بررسی آزمایشگاهی ستون‌های بتن‌آرمه شامل وصله میلگردها و جوش سربه سر (Forge weld) تحت بار محوری با فواصل مختلف فولاد عرضی

علی اکبر مقصودی
استاد بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهیدباهنر کرمان

امیررضا طغرلی پور
کارشناس ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه شهیدباهنر کرمان

دریافت مقاله: ۲۱-۸-۱۳۹۶
پذیرش مقاله: ۲۸-۱-۱۳۹۷

چکیده:
در تحقیق حاضر، چهار ستون بتن آرمه کوتاه با مقطع دایره‌ای در آزمایشگاه ساخته شده است که در یک گروه دسته بندی شده است. این گروه دارای ستون‌هایی با فولاد گذاری عرضی در تمام ارتفاع ستون بر طبق ضوابط آیین نامه بتن ایران (آبا) است. همچنین در این گروه، دو ستون در وسط و پایین آن دارای وصله پوششی (Overlap) و دو ستون دیگر دارای میلگردهای با جوش سربه سر شده می‌باشد. پایش (Monitoring) مصالح شامل: جابجایی، تنش و کرنش فولادهای طولی (در سه محل مختلف در ارتفاع ستون) و عرضی و بتن در هر مرحله از اعمال بار محوری به کمک حسگرهای مختلف نصب شده بر آنها، صورت گرفته است. مقادیر آزمایشگاهی (پایش) قرائت شده با تئوری مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج پایش و تخریب ستون‌ها، خصوصا در مناطق زلزله خیز، حاکی از عملکرد رضایت بخش وصله پوششی نسبت به جوش سربه سر دارد. هرچند در تنش‌های خدمت و تحلیل‌های خطی عملکرد دو روش بسیار بهم نزدیک است.

واژگان کلیدی: پایش، ستون بتن‌آرمه، وصله پوششی میلگرد، جوش سربه سر، بار محوری.

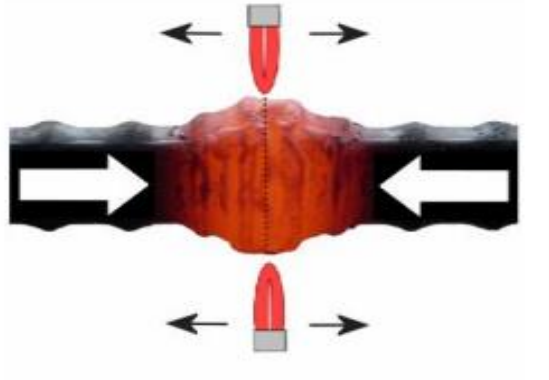
۱- مقدمه

امروزه با گسترش صنعت ساخت و ساز، استفاده از بتن مسلح نیز افزایش یافته است. بتن در فشار عملکرد رضایت بخشی نسبت به کشش دارد بنحویکه، ظرفیت کششی بتن تقریبا در حدود یک دهم مقاومت فشاری آن است [۱]. برای رفع این ضعف از میلگردهای کششی استفاده می‌شود که عمدتا از جنس فولاد و دارای طول محدود هستند. لذا هنگامی که ارتفاع یا طول و عرض سازه‌ها زیاد باشد، وصله میلگردها امری اجتناب ناپذیر است. برای این منظور شیوه‌های متفاوتی وجود دارد. وصله پوششی، قدیمی ترین و رایج ترین شیوه اتصال است که در آن، دو میلگرد متصل شونده در قسمتی از طول در کنار یکدیگر قرار داده شده و با سیم آرماتوربندی مطابق شکل (۱) به یکدیگر متصل می‌شوند.

شکل(۱) وصله پوششی

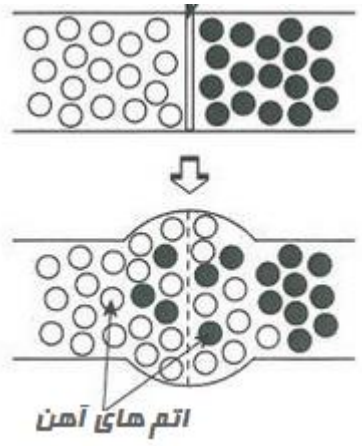
این روش اتصال دارای ضعف‌هائی است. از جمله مهم ترین این معایب، تراکم میلگردها در طول وصله، ویبره نامناسب و در نتیجه احتمال پیوستگی نامطلوب بتن و میلگرد در این ناحیه، محدودیت در قطر میلگرد قابل استفاده که بر این اساس استفاده از روش پوششی تنها برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی‌متر مجاز است [۳ و۲]. همچنین، مدفون شدن طولی از میلگرد در بتن و افزایش مصرف و هزینه آن و در نهایت انتقال بار نامناسب به دلیل هم محور نبودن دو میلگرد می‌تواند، از دیگر نقاط ضعف این روش تلقی گردد. همچنین آئین نامه‌هایی همچون ACI-318 نیز رفتار این شیوه وصله کردن را به خصوص در بارهای دینامیکی غیرقابل اعتماد می داند [۴].

روش دیگر اتصال، شیوه اتصال سر به سر با جوشکاری به روش فشار گاز است که به وصله سربه سر (Forge weld) معروف است. این شیوه که از سال ۱۹۷۱در آمریکا برای جوشکاری خطوط راه آهن استفاده می‌شد، به مرور وارد صنعت ساختمان شد به طوری که در کشور زلزله خیز ساخت و سازها از این تکنولوژی بهره برده می‌شود [۵]. برای وصله کردن میلگردها به این روش، ابتدا دو سر متصل شونده با اره برش سرد، برش داده می شود و سطحی کاملا صاف و صیقلی حاصل می‌شود، سپس دو میلگرد در گیره نگهدارنده قرار داده شده و نهایت با شعله ناشی از سوخت گاز اکسیژن و استیلن و همچنین اعمال فشار توسط جک هیدرولیکی، دو میلگرد مطابق شکل (۲) در هم ادغام شده و اتصال انجام می شود. مدت زمان در نظر گرفته شده برای یک اتصال حدود ٦۰ ثانیه است [٦].



شکل (۲) وصله سربه سر

در ایـن شـیوه کـه جوشـکاری در فـاز جامـد محسـوب مـی‌شـود، میلگردهـا در دمـایی پـائین‌تـر از نقطـه ذوب حـرارت داده می‌شوند. ناحیه اتصال نیز از ادغـام اتـم‌هـای دو میلگـرد بـا فشـار اعمـال شـده از سـوی پمـپ هیـدرولیکی مطـابق شـکل (۳) بوجود می‌آید که همجنس فلز پایه است.



شکل (۳) ناحیه اتصال در جوش سربه سر

ایـن شـیوه اتصـال، بـا وجـود اینکـه دارای مزایـای بسـیار از جملـه کـاهش مصـرف میلگـرد، افـزایش مقاومـت ناحیـه اتصـال، افـزایش درگیـری بیشـتر بـتن و میلگـرد بـه دلیـل کـاهش تـراکم میلگردهـا، عـدم خـروج از محـوری میلگردهـا در نقطـه اتصال و حفظ خـواص متـالوژیکی آرماتورهـا اسـت [۶]، لـیکن بـا توجـه بـه عـدم امکـان انـدازه گیـری پارامترهـای فیزیکـی و مکـانیکی در ایـن روش و دخالـت عوامـل متعـدد در انجـام جوشـکاری و همچنـین تجمیـع خطاهـای متعـدد انسـانی، محیطـی و ماشـین آلات، قابلیـت اطمینـان بـه ایـن روش کـاهش مـی یابـد [۶]. بـه همـین دلیـل در اکثـر آیـین نامـه هـا وصله آرماتورها به این روش با رعایت ضوابط و دستور العمل های بسیار دقیق و سخت گیرانه مجاز می باشد [۶].

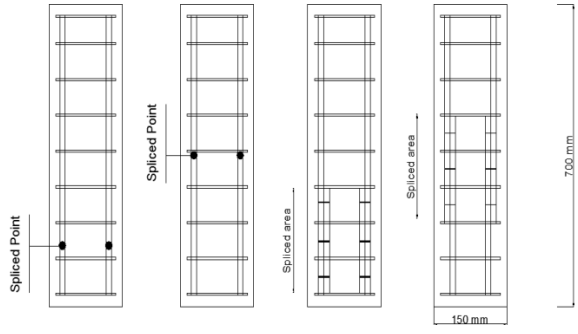
بمنظـور مسـلح کـردن سـتونهای بتنـی، فولادهـای عرضـی و یـا دورپـیچ هـا نیـز دارای اهمیـت بسـیار هسـتند. فولادهـای عرضی اگرچه در محاسـبه ظرفیـت بـاربری سـتون نقـش چنـدانی ندارنـد، امـا در عمـل وجودشـان بسـیار ضـروری اسـت. بـه عنوان مثال ستون‌هایی که دارای فولاد عرضـی بـه صـورت دورپـیچ هسـتند نسـبت بـه سـتون‌هـای دارای تنـگ بسـته مجـزا، مـی‌تواننـد پـس از رسـیدن بـه بـار حـداکثر سـتون و جـدا شـدن پوسـته بـتن، همچنـان بـه بـاربری خـود ادامـه دهنـد[۱]. همچنین هرچه فاصله دورپیچ‌ها کمتر شود، این مزیـت افـزایش بـیش‌تـری خواهـد داشـت. بـه طـور کلـی تنـگ‌هـا عـلاوه بـر عملکردشـان در بـرش، دو نقـش عمـده در سـتون هـا دارنـد، یکـی ایجـاد تکیـه گـاه جـانبی بـرای میلگردهـای طـولی و جلـوگیری از کمـانش آن هـا و دوم، ایجـاد محصـور شـدگی و جلـوگیری از فروپاشـی هسـته بـتن. در تحقیـق حاضـر، تـلاش شـده اسـت عـلاوه بـر اسـتفاده و مقایسـه دو روش وصـله سـربه سـر و پوششـی در میلگردهـای طـولی سـتون، بررسـی تـاثیر فولادهای عرضی در ستون‌ها نیز انجام شود تا اهمیت استفاده از فولادهای عرضی نیز مشخص شود.

طراحـی سـتون‌هـا براسـاس آئـین نامـه آمریکـا [ACI-318] انجـام شـده و در آزمایشـگاه پـس از نصـب انـواع حسـگرهای الکتریکی و مکانیکی، تحت بار فشار محوری خالص تا مرحله تخریب قرار گرفته است.

نتایج آزمایشگاهی و قرائـت‌هـای ثبـت شـده از حسـگرهای الکتریکـی نشـان مـی‌دهـد کـه در سـتون‌هـایی کـه وصـله سـربه سر به عنوان روش اتصال میلگردهـا مـورد اسـتفاده قـرار گرفتـه اسـت، تـنش در فولادهـای عرضـی مقـدار بـیش‌تـری نسـبت به سـتون‌هـای بـا میلگـردهـای وصـله شـده بـا روش وصـله پوششـی دارد. بـدین ترتیـب، میـزان تـنش در فولادهـای عرضـی نسبت به فولادهای طولی پیشـی مـی‌گرفـت. ایـن افـزایش تـنش بـا توجـه بـه اینکـه تـنش تسـلیم نهـایی فولادهـای عرضـی کمتر از تنش تسلیم نهـایی فولادهـای طـولی اسـت مـی‌توانـد در بعضـی مـوارد باعـث خرابـی پـیش از موعـد سـتون‌هـا شـود که مطلوب نیست.

۲- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی

در این آزمایش، چهار ستون کوتاه بتن‌آرمه با مقطع دایره‌ای به قطر ۱۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۷۰۰ میلی متر طراحی و ساخته شد که هر یک، مسلح به ۴ فولاد طولی به قطر ۱۶ میلی‌متر و فولادهای عرضی دارای حلقه مجزا به قطر ۸ میلی‌متر می‌باشد. شکل (۴) نشان دهنده ستون‌های تحقیق حاضر، می‌باشد.



شکل (۴) ستون‌های دارای مقاطع دایره ای با تنگ

ستون‌ها با نام، FM برای نمونه دارای میلگرد با وصله سربه سر در وسط ارتفاع، FB برای نمونه با میلگرد با وصله سربه سر در پای ستون، SM و SB برای نمونه‌های دارای وصله پوششی به ترتیب در وسط و پای ستون، معرفی شده است.

۳- ضوابط آئین نامه، مربوط به ستون‌های فشاری

۳-۱- ضوابط فولادگذاری

در اعضای فشاری با تنگ‌های بسته، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر میلگرد بزرگتر یا ۴۰ میلی‌متر کمتر شود [۳].

قطر تنگ‌ها نباید کمتر از ۶ میلی‌متر، یا یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی‌متر باشد[۳].

فاصله تنگ‌ها نیز نباید از ۱۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد عضو فشاری و ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد [۳].

۳-۲- تعیین مقاومت فشاری ستون کوتاه تحت بار محوری خالص

چنانچه یک ستون کوتاه با سطح ناخالص A_g، که سطح مقطع کل فولادهای آن برابر A_{st} است، تحت بار محوری خالص قرار گرفته باشد، براساس آیین‌نامه، ظرفیت باربری محوری اسمی آن که با P_0 نشان داده می‌شود، برابر است با [۱]:

$$P_0=0.85f'_c(A_g - A_{st})+ A_{st}\, f_y \qquad (۱)$$

آئین نامه طراحی همچنین ۲۰ درصد از مقدار فوق را برای ستون‌های دارای تنگ بسته کم می‌کند تا اثرات خروج از مرکزیت احتمالی، در نظر گرفته شود [۱]، بنابراین:

$$P_{(max)}=0.8P_0 \qquad (۲)$$

همچنین عنوان می کند، با توجه به این که مقطع تحت بار فشاری خالص بعنوان یک مقطع کنترل شده با فشار تلقی می‌شود، ضریب کاهش مقاومت برای ستون با تنگ بسته معادل 0.65 در نظر گرفته شود [۱]. به این ترتیب، حداکثر ظرفیت بار نهائی ستون عبارتست از:

$$P_u= 0.65P_{(max)} \qquad (۳)$$

۴- معرفی مصالح مصرفی

۴-۱- بتن

بتن ریزی چهار ستون هر گروه در یک مرحله انجام شده است. سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند تیپ دو سیمان ممتازان کرمان، است. ساخت بتن و اجرای آن در محل آزمایشگاه بخش مهندسی عمران دانشگاه شهید باهنر صورت گرفته و تمام ستون‌ها در حین بتن ریزی به خوبی ویبره شده‌اند. پس از باز کردن قالب‌ها نیز تمام نمونه‌ها در شرایط یکسان عمل آوری، شد. برای هر ستون دو نمونه فشاری مکعب ۱۰۰*۱۰۰ میلی‌متر برداشت شده که متوسط مقاومت آن‌ها در سن آزمایش بارگذاری ستون، تعیین گردید و از این مقاومت برای مقاومت فشاری ستون بهره برده شد.

۴-۲- فولاد

همانطور که ذکر شد، میلگردهای طولی، از نوع میلگرد آجدار به قطر ۱۶ میلی‌متر، ساخت کارخانه ذوب آهن اصفهان و برای فولادهای عرضی از نوع میلگرد آجدار به قطر ۸ میلی‌متر، تولیدی کارخانه بناب، استفاده شده است. آزمایش کشش میلگردها در آزمایشگاه سازه دانشگاه شهید باهنر کرمان انجام شد و مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی برای میلگردهای طولی برابر با ۴۰۵ و ۶۵۰ مگاپاسکال و برای فولادهای عرضی ۳۱۳ و ۴۵۰ مگاپاسکال بدست آمد.

۵- آزمایش میلگردهای جوش سر به سر

میلگردهایی که به شیوه سربه سر وصله شده است، در آزمایشگاه، توسط تکنیسین آموزش دیده و وسایل استاندارد جوش سربه سر (Forge weld) شدند. برای بررسی جوش سربه سر صورت گرفته، دو نمونه از میلگردهای وصله شده بصورت سربه سر، تحت آزمایش‌های خمش و کشش مستقیم قرار گرفته است. در آزمایش خمش ۱۸۰ درجه، هیچ خرابی ای در ناحیه جوش شده مشاهده نشد و در آزمایش کشش مستقیم، ناحیه گسیخته شده دورتر از ناحیه جوش شده اتفاق افتاد. شکل (۵) میلگردهای جوش شده را بعد از آزمایش کشش و خمش نشان می‌دهد.

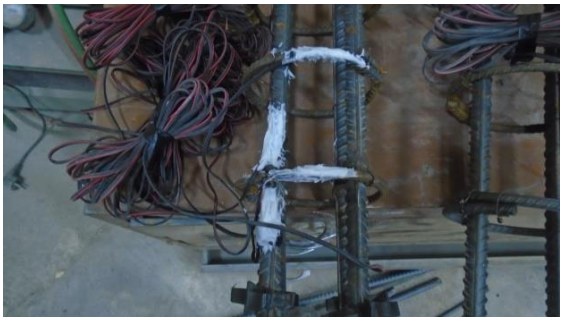
شکل (۵) میلگردهای با جوش سربه سر پس از آزمایش خمش و کشش

۶- پیکر بندی محل آزمایش

برای انجام آزمایش، ستون‌ها در بین جک بارگذاری هیدرولیکی و یک تکیه گاه ثابت قرار گرفته و بارگذاری در مراحل مختلف از قسمت فوقانی ستون، اعمال شد. برای پایش مقادیر نشست محوری ستون از یک خیز سنج الکتریکی (LVDT 50) در زیر صفحه فوقانی بارگذاری و برای پایش افزایش طول افقی نیز از دو خیز سنج الکتریکی (LVDT 10) در دو طرف و وسط ارتفاع ستون استفاده شد.

بمنظور تعیین مقدار دقیق بار اعمال شده از جک هیدرولیکی به ستون از یک دستگاه بارسنج (Load Cell) با ظرفیت ۲۰۰ تن بین جک و ستون، استفاده شد.

کرنش سنج‌های الکتریکی (Strain Gauge) برای ثبت مقادیر تنش و کرنش ناشی از بارهای مختلف اعمالی، بر سطح میلگردهای طولی و عرضی و همچنین بر سطح بتن نصب گردید (شکل ۶ و ۷).



شکل (۶) تصویری از نصب حسگرهای الکتریکی بر انواع میلگردهای طولی و عرضی ستون

شکل (۷) تصویری از نصب حسگرهای الکتریکی و مکانیکی بر سطح بتن ستون

در نهایت تمام تجهیزات الکتریکی به دستگاه ثبت داده ها (Data logger) و کامپیوتر برای پایش (Monitoring) و ثبت آنها، متصل گردید. در شکل (۸) نمایی از یک ستون آماده برای آزمایش بارگذاری نشان داده شده است.

شکل (۸) نمائی از ستون آماده آزمایش بارگذاری

۷- برنامه آزمایش

اعمال بار به ستون‌ها به صورت مرحله به مرحله تا رسیدن به ظرفیت نهایی آن‌ها صورت گرفته است بنحویکه، در هر مرحله بارگذاری حدود ۵ تن بار به ستون اعمال می‌گردید. در هر مرحله از بارگذاری، ستون از نظر ترک خوردگی مورد بازرسی قرار می‌گرفت و مقادیر کرنش مکانیکی بهمراه رسم خطوط ترک در مجاور وقوع هر ترک، صورت می‌گرفت. با مشاهده ترک، ضمن رسم مسیر ترک، عرض آن نیز با ترک سنج میکروسکوپی با دقت ۰/۰۲ میلی‌متر، قرائت می‌شد. در نهایت و با رسیدن به محدوده بار نهایی، بمنظور حفظ ایمنی، بارگذاری ستون تا مرحله تخریب به صورت ممتد ادامه می‌یافت.

۸- نتایج و مشاهدات آزمایش

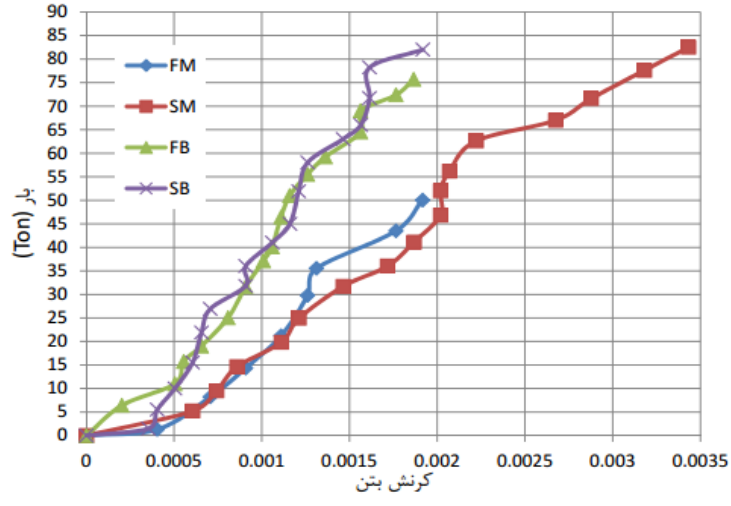
همه نمونه ها در باری بیش از ظرفیت تخمین زده شده آیین‌نامه و از قسمت فوقانی به صورت ناگهانی و با صدای مهیب تخریب شدند.

ترک خوردگی ستون‌ها ابتدا در پایین مقطع بوقوع پیوست و سپس در بالای ستون‌ها ترک‌هایی ایجاد شد. همچنین عرض ترک‌ها در نمونه‌های این گروه و در بیشترین مقدار به عرض ۰/۲ میلی‌متر رسیدند.

نکته قابل توجه در آزمایش نمونه‌ها، افزایش تنش در فولادهای عرضی نمونه‌هایی بود که دارای وصله جوش سر به سر بودند. بدین ترتیب در لحظه‌ای که تنش در فولادهای طولی ستون‌های FB و FM در حدود ۷۷ درصد تنش تسلیم است، تنش در فولادهای عرضی ستون FB به مقدار ۷۲ درصد تنش تسلیم و در فولادهای عرضی ستون FM از حد تسلیم گذشته است. این موضوع در حالی اتفاق افتاده است که در ستون SB که تنش میلگردهای طولی آن از تسلیم گذشته است، تنش در فولادهای عرضی، تنها ۳۵ درصد از مقدار تنش تسلیم را تجربه کرده اند. همچنین در ستون SM و در حالی که تنش در فولادهای طولی به مقدار ۷۴ درصد تنش تسلیم رسیده است، مقدار تنش فولادهای عرضی تنها ۳۸ درصد تنش تسلیم را کسب کرده است.

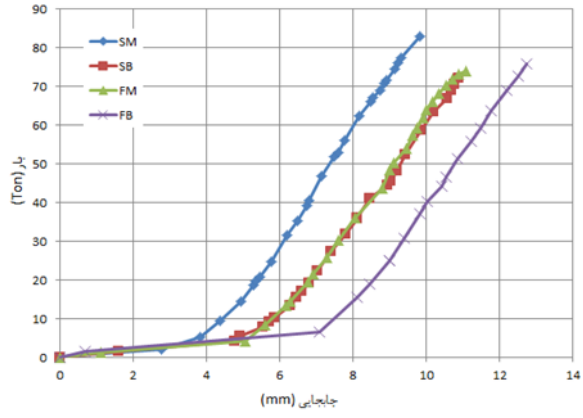
پس از تخریب ستون‌ها مشاهده شد که فشار ناشی از بتن هسته به فولادهای عرضی، باعث پاره شدن سیم‌های آرماتور بندی و باز شدن خاموت بالای ستون‌ها در این گروه شده است.

کرنش فشاری بتن در وسط ارتفاع ستون‌های این گروه که به صورت دستی برداشت می‌شد، برای حفظ ایمنی، تا یک مرحله قبل از تخریب ثبت شده است. براساس قرائت‌های انجام شده، آخرین کرنش ثبت شده قبل از تخریب در این نمونه‌ها، بین ۰/۰۰۱۸۷ و ۰/۰۰۳۴ می‌باشد که در نمودار شکل (۹) به صورت مقایسه ای آورده شده است.



شکل (۹) نمودار مقایسه بار- کرنش مکانیکی ستون‌ها در وسط ارتفاع

در نمودار شکل (۱۰) نیز مقایسه‌ای بر جابجایی محوری ستون ها صورت گرفته است.



شکل (۱۰) نمودار مقایسه بار- جابجایی ستون‌ها

همانطور که در نمودار شکل (۱۰) مشهود است، تمام ستون‌ها رفتار نسبتا مشابهی از خود نشان دادند به نوعی که ابتدا میزان جابجایی در مقدار کمتری از بار اعمال شده، افزایش چشمگیری داشته و سپس تا رسیدن به بار خرابی، شیب نمودار بار – جابجایی، در تمام ستون‌ها افزایش زیادی یافته است.

در جدول (۱) مقایسه نتایج تئوری و آزمایشگاهی ستون‌ها آورده شده است.

جدول (۱) مقایسه نتایج تئوری و آزمایشگاهی ستون‌ها

	نام ستون				
ارقام ثبت شده	SB	FB	SM	FM	
ظرفیت تئوری۱ (تن)	۷۷/۸۲	۷۷/۸۲	۶۹/۷۹	۶۶/۶۸	
ظرفیت تئوری۲ (تن)	۸۰/۳۵	۸۰/۳۵	۷۷/۴۹	۷۳/۴۹	
بار تخریب در آزمایشگاه (تن)	۸۱/۷۳	۹۷/۷۴	۸۲/۵۰	۷۳/۹۲	
بیشترین تنش فولاد طولی (مگاپاسکال)		۴۳۴	۳۱۲	۲۹۷/۸	۳۰۸/۶
بیشترین تنش فولاد عرضی (مگاپاسکال)		۱۰۲	۲۲۶/۲	۱۲۴	۳۵۳/۸
بیشترین کرنش در وسط ارتفاع		۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۱۸۷	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۱۹
طول تخریب از بالا (سانتی متر)		۳۱	۲۹	۳۳/۵	۳۰
بیشترین عرض ترک (میلی متر)		۰/۱۶	۰/۰۶	۰/۱۸	۰/۲

در ادامه تصاویر مربوط به مراحل بارگذاری نمونه‌ها در شکل (۱۱) پس از تخریب آورده شده است.

شکل (۱۱) تصویری از تخریب ستون‌های آزمایش شده

همانطور کـه در شـکل (۱۱) مشـاهده مـی‌شـود و همچنـین بـا توجـه بـه نتـایج جـدول (۱)، طـول خرابـی در ایـن سـتون‌هـا زیاد است. به عبارتی ترک‌ها تـا لحظـه تخریـب بـه مقـدار زیـادی بـه سـمت وسـط سـتون پیشـروی داشـته اسـت. همچنـین در سـتون‌هـای ایـن گـروه، کـه از تنـگ هـای معمـولی و مـنظم (حلقـه بسـته مجـزا بـه فاصـله ۱۰ سـانتی متـر) در سرتاسـر ارتفاع برخوردار بـوده انـد، پـس از تخریـب پوشـش بـتن و پرتـاب شـدن آن بـه بیـرون، قسـمت محصـور شـده (هسـته بـتن) نیز دچار خرابی شده و امکان تحمل باربری پس از تخریب را ندارد.

در نهایت همانطور که اشاره شد هر چهار ستون، در باری بیش از مقادیر تخمین زده شده تئوری تخریب شدند.

در هیچکدام از نمونه‌هـای آزمـایش شـده دارای وصـله جـوش سـر بـه سـر و وصـله پوششـی، رفتـار غیـر منتظـره‌ای مشـاهده نگردید، به بیان دیگر، خرابـی در محـل وصـله‌هـا مشـاهده نگردیـد. بـا تخریـب سـتون‌هـا، خـاموت‌هـای فوقـانی سـتون‌هـا بـه دلیل فشار وارد شده از سمت هسته بتن، سیم آرماتوربندی تنگ‌ها، پاره شده بود.

۹- نتیجه گیری

در این مقاله کوشـش بـر آن بـود تـا بـا بررسـی آزمایشـگاهی، اسـتفاده از دو نـوع مختلـف وصـله مقایسـه و بـا ضـوابط آیـین نامه کنترل شود. در نهایت اهم نتایج این تحقیق به صورت زیر می باشد:

۱- در مـورد نـوع وصـله اسـتفاده شـده در سـتون‌هـا، اتفـاق غیـر منتظـره‌ای در هیچکـدام از شـیوه‌هـای وصـله بـه لحـاظ ظـاهری رخ نـداد. لـیکن افـزایش تـنش در فـولادهـای عرضـی سـتون‌هـایی کـه میلگردهـای آن‌هـا بـا روش پوششـی وصـله شده است، می تواند استفاده از ایـن روش را تحـت الشـعاع قـرار دهـد چـرا کـه تسـلیم فـولادهـای عرضـی قبـل از فولادهـای

طولی سوال برانگیز است. در صورتی که تنش در فولادهای عرضی از حد تسلیم بگذرد، می‌تواند حتی باعث تخریب ستون پیش از ظرفیت باربری پیش بینی شده آن گردد.

۲- در بار تخریب، تنها فولادهای طولی ستون دایره ای شکل با فولاد عرضی به صورت حلقه مجزا به فواصل ۱۰ سانتی متر، که دارای وصله پوششی در پایین ستون می باشد (ستون SB)، به تنشی بیش از حد تسلیم دسترسی پیدا کرده است. این در حالیست که کرنش بتن در محدوده بار تخریب این ستون به حدود ۰/۰۰۱۹ رسیده است. به نظر می رسد عملکرد ستون های با فولاد طولی نزدیک به حداکثر مجاز پیش بینی شده در آیین نامه (ρ=%۸) نیاز به بازنگری دارد. همچنین کرنش در مقاطع مختلف در ارتفاع ستون مقدار یکسانی اندازه گیری نشده است. بعبارت دیگر در لحظه تخریب، ممکن است در هیچ مقطعی از ستون، کرنش بتن به مقدار پیش بینی شده آیین نامه ها (۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۳۵) دسترسی پیدا نکند. در این مورد انجام آزمایشات بیشتر ضروری است.

۳- وقوع ترک در تمام ستون‌ها بعد از بار خدمت صورت گرفته است. به عبارت دیگر، هر دو نوع وصله قادر به تحمل بار خدمت بدون ترک خوردگی می باشند. بنابراین، در بارهای قبل از خدمت که در آن مصالح (فولاد و بتن) دارای تنش‌های کمی هستند، هر دو روش از مزایای یکسانی برخوردارند.

۴- در ارتباط با شیوه اتصال سربه سر، با توجه به عوامل مؤثر در کاهش کیفیت جوش با این روش، قابلیت اعتماد به این روش کاهش می‌یابد.

۵- در یک جمع‌بندی کلی، برای اعضای فشاری واقع در مناطق زلزله خیز و در تحلیل‌های نهایی (عملکرد غیر خطی) ستون، وصله پوششی نسبت به جوش سر به سر ارجح تر است. در حالی که در تحلیل‌های خطی و بارهای کمتر از خدمت (عملکرد خطی) هر دو نوع وصله یاد شده، دارای عملکرد یکسانی است.

۱۰- تقدیر

نویسندگان این مقاله از بخش عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان به دلیل در اختیار قرار دادن آزمایشگاه و فراهم نمودن بخشی از مواد و مصالح مورد نیاز و همچنین همکاری های انجام شده کمال تشکر و قدردانی را دارند.

۱۱- مراجع

[۱] مستوفی نژاد، داود، سازه‌های بتن آرمه (جلد اول)، اصفهان، ارکان دانش، ۱۳۹۱.

[۲] مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه، تهران، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.

[۳] آیین نامه بتن ایران (آبا)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، تهران، ۱۳۸۳.

[4] American Concrete Institute, ACI Committee 318, Building Code Requierments for Structural Concrete, Texas, USA, 2014.

[5] Yamamoto, R., "A Hot Shearing Method for Removing Flash is Proposed as a Way to Inspect the Integrity of Gas Pressure Welds", Gas Pressure Welding Method for Reinforcing Steel Bar; 1998.

[٦] خیرالدین، علی، فامیلی، هرمز، شیرین سخن، هادی، دلنواز، محمد، معرفی روش های نوین وصله آرماتورها در سازه‌های بتن آرمه، نشریه داخلی انجمن بتن ایران، سال هفدهم، شماره ٦١، بهار ١٣٩٥، ص ٥٢ تا ٦٧.

[٧] طغرلی‌پور، امیررضا، بررسی آزمایشگاهی و تئوری ستون‌های بتن آرمه شامل وصله میلگردها و جوش سر به سر (فورجینگ)، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، بخش مهندسی عمران، دانشگاه شهید باهنر کرمان ١٣٩٥.

Experimental Investigation of Reinforced Concrete Columns Consisting of Overlap Spliced and Forge Welded Steel Bars Under Uniaxial Load with Different Stirrup Spacing

A. A. Maghsoudi
Prof. of Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran.

****A. R. Toghrolipour***
M.Sc. in Civil Engineering, Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran.
amirrezatoghroli@yahoo.com

Abstract:
In this paper, four short reinforced concrete (RC) columns with circular section has been built at kerman university lab that are classified in one group. The group consists of columns with stirrups along their height based on Iranian Concrete Code (ABA). In this group, two columns consist of forge welded steel bars at mid-height and their bottom, and two others contain overlap spliced at the same locations. For monitoring displacements, stress and strain of steel bars and concrete for every step of uniaxial loading, different types of gauges has been installed at different locations of columns. For monitoring purpose, the gauges are connected to Data Logger and computer for further analysis. The results of monitoring and the theoretical works are shown that, specially in earthquake zones, overlap splice acts satisfactorily in comparison to forge welded steel bars although, both methods of forge and splicing have same behavior under service loads.
Keywords: *Monitoring, RC columns, Overlap splice, Forging, Uniaxial load.*