Archive

سیزدهمین کنفرانس ملی شهرسازی ،معماری،عمران ومحیط زیست

بررسی رفتار دیوارهای برشی و میانقاب در سازه های بتنی پیش ساخته

پرهام اوستائی فر[۱]

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشگاه تربیت مدرس

چکیده

به طور کلی با توجه به پیشرفت های نوین حاصله در صنعت بتن، لازم است رفتار، مزایا و معایب هر یک به طور کارشناسانه مورد ارزیابی قرار گرفته و متناسب با نیاز هر پروژه از آنها استفاده معقول انجام پذیرد. یکی از تکنولوژی های کارآمد و شناخته شده در سراسر دنیا، تکنولوژی بتن پیش ساخته می باشد که با توجه به توانمندی ها و مزایای چشمگیر آن، جایگاه ویژه ای را به خود اختصاص داده است. با توجه به تنوع المان های سازه ای در سازه های بتنی پیش ساخته، لازم است رفتار هر یک به طور جداگانه مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد. هدف از انجام این تحقیق، بررسی رفتار دیوارهای برشی و میانقاب بتنی پیش ساخته می باشد. نتیجه بدست آمده حاکی از آنست که هنگامی که ارتفاع یک سازه قابی با اتصالات مفصلی از حد معمول بیشتر شود، امکان انتقال هر دو نوع بار افقی و قائم از طریق ستون ها به فونداسیون وجود نخواهد داشت، که این خود به دلیل عملکرد ترکیبی تغییرمکان های مرتبه دوم با لنگرهای قاب، ناشی از بار باد و خروج از مرکزیت اتصالات می باشد.

کلمات کلیدی: بتن پیش ساخته، دیوار برشی، سازه، میانقاب.

۱- مقدمه

با توجه به اینکه در دنیای کنونی سرعت پیشرفت تکنولوژی قابل توجه و چشمگیر می باشد لذا لازم است صنایع مختلف خصوصا صنعت ساختمان سازی، خود را با تکنولوژی های روز دنیا هم جهت نموده و از آنها در جهت افزایش سرعت ساخت، تسهیل فرآیند ساخت، کاهش هزینه های مستقیم و غیر مستقیم و در نتیجه کاهش هزینه کلی پروژه و نیز مدرنیته کردن فرآیند ساخت استفاده نماید. در این راستا، صنعت بتن پیش ساخته سهم قابل توجهی را به خود اختصاص داده است. لذا لازم است به واسطه انجام تحقیقات بیشتر بر روی رفتار المان های سازه ای پیش ساخته، مزایا و معایب آنها و نیز استفاده از این صنعت در جهت صنعتی نمودن پروسه ساخت و ساز، سرعت پیشرفت این صنعت را افزایش دهیم.

به طور کلی، بتن پیش ساخته بتنی است که تحت شرایط استاندارد در کارخانه(محلی دورتر از پروژه) ساخته و عمل آوری می شود و سپس با استفاده از تجهیزات مناسب و تمهیدات خاص به محل پروژه حمل و سپس در موقعیت اصلی خود مطابق با نقشه های مربوطه نصب می گردد. با توجه به ساخت بتن پیش ساخته در شرایط تحت کنترل کارخانه ای، بتن حاصل دارای ویژگی های منحصر به فردی نظیر مقاومت و دوام بالا خواهد بود. در این تحقیق سعی بر آن است تا رفتار دیوارهای برشی و دیوارهای میانقاب بتنی پیش ساخته مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

www.SID.ir

Archive

۲- رفتار دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته

هنگامیکه ارتفاع یک سازه قابی با اتصالات مفصلی از حد معمول بیشتر شود، معمولا حدود سه طبقه، امکان انتقال هر دو نوع بار افقی و قائم از طریق ستون ها به فونداسیون وجود نخواهد داشت، که این خود به دلیل عملکرد ترکیبی تغییر مکان های مرتبه دوم با لنگرهای قاب، ناشی از بار باد و خروج از مرکزیت اتصالات می باشد (PCI, 1997, pp.44-65).

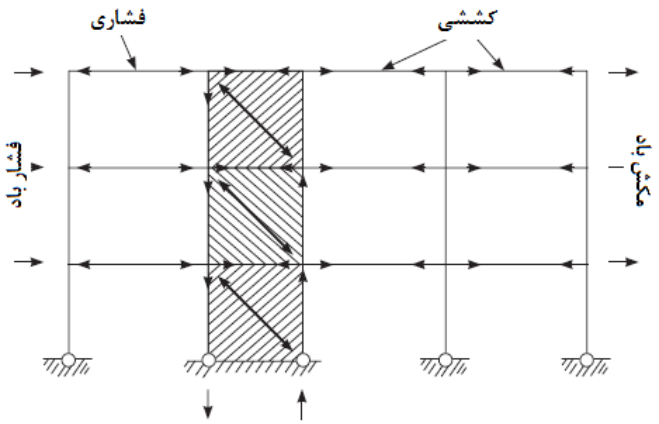
به طور کلی، مقادیر لنگرهای خمشی ناشی از عملکرد ترکیبی فوق، در قاب مهار نشده بسیار زیاد است، که باعث غیر اقتصادی شدن طراحی می گردد.

به منظور رفع و مقابله با لنگرهای واژگونی ناشی از ستون ها، نیاز به مهاربندی قطری می باشد.

معمولا نیروهای افقی مطابق شکل زیر در سراسر سازه منتقل می شوند. در عوض، خمش ستون ها به وسیله نیروی قطری محوری حاصل در سیستم مهاربندی تحمل می شود (Applegate, L.M,2003).

به طور کلی، سیستم مهاربندی را می توان به روش های مختلف به شرح زیر مورد استفاده قرار داد:

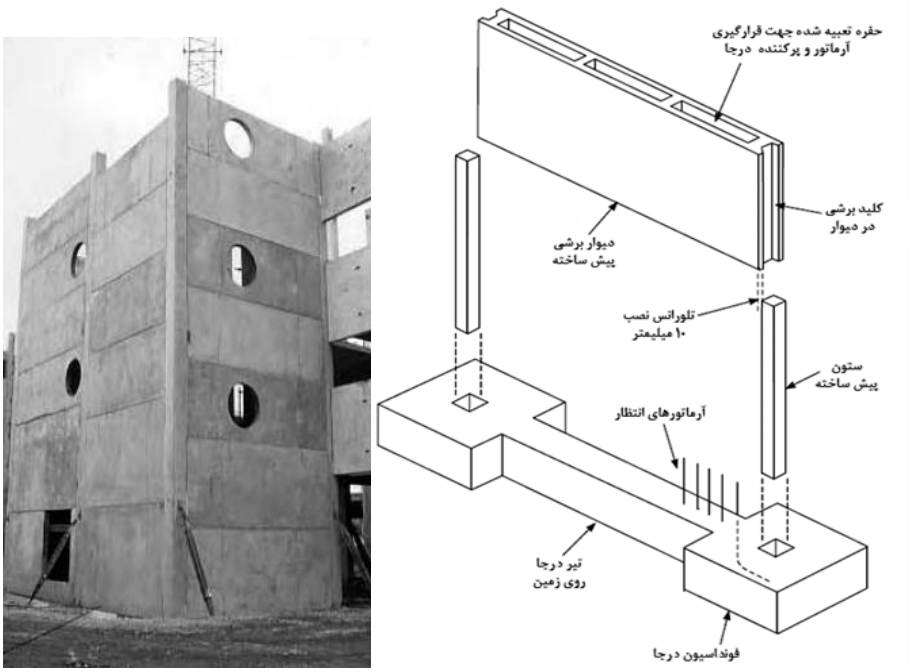
- نیروی افقی در سازه های مهاربندی شده (شکل ۱)
- دیوارهای بتنی پیش ساخته پر کننده (شکل سمت چپ۲)
- دیوارهای بتنی پیش ساخته طره (کنسول) مجوف (شکل ۲ سمت راست)
- هسته های بتنی پیش ساخته طره (شکل ۳)
- مهاربندی صلیبی بتنی پیش ساخته یا فولادی (شکل ۴)



شکل شماره (۱) : نیروی افقی در سازه های مهاربندی شده

www.SID.ir

Archive



شکل شماره (۲) : دیوارهای بتنی پیش ساخته پر کننده(سمت چپ)، دیوارهای بتنی پیش ساخته طره (کنسول) مجوف (سمت راست)

شکل شماره (۳) : دیوار برشی پرکننده آجری(سمت چپ)، قطعه پیش ساخته مربوط به آسانسور(سمت راست)

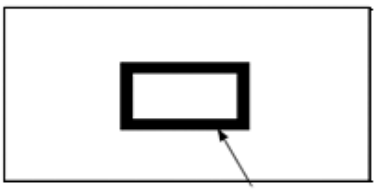
www.SID.ir

شکل شماره (۴) : مهاربندی صلیبی بتنی پیش ساخته یا فولادی

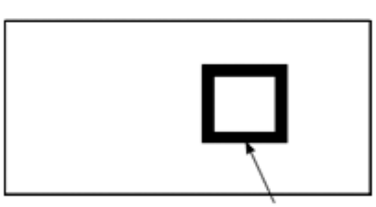
یکی از فرضیات طراحی اینست که مهاربندها، نیروهای قطری را علاوه بر حالت کششی، در حالت فشاری نیز تحمل می کنند. به دلیل اینکه مقاومت سیستم مهاربندی در مقایسه با ظرفیت خمشی ستونها، بسیار بیشتر است، لذا نیازی به در نظر گرفتن سیستم مهاربندی در تمام نقاط سازه نمی باشد (Pantelides, C. P., 2003, pp. 92- 104).

معمولا سیستم مهاربندی، همانطور که در شکل شماره ۵ مشاهده می کنید، در نزدیکی نقاط انتهایی سازه یا در هسته مرکزی آن مورد استفاده قرار می گیرد.

سیستم مهاربندی متقارن باعث کاهش تغییرمکان پیچشی، و نیز کاهش تنش برشی در دیافراگم کف می گردد. قاب بندی بین مهاربندی ها ممکن است همچون یک ستون-دال-تیر با اتصال مفصلی طراحی شود. دال کف نیز باید قادر به انتقال نیروهای افقی باشد.



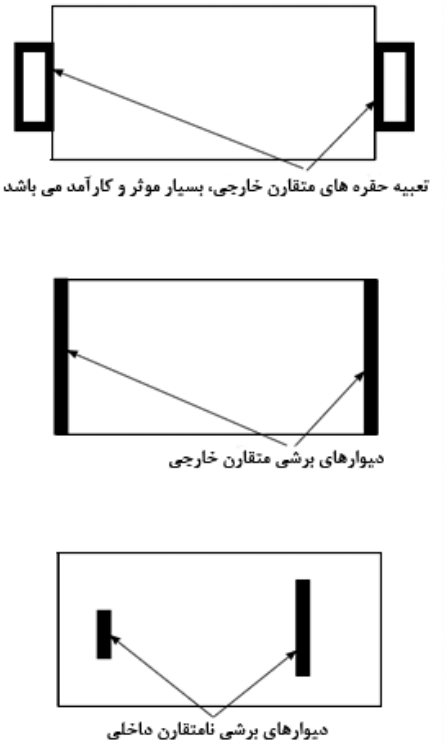
تعبیه حفره در وسط، حداکثر بازدهی سازه ای را نتیجه می دهد



تعبیه حفره های خارج از مرکز، بازدهی کمتری را حاصل می کند اما قابل اجرا می باشند

www.SID.ir

Archive



شکل شماره (۵) : موقعیت مهاربندی ها در سازه های مهارشده

۳- نحوه توزیع بارگذاری در دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته

مقدار بارگذاری افقی که توسط سیستم مهاربندی تحمل می شود متناسب با موقعیت قرارگیری و سختی مهاربندها در سازه، تعیین می شود. سختی هر یک از اعضای مهاربندی متناسب با مدول الاستیسیته برابر سطح لنگر مرتبه دوم I_u در شرایط ترک نخورده می باشد. (در شرایط حالات حدی بهره برداری) (Hofheins, C., 2002, PCI Journal, V. 47)

بعلاوه، فرض می شود که سیستم کف دارای دیافراگم صلب بوده و تغییر شکل نسبی هر یک از اعضای مهاربندی، متناسب با فاصله a از مرکز سختی سیستم مهاربندی می باشد.

در تحلیل انجام گرفته در زیر، فرض می شود که موقعیت قرارگیری دیوارها نسبت به هم موازی بوده و در جهت بار قرار گرفته اند.

همانطور که در شکل شماره ۶ (بخش a) مشاهده می کنید، در صورتیکه تنها دو عضو مهاربندی وجود داشته باشد، صرفنظر از شکل ساختمان، موقعیت x_1 و x_2 و نیز سختی I_1 و I_2 سیستم مهاربندی، سیستم به صورت استاتیکی معین خواهد بود.

بعلاوه، ممکن است مشابه شکل شماره ۶ (بخش b) سازه همچون یک تیر طراحی شود. ابتدا مبدا مختصات را انتخاب نموده و آن را O بنامید، لنگر گیری کنید، H_1 و H_2 را به صورت زیر تعیین کنید:

$$\frac{qL^2}{2} = H_1x_1 + H_2x_2 \qquad (1)$$

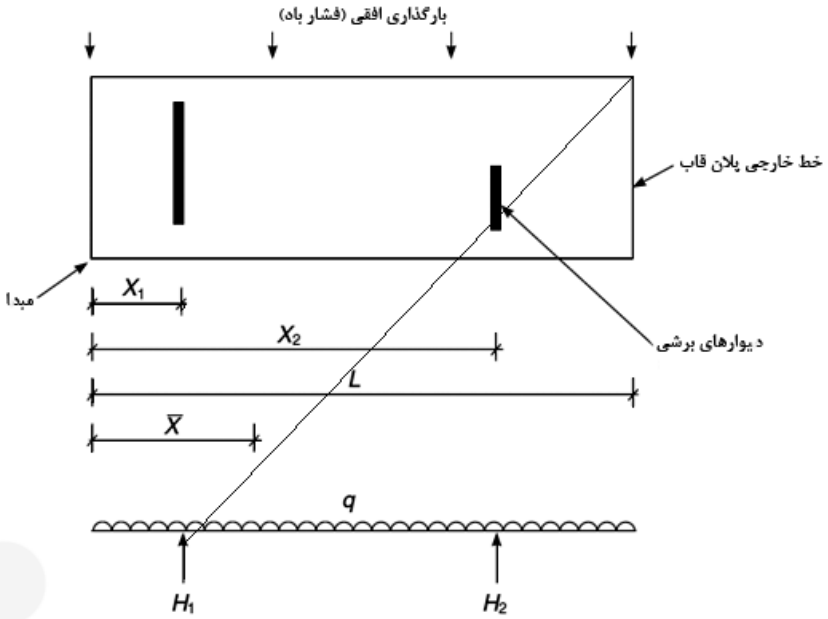
$$qL = H_1 + H_2 \qquad (2)$$

q: بار خطی ناشی از بارگذاری باد یا ۱.۵ درصد Gk.

لذا H_1 و H_2 مستقل از سختی سیستم مهاربندی، تعیین شدند (Max , 2008)

www.SID.ir

Archive



شکل شماره (۶) : تحلیل سیستم مهاربندی متشکل از دو دیوار

در صورتیکه بیش از دو عضو مهاربند وجود داشته باشد، سیستم به صورت استاتیکی نامعین خواهد بود. در این حالت، تعادل نیروها و لنگرها و نیز سازگاری (سازش پذیری) تغییرشکل ها باید مد نظر قرار گیرد.

اولین گام، تعیین مرکز برش سیستم مهاربندی خواهد بود. این موقعیت نسبت به مرکز سختی بوده و به صورت زیر نسبت به مبدا مختصات تعیین می شود:

$$\bar{X} = \frac{\sum E_i I_i x_i}{\sum E_i I_i} \qquad (3)$$

در صورتی که بادبند دارای ضخامت t و طول L باشد:

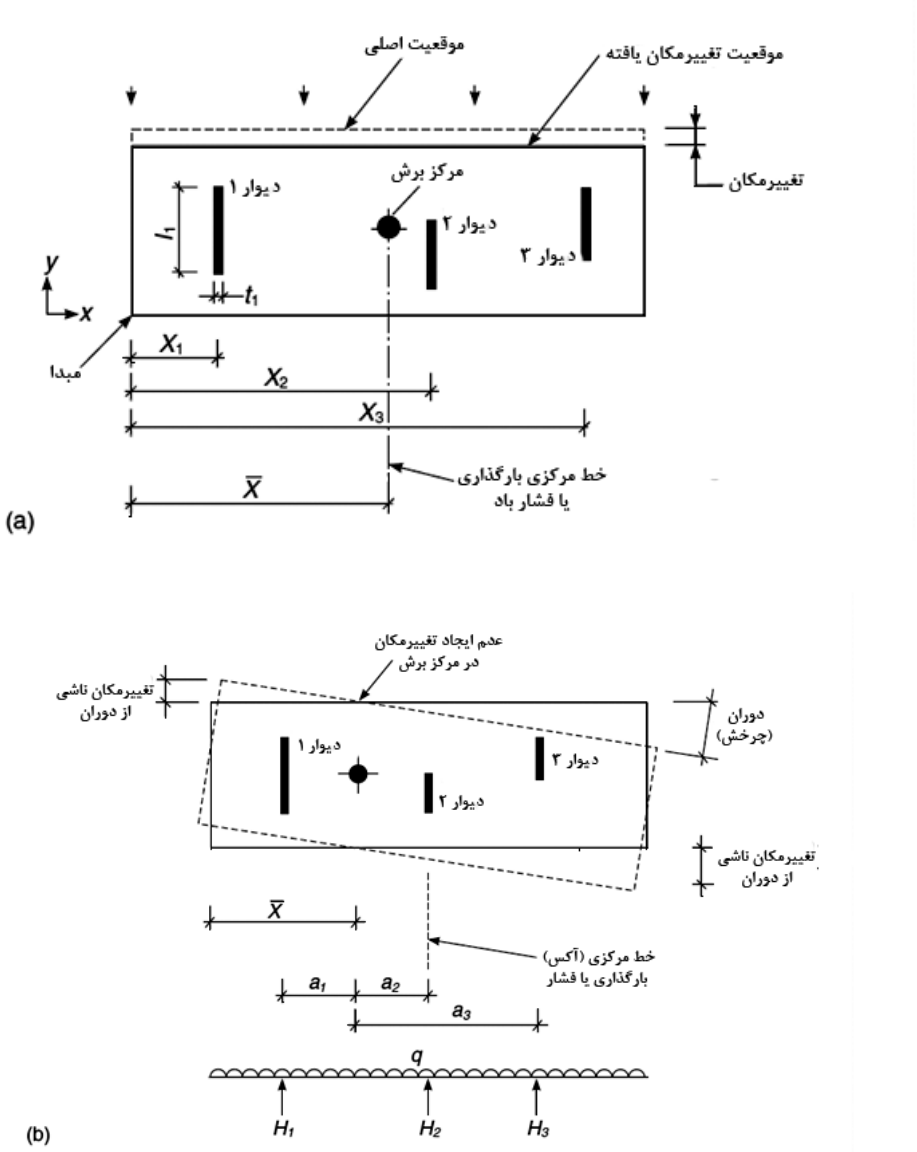
$$I = \frac{tL^3}{12}$$

در صورتی که مرکز فشار، منطبق بر مرکز برش باشد، مثلا در شکل زیر (بخش a) $\bar{X} = L/2$ باشد، در این حالت، سازه در معرض چرخش و دوران خواهد بود. مرکز دوران روی مرکز برش، جائی که تغییرشکل ناشی از دوران برابر با صفر باشد، قرار خواهد گرفت (Øvrelid, L. ,2015)

خروج از مرکزیت بار وارده به صورت زیر تعیین می شود:

www.SID.ir

Archive



شکل شماره (۷) : تحلیل سیستم مهاربندی متشکل از دیوارهای متعدد
(a) تعاریف (b) تغییرمکان های ناشی از دوران(چرخش) کف

نیروی عکس العمل که توسط هر دیوار (Hi) تحمل می شود، حاصل مجموع هر دو بخش دوران و چرخش می شود:

$$\frac{H_n}{H} = \frac{E_n I_n}{\sum E_i I_i} \pm \frac{e E_n I_n a_n}{\sum E_i I_i a_i^2} \qquad (4)$$

Hn: عکس العمل در بادبند n

H: بار وارده کل

$E_i I_i$ و $E_n I_n$: سختی بادبند n و کلیه بادبندها

an و ai: فاصله مرکز سختی از بادبند n و کلیه بادبندها

www.SID.ir

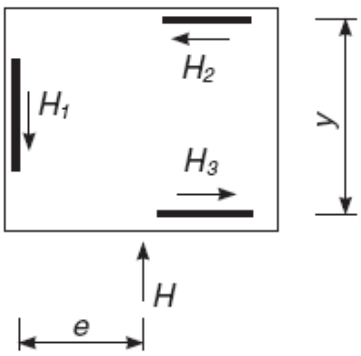
Archive

علامت ± در معادله فوق بدین معناست که مولفه عکس العمل ناشی از دوران، در صورتی که مهاربندی در جهت مخالف مرکز برش قرار گرفته باشد، مثل $x_i < \bar{X}$، افزایشی(جمع پذیر) خواهد بود. در صورتیکه مهاربندی منطبق بر همان جهتی باشد که مرکز برش قرار دارد، در این صورت عکس العمل ناشی از e، تفریق شدنی خواهد بود.

لازم به ذکر است که در صورتیکه e=0 باشد، معادله 2-25 به معادله ۲-۲۳ تبدیل خواهد شد.

در صورتیکه Gk ۱.۵ درصد بیشتر از نیروی نهایی باد باشد، در این حالت، e فاصله مرکز سختی نسبت به مرکز جرم بار مرده در نظر گرفته خواهد شد. این مقدار را می توان به روش تقریبی و بواسطه جمع کردن مراکز جرم مهاربندها (داخلی و خارجی) و دال کف در هر تراز بدست آورد .(Svejgaard, J. (2015)

اثرات پیچشی در سیستم های نامتقارن، را می توان به واسطه استفاده از روش های مهاربندی با زاویه قائمه (یا نزدیک به ۹۰ درجه)، نسبت به جهت بار، مطابق شکل شماره ۸، متعادل ساخت.



شکل شماره (۸) : تحلیل سیستم مهاربندی با استفاده از دیوارهای خارج از صفحه

این وضعیت هنگامی اتفاق می افتد که ضلع جلویی(روبرویی) ساختمان به طور کامل باز یا شیشه خور باشد. به عنوان مثال، در شرایط استفاده از دیوارهای خارج از صفحه به حداقل سه مهار نیاز می باشد بطوریکه حداقل دو تا از سه مهاربندی استفاده شده، تحت عنوان دیوارهای متعادل کننده نامیده می شوند که در جهت اعمال بار، با زاویه قائمه قرار می گیرند. در این حالت، از روش های استاتیکی می توان به منظور تعیین مرکز برش سیستم و نیز عکس العمل های حاصل در دیوارهای متعادل کننده استفاده کرد. در صورتی که مهاربندی ها به یک مهاربند دیگر متصل نشده باشند (مجزا باشند)، در این صورت، مرکز برش، در مرکز مهاربند اصلی، موازی با بار در نظر گرفته خواهد شد. در صورتی که فاصله ای برابر با e از مرکز فشار وجود داشته باشد، به شکل شماره ۸ باید مراجعه گردد:

$$H_1 = H \quad و \quad H_2 = -H_3 = H_e/y \qquad (5)$$

۴- دیوارهای برشی میانقاب

دیوارهای برشی میانقاب، به صورت پانل های تخت مسلح شده بوده و بین ستون ها و گاهی اوقات بین تیرها قرار می گیرند تا بخش های باز را پر کنند. این نوع دیوارهای برشی، به همراه سازه تیر- ستون مفصلی، دارای عملکرد ترکیبی (کامپوزیت) بوده و در نتیجه، مقاومت و سختی افزایش می یابد. که این امر در شکل ۹ نشان داده شده است.

به دلیل انعطاف پذیر بودن سازه تیر– ستون، و نیز سختی بالای پانل میانقاب، تضادی در مبانی و اصول استفاده از سازه های پر کننده ایجاد خواهد شد. به صورت تئوریک، مشکل ایجاد شده، مشابه مشکلات موجود هنگام تحلیل تیرهای با سختی بالا

www.SID.ir

Archive

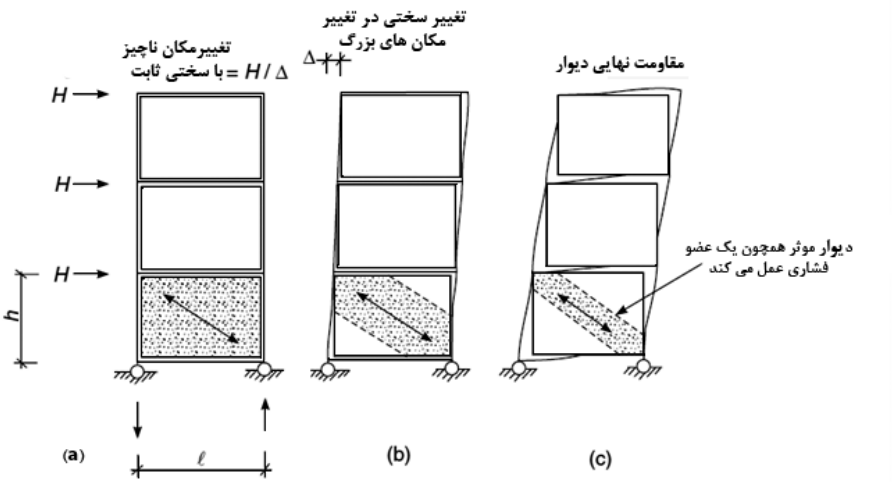
که بر روی فونداسیون انعطاف پذیر (الاستیک) قرار گرفته اند می باشد. زیرا مقاومت در برابر بارهای افقی، تحت تاثیر مقدار تغییرشکل قاب و نیز اندرکنش بین دیوار و قاب قرار دارد.

در صورتی که دیوار و قاب به صورت پیوسته و متصل باشند، در این حالت، یک عملکرد ترکیبی کامل بین آن دو وجود خواهد داشت. (شکل ۹، بخش a)

تقریبا در مراحل اولیه، در فصل مشترک پیرامونی دیوار، بجز در نقاط مجاور دو نقطه کنج دیوار(جائی که پانل پر کننده به قاب متصل و قفل می شود) ، ترک خوردگی ظاهر می شود. لذا در این حالت، نیروهای فشاری، در دیوار بتنی منتقل خواهند شد. (شکل ۹، بخش b)

در این شرایط، دیوار همچون یک نیروی قطری فشاری درون قاب عمل خواهد کرد، که عرض موثر آن، به سختی نسبی λ دو عضو و نیز نسبت ارتفاع پانل 'h به طول آن 'L بستگی دارد.

به واسطه از دست رفتن صلبیت بخش پر کننده، ترک های قطری ایجاد خواهد شد. همچنین ممکن است در نواحی اعمال بارهای متمرکز، خردشدگی یا پوسته شدگی ایجاد گردد.



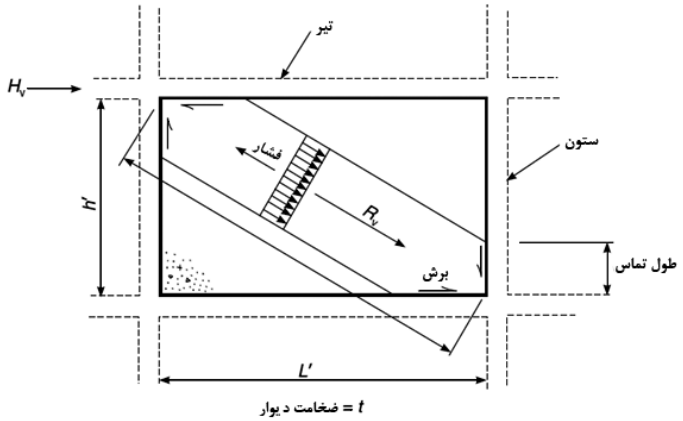
شکل شماره (۹) : مکانیسم بار و لغزش در دیوارهای میان قاب

با توجه به شکل ۱۰، طول تماس (α) بین دیوار و ستون، به سختی نسبی آنها و هندسه دیوار، بستگی داشته و به صورت زیر بیان می شود:

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \qquad (6)$$

www.SID.ir

Archive



شکل شماره (۹) : تنش ها و نواحی تماسی در دیوارهای میانقاب

بطوری که λh پارامتری است بدون بعد بوده و بیان کننده سختی نسبی قاب و پانل پرکننده می باشد:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4 E_c I h'}} \qquad (7)$$

بطوری که:

E_i: مدول میانقاب

E_c: مدول قاب بتنی

t: ضخامت میانقاب

θ: شیب میانقاب که برابر است با h'/L'

I: حداقل سطح لنگر مرتبه دوم تیرها یا ستون ها

h': ارتفاع میانقاب

L' : طول میانقاب

معمولا استفاده از دیوارهای میانقاب بتنی پیش ساخته در صنعت ساخت و ساز بر دیگر انواع دیوارهای میانقاب ترجیح داده می شود زیرا ساخت و نصب آنها تحت شرایط کارخانه ای و قابل کنترل می باشد.

غالبا از این نوع دیوار میانقاب به منظور مهار سازه های دارای طبقات ۲ الی ۱۵ طبقه استفاده می شود. در سازه های با طبقات بیشتر از ۱۵ طبقه، انتقال نیرو به ستون، غیر قابل کنترل خواهد بود مگر اینکه تعداد زیادی از این دیوارها در موقعیت های مختلف سازه قرار گیرد. معمولا این اتفاق در ساختمانهای با کاربری تجاری رخ می دهد.

طبق آیین نامه BS 8110، دیوارهای بتنی به صورت دیوارهای صاف و مسطح در نظر گرفته می شوند زیرا حداقل مساحت آرماتور موردنیاز، تنها به منظور بلند کردن عضو در نظر گرفته می شود. رده بتن مصرفی در ساخت این نوع دیوارها نیز معمولا C40 می باشد. مقاومت ملات مورد استفاده جهت پر کردن درزهای موجود بین دیوار و قاب (شکل زیر)، باید مقاومتی یکسان باشد.

در صورتی که گوشه های دیوار به طور موقت توسط نبشی تقویت شده باشد، بخش های بریده شده پیرامونی نبشی باید به طور مناسب پر و متراکم شود.

نیروی افقی نهایی، توسط مهارهای فشاری قطری تعبیه شده در سراسر دیوار میانقاب تحمل می شود. تحقیقات و آزمایشات انجام شده حاکی از آنست که عرض این کش ها (مهارهای قطری) را می توان به طور محافظه کارانه برابر ۰.۱ برابر طول قطری

www.SID.ir

Archive

دیوار ($=0.1w'$) در نظر گرفت. مولفه افقی این نیرو باید توسط برش موجود در ناحیه فصل مشترک تحمل شود. بعلاوه، این نیرو باید توسط عکس العمل قائم بین دیوار و ستون تحمل شود.

با توجه به شکل ۶-۲۶ و معادله زیر، می توان مقاومت کش مهار R_V را تعیین کرد:

$$R_V = 0.3f_{cu}0.1w'(t-2e_x) \qquad (8)$$

بطوریکه:

$$e_x = 0.05t$$

مقاومت افقی نیز برابر است با:

$$H_V = R_V\cos\theta = 0.03f_{cu}L'(t-2e_x) \qquad (9)$$

در صورتیکه نسبت رعنایی میانقاب، به صورت $\frac{w'}{t} \geq 12$ باشد، معادله 29-2a نیاز به اصلاح خواهد داشت. مقاومت قطری Rv به صورت زیر اصلاح می شود:

$$R_V = 0.3f_{cu}0.1w'(t-1.2e_x-2e_{add}) \qquad (10)$$

بطوریکه:

$$e_{add} = L_e^2/2500t$$

محدودیت نسبت رعنایی نیز به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{0.75w'}{t} < 30$$

طول تماس در گوشه ها، در راستای ستون به صورت زیر می باشد:

$$\alpha = \pi/2\lambda$$

لذا در صورتیکه حد تنش برشی افقی بین سطوح بتنی غیر مسلح تحت فشار، برابر $0.45\ N/mm^2$ باشد، مقاومت قطری Rv به مقدار زیر محدود خواهد شد:

$$R_V\sin\theta = 0.45\alpha t \qquad (11)$$

در صورتیکه بار وارده $H > 0.45\alpha t\cot\theta$ باشد، نیروی برشی قائم پسماند، $(H-0.45\alpha t\cot\theta)\tan\theta$ با استفاده از یکی از دو مکانیسم زیر تحمل خواهد شد:

۱- در صورتیکه دیوار، روی یک تیر قرار گیرد، نیروی پسماند ممکن است به اتصال بین تیر- ستون منتقل شود. اگر اتصال دارای ظرفیت برشی Vbeam باشد، معادله 11 به صورت زیر اصلاح خواهد شد:

$$R_V\sin\theta = 0.45\alpha t + V_{beam} \qquad (12)$$

۲- در صورتیکه دیوار، روی دیوار دیگری قرار گیرد، (شکل ۱۱)، نیروی پسماند باید به طریقی که از ظرفیت حاصل از معادله 12 تجاوز نکند، به ستون منتقل گردد. در این حالت، اتصالات جوشی کوتاه، با فاصله های منظم در سرتاسر فصل مشترک ستون- دیوار، اجرا می شوند.

www.SID.ir

شکل شماره (۱۰) : آرماتورگذاری برشی و اتصالات جوشی قائم در فصل مشترک دیوار میانقاب

معمولا درز موجود بین دیوار و ستون به مقدار 100 mm محدود می شود تا از ایجاد مقادیر زیاد برش در این محل جلوگیری شود.

مساحت حلقه های تقویتی (A_v) که از دیوار و ستون بیرون زده است به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A_V = \frac{R_V \sin\theta}{0.6 f_y} \qquad (13)$$

در صورتی که کارخانه تولید کننده المان های بتنی پیش ساخته اقدام به تعبیه حلقه های تقویتی نکرده باشد، در این حالت از خاموت های میانی استفاده خواهد شد.

این کار تاثیر قابل توجهی در تضعیف اتصال، بواسطه امکان افزایش کشش- برش در امتداد اتصال دارد. اما می توان از آرماتور طولی (قائم) با مساحت A_1 استفاده نمود:

$$A_1 = R_V \sin\theta \qquad (14)$$

نیروی افقی $R_V \cos\theta$ نیز محتمل تنشی برابر با $0.45\ N/mm^2$ در امتداد طول اتصال (L') می باشد.

$$R_V cos\theta = 0.45 L' t (N,\ mm \text{ فقط واحدهای}) \qquad (15)$$

در صورتی که $H > 0.45L't$ باشد، برش افقی پسماند ممکن است در سرتاسر آرماتورگذاری فصل مشترک که از تیرها و بخش دوغاب ریزی شده توخالی دیوارها عبور می کند، ایجاد گردد. در این حالت مساحت آرماتورگذاری در ناحیه فصل مشترک به صورت زیر خواهد بود:

$$A_V = \frac{H - 0.45L't}{0.6 \times 0.95 f_{yv}} > 0.15\% \times \text{سطح تماس} \qquad (16)$$

طول مدفون آرماتورهای انتظار در دیوار و تیر باید ۸ برابر قطر آرماتور باشد. اگر چه حداقل طول اجرایی معمولا برابر با 300 mm (شامل خم ها) در نظر گرفته می شود.

تنش تکیه گاهی در نقاط زیرین گوشه های دیوار نیز باید بررسی شود.

$$R_V \sin\theta = \frac{0.6 f_{cu} L' t}{2} \qquad (17)$$

۵- نتیجه گیری

به طور کلی یکی از المان های تاثیرگذار لرزه ای در سازه های بتنی پیش ساخته و دیگر سیستم های سازه ای، دیوارهای برشی می باشند. در این مقاله، رفتار دیوارهای برشی پیش ساخته و دیوارهای میانقاب مورد بررسی قرار گرفت و نتایج آن به شرح زیر می باشد:

www.SID.ir

Archive

- هنگامی که ارتفاع یک سازه قابی با اتصالات مفصلی از حد معمول بیشتر شود، معمولا حدود سه طبقه، امکان انتقال هر دو نوع بار افقی و قائم از طریق ستون ها به فونداسیون وجود نخواهد داشت، که این خود به دلیل عملکرد ترکیبی تغییرمکان های مرتبه دوم با لنگرهای قاب، ناشی از بار باد و خروج از مرکزیت اتصالات می باشد.
- معمولا نیروهای افقی در سراسر سازه منتقل می شوند. در عوض، خمش ستون ها به وسیله نیروی قطری محوری حاصل در سیستم مهاربندی تحمل می شود.
- مقدار بارگذاری افقی که توسط سیستم مهاربندی تحمل می شود متناسب با موقعیت قرارگیری و سختی مهاربندها در سازه، تعیین می شود.
- مهاربندها، نیروهای قطری را علاوه بر حالت کششی، در حالت فشاری نیز تحمل می کنند.
- معمولا سیستم مهاربندی، در نزدیکی نقاط انتهایی سازه یا در هسته مرکزی آن مورد استفاده قرار می گیرد.
- در صورتی که بیش از دو عضو مهاربند وجود داشته باشد، سیستم به صورت استاتیکی نامعین خواهد بود. در این حالت، تعادل نیروها و لنگرها و نیز سازگاری (سازش پذیری) تغییرشکل ها باید مد نظر قرار گیرد.

مراجع

1. PCI Ad Hoc Committee on Precast Walls. 1997. Design for Lateral Force Resistance with Precast Concrete Shear Walls. PCI Journal, V. 42, No. 5 (September– October): pp. 44–65.
2. Freedman, S. 1999. Loadbearing Architectural Precast Concrete Wall Panels. PCI Journal, V. 44, No. 5 (September- October): pp. 92- 115.
3. Pantelides, C. P., V. A. Volnyy, J.Gergely, and L. D. Reaveley. 2003. Seismic Retrofit of Precast Panel Connections with Carbon Fiber Reinforced Polymers. PCI Journal, V. 48, No. 1. (January- February): pp. 92- 104.
4. Hofheins, C., L. Reaveley, and C.Pantelides. 2002. Behavior of Welded Plate Connections in Precast Concrete Panels under Simulated Seismic Loads. PCI Journal, V. 47.
5. Max storey displacement decreases for a prefabricated structure with SW when compared to structure without SW and lesser displacement value observed in Model 2.Top storey shows max displacement values.(2008)
6. Øvrelid, L. H. (2015). Test and analysis of keyed shear joints between precast concrete walls - influence of key depth on failure mode. Master's thesis, Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering.
7. Svejgaard, J. (2015). Test and analysis of keyed shear joints between precast concrete walls - influence of indent area on the load bearing capacity. Master's thesis, Technical University of Denmark, Department of Civil Engineering.

www.SID.ir