
- (۶) نشریه ض-۸۱۹ (راهنمای طراحی سازه ای و جزئیات اجرایی دیوارهای غیرسازه ای)
- (۷) نشریه ۷۲۹

کار گروه تخصصی محاسبات نظام مهندسی استان آذربایجانغربی

تهیه و تنظیم و گرد آوری: بهزاد نعیمی

با تشکر از زحمات ریاست محترم نظام مهندسی نظام مهندسی جناب مهندس مرادزاده

با تشکر از زحمات جناب دکتر موسوی

محاسبات (نظام مهندسی آبخ)