بررسی آسیب های ساختمان های بتن مسلح در زلزله ازگله طبق مباحث مقررات ملی ساختمان

حسن شرفی[۱]، سارا بهمن اورامانی[۲].

۱- استادیار مهندسی عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه رازی، کرمانشاه

Email: sarabahmani@ymail.com

چکیده

هدف اصلی تحقیق حاضر، بررسی آسیب‌های ساختمان‌های بتن مسلح به هنگام زلزله ازگله-سرپل ذهاب می‌باشد. خرابی این ساختمان‌ها به مراتب پیچیده‌تر از ساختمان‌های فولادی است. در ساختمان‌های فولادی به علت شناخت مشخصات مکانیکی اعضای فولادی، مهم ترین عامل خرابی‌ها در درجه اول اتصالات است. اما در سازه های بتن مسلح از آنجا که بخش عمده ای از اعضای سازه ای معمولا در کارگاه ساختمانی و توسط کارگران ساخته می‌شوند، اطمینان از قابلیت باربری یا شکل پذیری اعضا مسئله مهمی می‌باشد. در این مطالعه ابتدا عیوب این سازه ها ذکر شده و سپس ضوابط صحیح طراحی و اجرایی این موارد طبق مباحث مقررات ملی ساختمان ذکر شده است. نتایج این تحقیق بیانگر این حقیقت است که اگر حداقل های مباحث مقررات ملی ساختمان رعایت شود آن-گاه پایداری ساختمان به هنگام وقوع زلزله تامین شده و آسیب جانی و سازه ای بسیار کاهش می‌یابد.

کلمات کلیدی: زلزله، ازگله، سرپل ذهاب، آسیب، مقررات ملی ساختمان ایران.

۱. مقدمه

وقوع حوادث غیر قابل پیش بینی و بروز خطرات و سوانح و بحران‌های اقتصادی،اجتماعی، سیاسی، نظامی واقعیتی است که بشر در طول تاریخ با آن آشنا بوده است. در این راستا هرچه قدر بر کسب موفقیت های تکنولوژیکی و اجتماعی افزوده شده است، میزان بروز این خطرات غیره منتظره نه تنها کاهش نیافته بلکه در بسیاری از موارد افزایش نیز یافته است[۱]. بررسی تاریخ شکل گیری سکونت‌گاه‌های انسانی نشان می‌دهد که بشر در انتخاب مکان سکونت، به دنبال مناطقی بوده است که به آب دسترسی راحت داشته باشد و به همین دلیل ها، دامنهٔ کوه‌ها،کنار رودخانه‌ها و اطراف گسل‌ها را برای سکونت انتخاب کرده است[۲]. بررسی‌ها نشان می‌دهد که مناطق وسیعی از کشورمان به دلیل این حادثه، متحمل آسیب‌های جانی و مالی شده است. با توجه به اینکه شهرها مکان تجمع افراد و افزایش بارگذاری‌های محیطی و اقتصادی هستند، مسئله ضرورت کاهش آسیب‌پذیری دربرابر زلزله مطرح می‌شود. با توجه به رشد

جمعیت و افزایش شهرنشینی، وقوع حوادث طبیعی مانند زلزله، خسارت ها و تلفات سنگینی را به بار می‌آورد و توسعهٔ شهرها و کشور را دچار وقفه می-کند[۳-۵]. ساختار سازه ها بایستی به گونه‌ای باشد که در هنگام وقوع بلایای طبیعی کمترین آسیب جانی و مالی در اثر خرابی ساختمان‌ها به وجود آید. از این رو مسئله ی مهم در ساختمان سازی‌ها، نحوه طراحی و اجرا و نظارت صحیح و هم چنین استفاده از مصالح با کیفیت مدنظر استانداردهای ایران برای داشتن یک ساختمان ایمن و مهندسی‌ساز است. برای این منظور استفاده درست از مباحث مقررات ملی ساختمان ایران، استانداردهای ایران و آیین نامه ۲۸۰۰[۶] امری مهم است. هم چنین به کارگیری نیروهای متخصص به منظور اجرای ساختمان حائز اهمیت است. در ساعت ۲۱: ۴۸ : ۲۱، تاریخ ۱۳۹۶/۸/۲۱ زمین لرزه ای با بزرگای ۷/۳ ریشتر و با عمق کانونی ۱۱ کیلومتر در کرمانشاه حوالی شهر از گله رخ داد. مرکز این زمین لرزه در ۱۶ کیلومتری گسل زاگرس مرتفع و ۲۵ کیلومتری گسل جبهه کوهستان زاگرس قرار دارد. مدت این زمین لرزه حدود ۳۰ ثانیه طول کشید. زلزله مذکور در ۲۵ کیلومتری تازه آباد کرمانشاه و ۳۷ کیلومتری باینگان کرمانشاه می‌باشد. این زمین لرزه در اغلب استان‌های کشور به خصوص مناطق غربی و مرکزی کشور تا ساختمان‌های بلند شهر تهران احساس شد. در محدوده مورد مطالعه و حدود یک ساعت قبل، زلزله‌ای با بزرگای ۴/۵ در مقیاس ریشتر به وقوع پیوسته بود که در لحظه اول به عنوان یک زلزله اصلی به نظر می‌آمد. حال آن که مشخص شد خود پیش لرزه زلزله ازگله بوده است. این زلزله بزرگترین زمین لرزه ثبت شده به وسیله دستگاه های لرزه نگاری شمال باختری زاگرس است. پیش از آن در ۱۰۵۹ و ۸۷۶ سال پیش دو زمین لرزه ویرانگر در منطقه سرپل ذهاب با نام قدیمی حلوان و دو زمین لرزه بزرگ دیگر در ۷۹۱ و ۷۰۷ سال پیش در آنسوی مرز در منطقه شهر زور عراق رخ داده است. اما زمین لرزه های یکصد سال اخیر منطقه عمدتا از نوع متوسط با بیشترین فراوانی بزرگای حدود ۵ ریشتر بوده که از ویژگی های لرزه خیزی زاگرس است. در اثر این زلزله خسارات زیادی به مردم کرمانشاه تحمیل گردید که بیشترین آن در شهرستان های نیمه غربی استان کرمانشاه از جمله سرپل ذهاب، ثلاث باباجانی، دالاهو، جوانرود، اسلام آباد غرب، گیلانغرب، قصرشیرین و بعضی از مناطق شهرستان های کرمانشاه و روانسر بوده است[۹-۷].

در این مطالعه به بررسی برخی از مهم‌ترین آسیب‌های ساختمان‌های بتن مسلح شهرستان سرپل ذهاب و اسلام آباد غرب در رویداد زلزله ازگله-سرپل ذهاب پرداخته شده است. در این مطالعه در خصوص موضوعاتی بحث می‌گردد که از روی مشاهده عینی می‌توان با یقین و یا احتمال بسیار بالا دلایل خرابی را تحلیل کرد و از پرداختن به مواردی که نیاز به آزمایش و یا نمونه‌گیری است پرهیز شده است. ابتدا عیوب این اعضا و سازه ها طبق مباحث مقررات ملی ساختمان ایران بیان شده و سپس راهکار صحیح جهت جلوگیری از ایجاد این عیوب ذکر شده است. نتایج این تحقیق بیانگر این حقیقت است که اگر حداقل‌های مباحث مقررات ملی ساختمان در طراحی و اجرای ساختمان‌ها رعایت شود آن گاه پایداری ساختمان به هنگام وقوع زلزله تامین شده و آسیب جانی و سازه‌ای بسیار کاهش می‌یابد.

۲. انواع آسیب های سازه های بتن مسلح

۲. ۱. ستون کوتاه

یک از مواردی که موجب خرابی‌های جدی به ویژه در ساختمان‌های بتنی گردیده است وجود ستون کوتاه می‌باشد. محدود کردن حرکت جانبی بخشی از ستون با دیوارهای پرکننده و یا ارتفاع زیاد کرسی چینی در طبقه همکف باعث به وجود آمدن ستون کوتاه می‌گردد. همچنین وجود اختلاف ارتفاع طبقات از عوامل دیگر به وجود آمدن ستون کوتاه است. ستون‌های کوتاه دارای طول موثر کوتاه‌تری بوده و درنتیجه سختی بیشتری نسبت به ستون‌های معمولی دارند. کوتاه شدن ستون سبب ایجاد نیروی برشی شدیدی در ستون در تغییرشکل‌های پایین می‌شود. از آن‌جا که مقدار ممان متناظر با این برش شدید، کمتر از ظرفیت مفصل خمیری خمشی است، در نتیجه شکست برشی رخ می‌دهد. از آنجایی که در ستون‌های بتن مسلح بیشتر برش را بتن تحمل می-کند و بتن نیز یک مصالح ترد است، این گونه خرابی‌ها از نوع شکست ترد می باشد. در شکل‌های (۱) تا (۴) خرابی های به وجود آمده در ستون‌های کوتاه در زلزله سرپل ذهاب که در نهایت منجر به خرابی کلی سازه گردیده نشان داده شده است. البته لازم به ذکر است ممکن است عوامل دیگری نیز در خرابی این ستون‌ها دخیل باشند اما یقینا پدیده ستون کوتاه یکی از عوامل موثر در خرابی این سازه‌ها بوده است.

شکل (۱)-ایجاد ستون کوتاه به دلیل دیوار کوتاه میانقاب

شکل (۲)- خرابی کلی در اثر ستون کوتاه

شکل (۳)- ایجاد ستون کوتاه به علت وجود دیوار

شکل (۴)- اثر کرسی چینی و ایجاد ستون کوتاه

برای پرهیز از پدیده ستون کوتاه دو راه وجود دارد. راه اول جدا کردن میانقاب از ستون است تا ستون بتواند آزادانه تغییر شکل دهد. فاصله دیوار میانقاب تا ستون را بر حسب مقدار جابجایی ستون می‌توان محاسبه نمود. برای این که دیوار در اثر حرکت‌های زلزله از صفحه قاب خارج نشوند لازم است با نبشی و یا هر روش مناسب دیگری مهار دیوار و ستون انجام گردد.

راه دوم مدل کردن قاب همراه با دیوار است که در این صورت به دلیل نیروی برشی قابل توجهی که از دیوار به ستون وارد می‌شود باید طراحی متناسب با این نیرو صورت گرفته و علاوه بر قوی‌تر شدن ستون باید با استفاده از خاموت‌های ویژه از تردشکنی ستون بتن مسلح جلوگیری نمود. در طراحی ستون کوتاه باید مقاومت برشی به اندازه‌ای باشد که شکست خمشی قبل از شکست برشی رخ دهد. همچنین استفاده از دیوار برشی همراه با قاب بتن مسلح می‌تواند در جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه و همچنین طبقه نرم بسیار موثر باشد. برخی از مهندسین توصیه اکید می‌نمایند که برای کنترل تغییرشکل‌های جانبی در ساختمان‌های بتن مسلح از دیوار برشی استفاده گردد.

۲. ۲. طبقه ضعیف

مطابق بند (۲-۷-۱-ت) استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که مقاومت جانبی یک طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد آن طبقه اصطلاحا" طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. براساس بند (۹-۱۴-۱-۲) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۰] در طراحی قطعات میله‌ای تحت اثر توام خمش و نیروی محوری فشاری و یا نیروی محوری فشاری خالص، آثار ناشی از لاغری باید در نظر گرفته شوند. یکی از عواملی که می‌تواند باعث ایجاد طبقه ضعیف گردد ارتفاع زیاد ستون درطبقه همکف می‌باشد. در ساخت منازل شهرستان سرپل ذهاب، طراح ارتفاع ستون ها را ۳ متر در نظرگرفته بود اما مالکین به منظور داشتن مغازه در طبقه همکف، مجری را مجاب به ایجاد ستون‌های بلندتر تا ارتفاع ۵ تا ۶ متر کرده بودند در حالی که ستون‌های طبقه همکف دارای همان مشخصات مقطع ستون‌های طبقات فوقانی بودند، درنتیجه با توجه به افزایش لاغری ستون ها در طبقه همکف، موضوع ضعیف بودن این طبقه جدی بود. در شکل‌های (۵) و (۶) نمونه‌هایی از ضعف ستون و طبقه ملاحظه می‌گردد.

شکل (۵)- ضعف ستون های بتن مسلح، طراحی و اجرا بدون توجه به دیوارهای میانقاب

شکل (۶)-ضعف مقاومت ستون در طبقه همکف مسکن مهر در اسلام آبادغرب

۲. ۳. فاصله تنگ‌ها و خاموت‌ها

در ساختمان با شکل پذیری متوسط و در اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها (ستون ها)، مطابق بند (۹-۳-۲-۲-۳-۲۳) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، در دو انتهای ستون‌ها طول ناحیه بحرانی(l_o) نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

الف-یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب-ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ-۴۵۰ میلی‌متر

برای ستون‌های متعارف ۳ متری که عرض مقطع آنها بیش از نیم متر نیست، طول ناحیه بحرانی ستون برابر ۵۰ سانتی‌متر می‌باشد. در ناحیه بحرانی که محل تشکیل مفصل خمیری خواهد بود باید طبق بند (۹-۲۳-۳-۲-۲-۴) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، ضوابط ویژه زیر رعایت شود:

۱- فواصل آرماتورهای عرضی‌ای که به صورت خاموت بسته به کار می‌روند باید کمتر از مقادیر (الف) تا (ت) این بند در نظر گرفته شود:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب- ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ- نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت- ۳۰۰ میلی متر

۲- قطر میلگرد عرضی نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد.

۳- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

۴- مطابق بند ۹-۷-۲-۲-۲۳ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی برابر حداقل ۳۰۰ میلی‌متر با آرماتور عرضی ویژه تقویت گردد.

در ساختمان با شکل پذیری متوسط و در اعضای تحت خمش در قاب‌ها (تیرها)، مطابق بند (۹-۴-۲-۱-۳-۲۳) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، در طول قسمت های بحرانی(l_o) که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت بسته مطابق بند (۹-۲۳-۳-۵-۲-۱) مبحث نهم در نظر گرفته شود مگر آن‌که طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

ب-در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

در ساختمان با شکل پذیری متوسط در ناحیه بحرانی تیرها طبق ضوابط بند (۹-۲۳-۳-۱-۵-۲) مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، باید از خاموت بسته با رعایت ضوابط زیر استفاده شود:

الف – قطر خاموت ها کمتر از ۸ میلی متر نباشد.

ب- فاصله خاموت ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلی متر نباشد.

در شکل های (۷ و۸) نمونه هایی که بدون توجه به این نکات اجرا گردیده مشاهده می گردد.

شکل (۷)-فواصل زیاد خاموت ها در ناحیه بحرانی ستون

شکل (۸)- فاصله زیاد تنگ ها همراه با ضعف مقاومت بتن

۲. ۴. طبقه نرم

مطابق بند (۲-۷-۱-ث) استاندارد ۲۸۰۰ در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحا "طبقه نرم" نامیده می‌شود. برای محاسبه سختی جانبی یک طبقه می‌توان بار جانبی واحد به سقف طبقه موردنظر وارد نمود و در حالی که طبقات پایین بدون حرکت هستند، تغییرمکان جانبی را محاسبه کرد. از تقسیم نیرو بر تغییرمکان، سختی به دست می‌آید. یکی از دلایل اصلی ایجاد طبقه نرم در طبقه همکف ایجاد پارکینگ و حذف دیوارهای میانقاب است. برای جلوگیری از این مورد می‌توان میانقاب ها را از قاب جدا کرده و یا تحلیل سازه با لحاظ کردن میانقاب انجام داد. ایجاد طبقه نرم به ویژه در ساختمان‌های بتن مسلح که ضوابط شکل پذیری رعایت نشده است می‌تواند منجر به تخریب کلی ساختمان گردد. در ساختمان‌های بتن مسلحی که فاقد دیوار برشی هستند جابجایی نسبی زیاد باعث ایجاد لنگرهای خمشی قابل توجهی در انتهای ستون‌های طبقه هکف(طبقه ای که به دلیل ایجاد مغازه ارتفاع آن را حدود ۵ تا ۶ متر در نظر گرفته‌اند) می-گردد. ایجاد مفصل های خمیری در تمام ستون ها موجب مکانیزم و تخریب کلی خواهد شد، برای کنترل این موضوع لازم است ستون های طبقه همکف از مقاومت کافی در برابر این نیروها بر خوردار باشند. در شکل (۹) نمونه ای از خرابی ناشی از طبقه نرم در زلزله سرپل ذهاب دیده می‌شود.

شکل (۹)- خرابی ساختمانی در سرپل ذهاب در اثر ترکیبی از ضعف های فنی از جمله طبقه نرم، طبقه ضعیف وستون ضعیف - تیر قوی

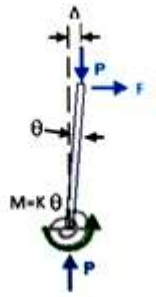
۲. ۵. اثر $P-\Delta$ بر سازه

مطابق بند (۶-۳) آیین نامه ۲۸۰۰ وقتی یک عضو قائم تحت اثر نیروی زلزله دچار تغییر مکان نسبی بین دو انتهایش می‌شود، علاوه بر نیروهای وارده، نیروی جدیدی ناشی از اثر بارهای قائم و تغییر مکان نسبی Δ نیز به آن وارد می‌شود. با نوشتن تعادل لنگرها نسبت به پای ستون شکل(۱۰) داریم:

$$M = FL + P\Delta \qquad (۱)$$

$$F = \frac{M - P\Delta}{L} = \frac{K\Delta L - P\Delta}{L} = (\mathrm{K} - \frac{P}{L})\Delta \qquad (۲)$$

این بدان معنی است که سختی از K به $\mathrm{K} - \frac{P}{L}$ کاهش یافته است.



شکل (۱۰)-تغییر مکان دانمی دو انتهای ستون در اثر بار جانبی

بنابراین هر چقدر تغییر مکان جانبی ساختمان هنگام وقوع زلزله بیشتر باشد سختی جانبی کاهش می‌یابد. این موضوع به ویژه وقتی سازه وارد محدوده تغییر شکل های خمیری می‌شود بسیار خطرناک بوده به طوری که در نهایت می‌تواند منجر به خرابی سازه گردد. لذا ساختمان‌هایی که با ضریب شکل پذیری بالا طراحی و اجرا می‌گردند یا به زبان ساده نرم‌تر هستند تغییرشکل‌های زیادتری در آنها ایجاد شده و اثر $P-\Delta$ در آنها بسیار جدی خواهد بود. از این رو در طراحی لرزه‌ای سازه باید به این نکته دقت مضاعف داشت که شکل پذیری و سختی جانبی با هم نسبت عکس دارند.

یکی از پارامترهای استاندارد ۲۸۰۰ که جای بحث و تأمل دارد پارامتر ضریب رفتار R است. سوال مهم این است که اگر یک سازه را با تمهیدات ویژه-ای شکل پذیر نماییم به گونه ای که بتواند به خوبی وارد محدوده خمیری شود آیا می‌توانیم ضریب رفتار را به مقدار قابل توجهی افزایش دهیم. یعنی مقاومت جانبی و سختی جانبی را با افزایش R کاهش دهیم؟ آیا عملکرد چنین ساختمانی در زلزله های متوسط تا شدید قابل قبول است؟

از نظر تئوری شاید جواب این سوال مثبت باشد اما با بررسی رفتار واقعی ساختمان‌ها در زلزله کرمانشاه و عواقب ناشی از آن، جواب این سوال منفی است. حوادث و عواقب ناشی از شکل پذیری زیاد در زلزله های متوسط و شدید آنقدر مهم و قابل توجه است که کاهش مقاومت اعضای باربر جانبی با افزایش ضریب رفتار R قابل توجیه نیست. علاوه بر آسیب های سازه‌ای، خرابی های غیرسازه‌ای ناشی از تغییرشکل‌های زیاد نیز قابل توجه است. مانند تخریب میانقاب‌ها، شکستن لوله‌های آب، فاضلاب، گاز، خرابی درها و پنجره‌ها، شکستن شیشه‌ها، ترک خوردن کاشی و سرامیک‌ها، تخریب نازک کاری و گچ بری‌های ساختمان، تخریب کابینت، تخریب لوازم منزل، آسیب دیدن تجهیزات و تأسیسات مکانیکی و برقی که به همه این‌ها باید آثار تخریبی مسائل اجتماعی و تبعات اقتصادی و روحی روانی را نیز اضافه کرد. در نهایت پیشنهاد می‌گردد مادامی که سیستم مناسب دیگری برای مقابله با بارهای جانبی اجرایی نگردیده است مانند سیستم های جداساز لرزه‌ای، سیستم های میراگر و غیره) با افزایش ضریب رفتار، سختی و مقاومت جانبی ساختمان را کاهش داده و تمهیدات شکل‌پذیری در تمام ساختمان‌های مناطق لرزه خیز نیز اجرا گردد اما عملکرد آنها منوط به وقوع زلزله‌های خیلی شدید باشد.

۲. ۶. دیوار برشی

مطابق بند (۲-۲-۳-۳) آیین‌نامه ۲۸۰۰، در ساختمان های منظم در پلان در طبقاتی که برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود بر هم، موجود باشد. در نتیجه در ساختمان‌های فولادی با اتصالات ساده لازم است در هر یک از جهت‌های اصلی حداقل چهار دهانه از قاب، بادبندی گردد (دو دهانه در هر طرف مرکز جرم) تا نامعینی کافی در مقابل نیروی جانبی ایجاد شود. در غیر این صورت بار جانبی باید با ضریب برابر ۱/۲ افزایش داده شود. در ساختمان‌های بتن مسلح تعریف حداقل نامعینی قدری متفاوت است. مطابق بند (۲-۲-۳-۳) آیین‌نامه ۲۸۰۰، در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن طبقه به دست می‌آید. مقاومت بتن در تحمل نیروی برشی بسیار موثربوده و ضعف مقاومت بتن اجرایی نسبت به طراحی باعث وارد شدن خسارت زیادی به سازه می‌شود. نکته قابل توجه در طراحی دیوارهای برشی در نظر گرفتن اثر پیچش است که بدون شک در تمام ساختمان‌ها باید در نظر گرفته شود. در شکل (۱۱) خرابی دیوار برشی در اثر زلزله سرپل ذهاب در ساختمان بتن مسلح مشاهده می‌شود که دلایل اصلی آن را می‌توان ترکیبی از ضعف‌های محاسباتی و اجرایی دانست.

شکل (۱۱)- تخریب دیوار برشی در یک ساختمان مسکن مهر شهید شیرودی سرپل ذهاب

۲. ۷. تیر قوی - ستون ضعیف

در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، ضوابط ویژه‌ای برای طراحی اعضای سازه‌ای در مناطق لرزه‌خیز ارائه می-دهد و تاکید دارد که طراحی به گونه‌ای صورت گیرد که در صورت ایجاد مفصل خمیری در محل گره، این مفصل ابتدا در تیر ایجاد گردد. بعضی از نکات مهم آیین‌نامه‌ای به شرح زیر است:

۱- مطابق بند (۹-۲۳-۳-۲-۱-۲) مبحث نهم در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط، در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شوند.

۲- مطابق بند (۹-۲۳-۳-۲-۱-۱) مبحث نهم در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط، در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب-نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از یک بیست و پنجم کمتر باشد.

۳- مطابق بند (۹-۲۳-۳-۱-۱-۱) مبحث نهم در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط، در اعضای خمشی قاب‌ها(یعنی تیرها) محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف - ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

الف- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی

ب-بیشتر از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود

۴- مطابق بند (۹-۲۳-۳-۲-۲-۱) مبحث نهم در ساختمان با شکل‌پذیری متوسط، در اعضای خمشی قاب‌ها(یعنی تیرها) برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۵- مطابق بند (۱۱-۱۴-۹) مبحث نهم در مورد محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری ساختمان، ضوابط زیر باید رعایت شود:

الف- بند (۱-۱۱-۱۴-۹) محدودیت‌های فاصله میلگردها: فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از مقادیر معین کمتر باشد. در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی متر باشد. در صورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد. در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی متر، کمتر باشد.

ب- بند (۳-۱۱-۱۴-۹) میلگردهای انتظار خم شده: شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند. میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد. خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۶-مطابق بندهای (۹-۱۵-۱۲-۱) و (۹-۱۵-۱۲-۲) مبحث نهم، تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت‌هایی در برگرفته شوند. قطر خاموت‌ها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف- یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی متر

ب- ۱۰ میلی متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی‌متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

۷- مطابق بند (۳-۱۲-۱۵-۹) مبحث نهم، قطر خاموت‌ها به هر حال نباید از ۸ میلی متر کمتر باشد.

۸- مطابق بند (۴-۱۲-۱۵-۹) مبحث نهم، فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف- ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس به شمار آید.

ب- ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

پ- کوچکترین بعد عضو فشاری

ت- ۲۵۰ میلی متر

۹- مطابق بند (۵-۱۲-۱۵-۹) مبحث نهم، در هر مقطع تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگه داشته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه های عضو واقع شود.

ب- هر میلگرد غیرگوشه ای به صورت حداکثر یک در میان

پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی متر باشد.

در شکل‌های (۱۲و ۱۳) نمونه‌هایی از ایجاد مفصل خمیری و خرابی در ستون‌ها در زلزله سرپل‌ذهاب در مسکن مهر شهید شیرودی نشان داده شده است.

شکل (۱۲)- ایجاد مفصل خمیری در ستون

شکل (۱۳)- تیر قوی - ستون ضعیف

۲. ۸. اثرات متقابل دیوار و قاب

میانقاب‌ها باید به شکل مناسبی به قاب متصل گردند تا در اثر نیروهای خارج از صفحه فرو نریزند. بررسی‌های میدانی در زلزله سرپل ذهاب نشان می‌دهد که بسیاری از خرابی‌ها ناشی از عدم توجه در اجرای صحیح وال پست‌ها می‌باشد. طبق بند (۱-۹-۴- ۳) مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان [۱۱]، باید کلیه دیوارهای پیرامونی جهت مقاومت در برابر زلزله توسط وادارهای عمودی یا وال پست ایمن گردند. یک نمونه اجرایی صحیح از وال پست در شکل (۱۴) قابل مشاهده است. در صورت اتصال کامل دیوارهای میانقاب به قاب، و مشارکت آن‌ها در سختی جانبی لازم است به اثرات متقابل دیوار و قاب توجه شود. در صورتی که ستون‌ها از مقاومت و شکل‌پذیری لازم برخوردار نباشند در اثر نیروهای برشی وارد از طرف دیوار آسیب می‌بینند. همچنین اگر جزئیات اجرایی دیوارها در محل اتصال رعایت نگردد دیوار نیز متقابلا دچار آسیب خواهد شد. در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) نمونه‌ای از این خرابی‌ها را نشان می‌دهد.

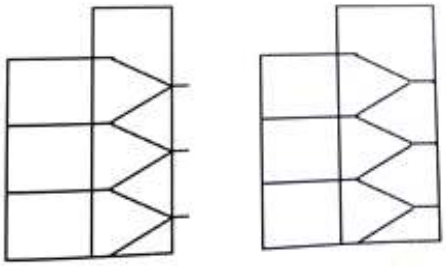
شکل (۱۴)- نمونه اجرایی صحیح از وال پست ها

شکل (۱۵)- تخریب دیوارها در ساختمان مسکن مهر شهید شیرودی سرپل ذهاب

شکل (۱۶)- اثرات تخریبی متقابل دیوار و ستون

۲. ۹. راه پله ها

اجرای راه‌پله‌های دو طرفه (رفت و برگشتی) معمولا به یکی از دو روش زیر مطابق شکل (۱۷) صورت می‌گیرد:



شکل (۱۷)- اجرای راه پله دوطرفه با پاگرد طره‌ای و یا بدون پاگرد طره‌ای

راه پله ها هنگام وقوع زلزله می‌توانند اثرات مخربی بر سازه داشته باشند و همچنین ساختمان نیز متقابلا اثر تخریبی بر راه پله می‌گذارد. در شکل‌های(۱۸ و ۱۹ و ۲۰) نمونه‌هایی از خرابی‌های ناشی از طراحی با اجرای نادرست راه پله در اثر زلزله سرپل ذهاب مشاهده می‌گردد.

شکل (۱۸) - اثرات تخریبی متقابل دیوار و ستون

شکل (۱۹)- زوال اتصال آرماتور و بتن و تخریب راه پله در محل اتصال با ستون

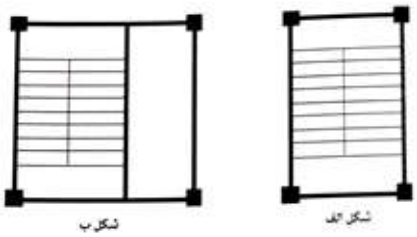
شکل (۲۰)- اثر تخریبی راه پله، پیچش، عدم اجرای وال پست، ستون ضعیف در سرپل ذهاب

جهت کنترل خرابی های لرزه‌ای راه پله، توجه به نکات زیر حائز اهمیت است:

۱- در اکثر موارد به علت اجرای پاگرد در نیم طبقه، ستون کوتاه ایجاد می‌شود که باید در محاسبات دیده شود ضمن این که در تمام طول ستون کوتاه باید خاموت‌گذاری ویژه انجام شود.

۲- در صورت استفاده از دال بتنی برای کف و پاگرد راه پله باید دقت کافی در آرماتورگذاری و پوشش وصله ها انجام شود. همچنین مطابق بند (۳-۴-۱) آیین نامه ۲۸۰۰ از ایجاد طره‌های بیش از ۱/۵ متر باید پرهیز نمود.

۳-توصیه می‌شود مطابق شکل (۲۱- الف) از ۴ ستون در چهار طرف راه پله استفاده شود. در صورتی که به دلایل معماری این اتفاق نیفتد لازم است به جزئیات طراحی و اجرای تیری که راه پله به آن تکیه داده است توجه نمود.



شکل (۲۱)- دو نمونه از اجرای ستون ها در چهار طرف راه پله

۴- در ساختمان‌های بتنی می‌توان از راه‌پله فولادی استفاده نمود. در این صورت لازم است صفحات فولادی از قبل با بولت‌هایی در ستون‌ها و تیرها تعبیه گردند و سپس تیرهای فولادی مطابق شکل (۲۲) به آن‌ها متصل شوند. در اتصالات جوشی راه‌پله حتما باید از ورق‌های فولادی مطابق شکل (۲۳) استفاده شود.

شکل (۲۲)- اجرای راه پله فولادی در اسکلت بتنی

شکل (۲۳)-استفاده از ورق در محل اتصال

۵- در مواردی که راه‌پله به طور کامل به سازه متصل است به صورت یک عضو قطری مانند مهاربند عمل می‌کند و می‌تواند مرکز سختی ساختمان را جابجا کرده و باعث پیچش در ساختمان گردد. بنابراین راه‌پله باید همراه با دیگر اجزای سازه ای مدل شده و تحلیل گردد. برای توزیع مناسب تر جرم ساختمان بهتر است محل راه پله هر چه نزدیکتر به مرکز جرم ساختمان با محور تقارن اصلی در نظر گرفته شود.

۶- در طراحی و اجرای پاگرد طره‌ای مانند شکل (۲۴) لازم است اثر مولفه قائم زلزله در نظر گرفته شود.

شکل (۲۴)- ایجاد ترک در تیر طره به علت نیروی قائم زلزله

۲. ۱۰. ضعف مقاومت بتن

طراحی یک سازه بتنی بر اساس مقاومت مشخصه بتن صورت می‌گیرد. لذا اگر در مرحله اجرا، بتن از مقاومت کافی برخوردار نباشد تمام معادلات به هم خواهد خورد. طبق بند (۳-۲-۲۳-۹) مبحث نهم، بتن مورد استفاده در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد باید از رده $C_{۲۵}$ و یا بالاتر و برای ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط از رده $C_{۲۰}$ و یا بالاتر باشد. در نمونه‌هایی از خرابی‌های دیده شده در زلزله سرپل‌ذهاب عامل اصلی خرابی، ضعف مقاومت بتن به علل مختلف از جمله مصالح سنگی نامناسب، عدم وجود درشت دانه، طرح اختلاط نامناسب و یا عدم عمل‌آوری بوده است. در شکل های (۲۵ و ۲۶) نمونه‌هایی از این خرابی‌ها مشاهده می‌گردد.

شکل (۲۵)- عدم وجود درشت دانه در یک تکه جدا شده از بتن

شکل (۲۶)- خرد شدن بتن در محل گره به علت ضعف مقاومت

۳. نتیجه‌گیری

در این مطالعه رفتار ساختمان‌های بتن مسلح شهرستان‌های سرپل ذهاب و اسلام آباد غرب در برابر زلزله ازگله مورد بررسی قرار گرفت. هدف اصلی این تحقیق بررسی ضوابط آیین‌نامه‌ای برای طراحی و اجرای ساختمان‌های بتن مسلح بود که با رعایت این حداقل‌ها، خسارات در ساختمان‌های مذکور بسیار کاهش می‌یافت. عمده ترین نتایج این تحقیق عبارتند از :

۱-از ایجاد ستون کوتاه پرهیز شود و در صورت وجود ستون کوتاه، مقاومت و شکل‌پذیری آن رعایت شود. در تمام طول ستون کوتاه باید از تنگ-های ویژه استفاده نمود.

۲- برای رفتار آزادانه قاب‌ها باید میانقاب‌ها را از آنها جدا کرد در غیر این صورت قاب و میانقاب باید با هم تحلیل شده و جزئیات اجرایی در هر دوی آن‌ها رعایت گردد.

۳- از خاموت و تنگ گذاری مناسب با ضوابط ارائه شده در نواحی انتهایی تیرها و ستون‌ها موسوم به نواحی بحرانی استفاده شود.

۴- تنگ‌های ستون ها باید دارای خم استاندارد ۱۳۵ درجه بوده و به صورت یکی در میان در طول عضو استفاده شوند.

۵- طراحی و اجرا باید به گونه‌ای باشد که مفصل خمیری در محل گره، ابتدا در تیر ایجاد شود (ستون قوی- تیر ضعیف).

۶- اجازه تغییرشکل‌های زیاد در ساختمان باعث آسیب‌های جدی غیرسازه‌ای می‌گردد. با احداث دیوار برشی می‌توان جابجایی‌های جانبی را کاهش داد.

۷- راه پله مانند یک مهاربند در سختی جانبی و جابجایی مرکز سختی و افزایش پیچش موثر است.

۸- در صورت حذف دیوارهای میانقاب در طبقه همکف، برای جلوگیری از طبقه نرم باید مقاومت ستون‌ها پاسخگوی نیروی زلزله محاسباتی باشد.

۹- توجه به طرح اختلاط، نوع مصالح و عمل‌آوری بتن در ساختمان‌های بتن مسلح بسیار حائز اهمیت است.

۴. مراجع

[۱] عبداللهی، مجید(۱۳۸۳) مدیریت بحران در نواحی شهری، انتشارات سازمان شهرداریها و دهیاریهای کشور، تهران.

[۲] Martinelli A. and Cifai G., ۲۰۰۸, Building Vulnerability Assessment and Damage Scenarios in Celano (Italy), Using a Quick Survey Data-Based Methodology, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. ۲۸, PP. ۸۷۵-۸۸۹

[۳] Ha GG, Cho CG. Strengthening of reinforced high-strength concrete beam-column joints using advanced reinforcement details. Mag Concr Res ۲۰۰۸;۶۰(۷):۴۸۷–۹۷.

[۴] Mander JB, Priestley MJ, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. ASCE J Struct Eng ۱۹۸۸;۱۱۴(۸):۱۸۰۴–۲۶.

[۵] Samaan M, Mirmiran A, Shahawy M. Model of concrete confined by fiber composites. J Struct Eng ۱۹۹۸;۱۲۴(۹):۱۰۲۵–۳۱.

[۶] آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد۲۸۰۰) ، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ویرایش چهارم، چاپ اول ۱۳۹۳.

[۷] گزارش مقدماتی زمین لرزه ۲۱ آبان ماه ۱۳۹۶ سرپل ذهاب استان کرمانشاه (ویرایش دوم)، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

[۸] گزارش مقدماتی زمین لرزه ۲۱ آبان ماه ۱۳۹۶ سرپل ذهاب استان کرمانشاه (ویرایش پنجم)، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

[۹] Preliminary earthquake report: M۷٫۳ Westem Iran Earthquake of November ۱۲, ۲۰۱۷ ۱۲:۱۴:۳۸ UTC; United States Geological Survey (USGS), Geological Survey National Earthquake Information Center (۲۰۱۷).

[۱۰]مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمانهای بتن آرمه، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ بیست و یکم ۱۳۹۲.

[۱۱]مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان، الزامات عمومی ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ اول ۱۳۹۲.