

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه شاهرود

دانشکده عمران
گروه سازه و زلزله

بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن آرمه تقویت شده با FRP براساس آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا

دانشجو:

زینب اندرواره

اساتید راهنما:

دکتر وحیدرضا کلاتجاری

دکتر فرشید جندقی علایی

پایان‌نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۳

سرآغاز

الهی

نه شناخت تو را توان، نه ثنای تو را زبان؛ نه در بای جلال و کبر بای تو را کران؛ پس تو را مدح و ثنای چون
توان؟

تو را که داند، که تو را تو دانی تو، تو را نداند کس، تو را تو دانی بس.

الهی

هر شادی که بی توست، اندوه است، هر منزل که نه در راه توست، زندان است، هر دل که نه در طلب
توست، ویران است؛ یک نفس با تو بهر دو گیتی ارزان است.

الهی

چه خوش بازاری است بازار عارفان، در کار تو؛ چه آتشین است نفس های ایشان در یاد کرد و یاد
داشت تو؛ چه خوش دردی است در درد مشتاقان در سوز شوق و مهر تو و چه زیباست گفت و گوی ایشان
در نام و نشان تو.

الهی

از کرم همین چشم داریم و از لطف تو همین گوش داریم؛ پیامر ما را که بس آلوده ایر به کرد خویش؛ بس
در مانده ایر به وقت خویش، بس مغروریم به پندار خویش، بس محوسیم در سزای خویش؛ دست گیر ما
را به فضل خویش، باز خوان ما را به کرم خویش و بار ده ما را به احسان خویش.

(یکی از مناجات های خواجہ عبدالہ انصاری)

تقدیم:

هال را با بران باید تا بشوید غبار نشسته بر پرگهایش را و سیرایش کند از آب حیات.
و آفتاب باید

تا بتاباند نیرو را و محکم کند شاخه‌های تازه رویده را.

به نام مادر

بوسه‌ای باید زرد دست‌هایی را که می‌شویند غبار خستگی روزگار را و سیراب می‌کنند روح تشنه را.

به نام پدر

بوسه‌ای باید زرد دست‌هایی را که می‌تابانند نیرو را و محکم می‌کنند استواری پایه‌های زیستن را.

و تقدیر بر

همه کسانی که لحظه‌ای بعد انسانی و وجدانی خود را فراموش نمی‌کنند و بر آستان گران سنگ انسانیت سرفرو
می‌آورند و انسان را با همه تفاوت‌هایش ارج می‌هند.

قدردانی

حال که به لطف و مرحمت لایتناهی حضرت حق، مراحل این پایان نامه، سرو به اتمام نهاده، بر خود لازم دانستم تا از همه دوستانی که در پیشبرد اهداف این پایان نامه، اینجانب را مساعدت و یاری نمودند، سپاس و قدردانی بعمل آورم.

ابتدا بر خود لازم می دانم تا از زحمات بی دریغ و بی شائبه اساتید محترم، جناب آقای دکتر وحیدرضا کلا جخاری و جناب آقای دکتر فرشید علایی که راهنمایی این تحقیق را بر عهده داشتند و از هر گونه راهنمایی و مساعدت مضایقه نکردند، تشکر و قدردانی ویژه ای داشته باشم. بی شک بدون حمایت و پشتیبانی آنان انجام این تحقیق مقدور نمی بود.

همچنین از جناب آقای دکتر داوود شاهسونی، از اساتید محترم دانشکده ریاضی دانشگاه شاهرود که نقشی ارزنده و مکمل در انجام این پایان نامه داشتند سپاس گذاری می کنم.

و در انتها سپاس گزرا کلیه دوستان و عزیزانی هستم که در مراحل مختلف تحصیلی مرا یاری نمودند؛ هر چند مجال برای بیان نام نك نك این دوستان نیست، لیکن همیشه خود را مرمون لطف و مهربانی آنها دانستم و امید دارم به لطف الهی روزی توان جبران محبت هایشان را داشته باشم.

تعهد نامه

اینجانب **زینب اندرواره** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته **مهندسی عمران** - سازه دانشکده **عمران** دانشگاه **شاهرود**، نویسنده پایان نامه **بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP بر اساس آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا** تحت راهنمایی **دکتر وحیدرضا کلاتجاری** و **دکتر فرشید جندقی علایی** متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش‌های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه شاهرود » و یا « Shahrood University » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است.

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

معایب طراحی، عدم دقت کافی در ساخت و ساز، استفاده از مصالح با کیفیت پایین و تغییر کاربری سازه از مهمترین دلایلی هستند که باعث می‌شود سازه‌های موجود ضوابط آیین‌نامه‌ها را اقناع نکنند و در نتیجه نیاز به ترمیم و مقاوم‌سازی پیدا کنند. مقاوم‌سازی در قسمت‌های مختلف یک سازه مانند تیر، دال، ستون و ... صورت می‌گیرد. اما ستون‌ها مهم‌ترین بخش یک سازه در انتقال نیرو هستند، بنابراین استفاده از روش مناسب جهت مقاوم‌سازی این المان‌ها ضروری است. طی دهه اخیر رشد چشم‌گیری در استفاده از مصالح FRP که نوع پیشرفته‌ای از کامپوزیت‌ها هستند، صورت پذیرفته است. وجود جذابیت‌های مهندسی زیادی در این نوع کامپوزیت‌ها مانند: نسبت مقاومت به وزن بالا، مقاومت بالا در برابر خستگی و دوام زیاد در مقابل خوردگی، منجر به افزایش کاربرد آنها شده است. مدل‌های تئوری زیادی جهت تعیین میزان افزایش مقاومت و شکل‌پذیری بتن محصور شده با FRP وجود دارد، اما مقایسه نتایج مدل‌ها با داده‌های آزمایشگاهی نشان دهنده وجود عدم قطعیت‌های زیادی در مدل‌های تئوری است. افزایش استفاده و بهینه‌سازی FRP به مقدار زیادی به توسعه دستورالعمل‌های طراحی آن بستگی دارد. به همین دلیل برآن شدیم که با استفاده از علم تئوری قابلیت اعتماد، میزان ایمنی آیین‌نامه‌های موجود جهت استفاده از FRP، در کشورهای ایران و آمریکا، را بررسی کنیم. یکی از عوامل مؤثر در بررسی شاخص ایمنی آیین‌نامه‌های طراحی هر کشور، شناسایی جامع و کامل عوامل احتمالاتی حاکم می‌باشد. این در حالی است که متأسفانه در کشور ایران در رابطه با متغیرهای بار و مقاومت مطالعات جامعی صورت نگرفته است. علاوه بر این، مطالعات انجام شده در زمینه قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP، بسیار محدود هستند، به همین دلیل سعی شده است که یک جامعه آماری برای مقاومت ستون‌های تقویت شده براساس شرایط آماری هر کشور، تشکیل شود و سپس با استفاده از روش راکوئیز-فیسler میزان شاخص ایمنی آیین‌نامه‌های موجود مورد بررسی قرار بگیرد.

کلمات کلیدی: قابلیت اعتماد، عدم قطعیت، ستون‌های بتن‌آرمه، FRP.

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه:

- ارائه مقاله با عنوان "بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح محصور شده با FRP" در سومین کنفرانس ملی مصالح و سازه‌های نوین در مهندسی عمران.

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول: مقدمه	
۱-۱ مقدمه	۲
۲-۱ تحلیل احتمالاتی سازه‌ها	۴
۳-۱ تحلیل قابلیت اعتماد	۵
۴-۱ عدم قطعیت در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها	۶
۵-۱ اهمیت مقاوم‌سازی	۸
۶-۱ مروری بر مطالعات انجام گرفته در زمینه قابلیت اعتماد ستون‌ها	۱۰
۷-۱ مروری بر مطالب پایان‌نامه	۱۲
فصل دوم: طراحی براساس شرایط ایمنی	
۱-۲ مقدمه	۱۶
۲-۲ دیدگاه تاریخی	۱۷
۳-۲ روش‌های طراحی	۲۰
۱-۳-۲ روش‌های طراحی آیین‌نامه‌ای	۲۰
۲-۳-۲ طراحی براساس شرایط ایمنی	۲۱
۴-۲ تئوری قابلیت اعتماد	۲۲
۵-۲ مروری بر تعاریف آماری	۲۳
۵-۲-۱ متغیر تصادفی	۲۳
۵-۲-۲ میانگین یا امید ریاضی	۲۳
۵-۲-۳ واریانس	۲۳
۵-۲-۴ ضریب پراکندگی	۲۴
۵-۲-۵ تابع چگالی احتمال	۲۴
۵-۲-۶ توزیع تجمعی احتمال	۲۵
۵-۲-۷ متغیرهای تصادفی نرمال	۲۶
۵-۲-۸ متغیرهای تصادفی لگ نرمال	۲۷
۵-۲-۹ توزیع گاما	۲۹
۵-۲-۱۰ توزیع حدی نوع I	۳۱
۵-۲-۱۱ توزیع حدی نوع II	۳۱
۵-۲-۱۲ توزیع حدی نوع III	۳۳
۶-۲ توابع حالت حدی (توابع عملکرد)	۳۴

۳۵	۶-۲ روش‌های محاسبه شاخص ایمنی.....
۳۶	۱-۶-۲ تعریف عمومی شاخص ایمنی.....
۳۷	۲-۶-۲ روش‌های تحلیلی.....
۳۷	۱-۲-۶-۲ روش مقدار میانگین.....
۴۰	۳-۲-۶-۲ روش راکویتز-فیسلر.....
۴۲	۳-۶-۲ روش‌های عددی.....
۴۲	۱-۳-۶-۲ آنالیز مونت کارلو.....

فصل سوم: روش‌های مقاوم سازی سازه‌های بتن‌آرمه

۴۶	۱-۳ مقدمه.....
۴۷	۲-۳ تاریخچه سازه‌های بتن مسلح.....
۵۰	۳-۳ مقاوم‌سازی و اهمیت آن.....
۵۳	۴-۳ دلایل مقاوم‌سازی.....
۵۳	۵-۳ مراحل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها.....
۵۴	۶-۳ مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح.....
۵۶	۱-۶-۳ ژاکت بتن مسلح.....
۵۸	۲-۶-۳ ژاکت فولادی.....
۵۹	۳-۶-۳ ژاکت FRP.....
۶۰	۷-۳ FRP.....
۶۰	۱-۷-۳ تاریخچه FRP.....
۶۳	۳-۷-۲ کاربرد FRP در مهندسی عمران.....
۶۴	۳-۷-۳ اشکال مختلف مورد استفاده در مهندسی عمران.....
۶۸	۴-۷-۳ مواد سازنده.....
۶۸	۱-۴-۷-۳ الیاف.....
۷۴	۱-۱-۴-۴-۷-۳ مقایسه ویژگی‌های الیاف.....
۷۶	۲-۴-۷-۳ رزین.....
۷۶	۵-۷-۳ انتخاب نوع سیستم FRP.....
۷۶	۱-۵-۷-۳ ملاحظات محیطی.....
۷۷	۲-۵-۷-۳ ملاحظات بارگذاری.....
۷۸	۳-۵-۷-۳ خصوصیات مکانیکی.....
۷۸	۶-۷-۳ چرا از کامپوزیت‌ها برای تقویت و بهسازی سازه‌ها استفاده می‌کنند؟.....

فصل چهارم: آیین‌نامه‌های طراحی

۸۲	۱-۴ مقدمه.....
۸۳	۲-۴ روش‌های طراحی آیین‌نامه‌ای.....

۳-۴	ستون	۸۵
۱-۳-۴	ضوابط و محدودیت‌های فولادگذاری در ستون	۸۶
۵-۴	مدل‌های طراحی	۸۷
۶-۴	اعضای فشاری تحت بار محوری خالص	۹۰
۷-۴	اعضا فشاری تحت بار محوری و لنگر خمشی	۹۱
۷-۴	حالت‌های شکست یک ستون بتن‌آرمه	۹۲
۷-۵	مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP	۹۶
۸-۴	طراحی ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده بر اساس آیین‌نامه آمریکا	۹۹
۱-۸-۴	روابط طراحی اعضا تحت نیروی محوری	۱۰۰
۲-۸-۴	روابط طراحی اعضا تحت نیروی محوری و خمش	۱۰۳
۹-۴	روابط طراحی ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده براساس آیین‌نامه ایران	۱۰۶
۱-۹-۴	ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص	۱۰۰۶
۱۰-۴	ترکیبات بار	۱۰۷

فصل پنجم: مدل‌های بار و مقاومت

۱-۵	مقدمه	۱۱۰
۲-۵	متغیرهای بار	۱۱۱
۱-۲-۵	مدل بار	۱۱۲
۲-۲-۵	بار مرده	۱۱۳
۳-۲-۵	بار زنده	۱۱۳
۱-۳-۲-۵	بار زنده طراحی	۱۱۳
۲-۳-۲-۵	حداکثر بار زنده	۱۱۵
۴-۲-۵	بارهای محیطی	۱۱۶
۱-۴-۲-۵	بار باد	۱۱۶
۲-۴-۲-۵	بار برف	۱۲۸
۳-۴-۲-۵	بار زلزله	۱۲۹
۵-۲-۵	پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار	۱۳۰
۶-۲-۵	نسبت تأثیرات بارها به اثرات بار مرده	۱۳۰
۱-۶-۲-۵	تعیین نسبت بار زنده به مرده	۱۳۱
۲-۶-۲-۵	تعیین نسبت بار برف به بار مرده	۱۳۲
۷-۲-۵	قانون ترک استرا	۱۳۳
۳-۵	مدل‌های مقاومت	۱۳۴
۱-۳-۵	مطالعه ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP	۱۳۷
۱-۱-۳-۵	مشخصات آماری بتن	۱۳۷
۲-۱-۳-۵	مشخصات آماری تنش تسلیم فولاد	۱۴۳
۳-۱-۳-۵	عدم قطعیت در سطح مقطع آرماتورها	۱۴۴

۱۴۵.....	۴-۱-۳-۵ عدم قطعیت در ابعاد مقاطع.....
۱۴۷.....	۲-۳-۵ عدم قطعیت در FRP.....
۱۴۷.....	۱-۲-۳-۵ مقدمه.....
۱۴۹.....	۲-۲-۳-۵ منابع عدم قطعیت.....
۱۵۰.....	۳-۲-۳-۵ توزیع احتمالی FRP.....
۱۵۶.....	۴-۵ مطالعه آماری مقاومت ستون.....
۱۶۵.....	۵-۵ تابع توزیع مقاومت.....

فصل ششم: ارزیابی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح تقویت شده با FRP

۱۷۰.....	۱-۶ مقدمه.....
۱۷۰.....	۲-۶ توابع حالت حدی.....
۱۷۱.....	۱-۲-۶ توابع حالت حدی کشور آمریکا.....
۱۷۷.....	۲-۲-۶ توابع حالت حدی کشور ایران.....
۱۷۸.....	۳-۶ شاخص قابلیت اعتماد هدف.....
۱۷۹.....	۴-۶ تعیین شاخص قابلیت اعتماد.....
۱۸۲.....	۱-۴-۶ بررسی آیین‌نامه آمریکا.....
۱۸۷.....	۲-۴-۶ بررسی آیین‌نامه ایران.....
۱۹۱.....	۵-۶ بررسی اثر متغیرها بر شاخص ایمنی.....
۲۰۳.....	۶-۶ مقایسه ترکیبات کامل و ساده‌سازی شده آیین‌نامه آمریکا.....
۲۰۵.....	۷-۶ مقایسه آیین‌نامه ACI318-99 با ACI318-05.....
۲۰۸.....	۸-۶ بررسی شرایط آماری ایران تحت آیین‌نامه آمریکا.....
۲۱۲.....	۹-۶ نتایج.....
۲۱۵.....	۱۰-۶ پیشنهادات.....

شکل (۱-۱): احتمال خرابی.....	۵
شکل (۱-۲): تفاوت بین مدل قطعی و مدل احتمالاتی.....	۱۶
شکل (۲-۲): تندیس حکاکی شده قانون همورابی.....	۱۸
شکل (۳-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال.....	۲۵
شکل (۴-۲): نمونه‌ای از تابع توزیع تجمعی.....	۲۵
شکل (۵-۲): نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال.....	۲۶
شکل ۲-۶: PDF توزیع لگ نرمال با انحراف معیارهای مختلف.....	۲۸
شکل (۷-۲): تأثیر مقدار عددی گاما بر روی شکل pdf.....	۳۰
شکل (۸-۲): تابع چگالی احتمال توزیع گاما با مقادیر متفاوت k.....	۳۰
شکل (۹-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال توزیع حدی نوع I.....	۳۲
شکل (۱۰-۲): ارتباط ضریب تغییرات با پارامتر k.....	۳۳
شکل (۱۱-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال تابع توزیع حدی نوع II.....	۳۳
شکل (۱۲-۲): تعریف شاخص ایمنی.....	۳۷
شکل (۱-۳): ساختمان بانک ملی کالرینا، ساخته شده در سال ۱۹۹۱.....	۴۷
شکل (۲-۳): ساختمان پانتئون - ایتالیا.....	۴۸
شکل (۳-۳): خرابی‌های ناشی از زلزله.....	۵۲
شکل (۴-۳): تصاویری از زلزله‌های منجیل و بم.....	۵۲
شکل (۵-۳): نمودار تنش-کرنش استوانه‌های بتنی در فشار هیدرواستاتیک.....	۵۵
شکل (۶-۳): خرابی پایه‌ی یک پل در لس آنجلس به دلیل کمبود آرماتورهای عرضی.....	۵۶
شکل (۷-۳): اجرای ژاکت بتن مسلح به منظور مقاوم‌سازی ستون با مقطع مستطیلی.....	۵۷
شکل (۸-۳): ستون مقاوم‌سازی شده با ژاکت بتن مسلح.....	۵۸
شکل (۹-۳): ستون بتن مسلح مستطیلی مقاوم‌شده با ژاکت فولادی.....	۵۹
شکل (۱۰-۳): نصب صفحات CFRP به منظور مقاوم‌سازی خمشی تیر.....	۶۴
شکل (۱۱-۳): تمیز کردن ستون قبل از نصب ورقه‌ها - نصب FRP.....	۶۴
شکل (۱۱-۳): میلگردهای کامپوزیتی از جنس کربن و شیشه.....	۶۶
شکل (۱۲-۳): مقاطع I شکل از جنس کامپوزیت.....	۶۷
شکل (۱۳-۳): اجزای تشکیل دهنده کامپوزیت‌ها.....	۶۸
شکل (۱۴-۳): مقایسه قیمت الیاف‌های مختلف.....	۷۴
شکل (۱۵-۳): مقایسه بین مدول کششی الیاف و فلزات.....	۷۵
شکل (۱۶-۳): مقایسه مقاومت کششی الیاف با فلزات.....	۷۵
شکل (۱-۴): منحنی هاگنستاد و هاگنستاد اصلاح شده.....	۸۸
شکل (۲-۴): الف: مقطع بتن‌آرمه، ب: نمودار توزیع کرنش، ج: نمودار توزیع تنش واقعی با رفتار تقریباً سهمی، د: نمودار توزیع تنش مستطیلی معادل (ویتنی).....	۸۸

- شکل (۳-۴): نمایش بار محوری و لنگر خمشی وارد بر یک ستون با بار محوری در یک خروج از مرکزیت..... ۹۲
- شکل (۴-۴): رفتار یک ستون بتن‌آرمه و نمودارهای توزیع کرنش و توزیع تنش در مقطع در ترکیبات مختلف بار محوری اسمی و لنگر خمشی اسمی..... ۹۳
- شکل (۵-۴): دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان ($P-M$)، برای یک ستون بتن مسلح..... ۹۵
- شکل (۶-۴): میزان انطباق مدل‌های ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی..... ۹۸
- شکل (۷-۴): رفتار تنش-کرنش ستون محصور نشده و محصور شده با FRP..... ۹۹
- شکل (۸-۴): مدل تنش-کرنش لام و تنگ برای ستون محصور شده با FRP..... ۱۰۱
- شکل (۹-۴): مقطع دایره معادل با مقطع مستطیل..... ۱۰۲
- شکل (۱۰-۴): دیاگرام اندرکنش ستون محصور شده و محصور نشده..... ۱۰۴
- شکل (۱۱-۴): توزیع کرنش در نقاط B و C در دیاگرام اندرکنش..... ۱۰۵
- شکل (۱۲-۴): ضریب کاهش مقاومت براساس آیین‌نامه آمریکا..... ۱۰۸
- شکل (۱-۵): ایده‌آل سازی بارهای وارد بر یک سازه..... ۱۱۲
- شکل (۲-۵): نمونه‌ای از داده‌های گرفته شده از سازمان هواشناسی-مربوط به شهر تهران..... ۱۲۰
- شکل (۳-۵): استفاده از آزمون کولموگروف-اسمیرنوف جهت تست توزیع..... ۱۲۰
- شکل (۴-۵): بررسی آزمون کای اسکوار برای شهر قم..... ۱۲۴
- شکل (۵-۵): هیستوگرام و برازش توزیع به داده‌های شهر بابلسر..... ۱۲۶
- شکل (۶-۵): نتیجه برازش توزیع‌های مختلف به داده‌های شهر بابلسر..... ۱۲۸
- شکل (۷-۵): دتایل سقف تیرچه بلوک..... ۱۳۱
- شکل (۸-۵): مقاومت فشاری نمونه‌های اندازه‌گیری شده..... ۱۳۹
- شکل (۹-۵): منابع عدم قطعیت در FRP..... ۱۴۹
- شکل (۱۰-۵): نتایج توزیع‌های مختلف بر روی داده‌ها..... ۱۵۴
- شکل (۱۱-۵): بررسی توزیع ویبل برای ویژگی‌های FRP..... ۱۵۵
- شکل (۱۲-۵): مشخصات مقطع مورد بررسی..... ۱۵۷
- شکل (۱۲-۵): $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.02, n = 2$ ، شرایط آماری کشور آمریکا..... ۱۶۶
- شکل (۱۳-۵): $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.02, n = 5$ ، شرایط آماری کشور آمریکا..... ۱۶۶
- شکل (۱۴-۵): $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.03, n = 4$ ، شرایط آماری کشور آمریکا..... ۱۶۷
- شکل (۱۵-۵): $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.03, n = 5, b = 700\text{mm}, h = 700\text{mm}$ ، شرایط آماری کشور آمریکا..... ۱۶۷
- شکل (۱۶-۵): $f_c = 28, F_y = 420, \rho = 0.02, n = 2$ ، شرایط آماری کشور آمریکا..... ۱۶۷
- شکل (۱۷-۵): $f_c = 21.4\text{medium}, F_y = 408.2, \rho = 0.03, n = 3$ ، شرایط آماری کشور ایران..... ۱۶۸
- شکل (۱۸-۵): $f_c = 21.4, \text{poor}, F_y = 408.2, \rho = 0.03, n = 1$ ، شرایط آماری کشور ایران..... ۱۶۸
- شکل (۱-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بارگذاری و تعداد لایه‌ها..... ۱۸۲
- شکل (۲-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با شرایط آماری $f_c = 21, F_y = 400, \rho = 0.01, S/D = 0.2$ ۱۸۳
- شکل (۳-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن و نسبت $L/D = 0.5; S/D = 0.2$ ۱۸۳
- شکل (۴-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و نسبت..... ۱۸۳
- $L/D = 1.5; S/D = 0.2, f_c = 21, F_y = 420$ ۱۸۳

- شکل (۵-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با خروج از مرکزیت و نسبت
 ۱۸۴..... $S/D = 0.2, f_c = 21, F_y = 420, n = 3$
- شکل (۶-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بارگذاری و تعداد لایه،
 ۱۸۴..... $f_c = 28, F_y = 420, \rho = 0.01$
- شکل (۷-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر تنش تسلیم میلگردها و تعداد لایه،
 ۱۸۴..... $f_c = 35, \rho = 0.01, L/D = 1.0, S/D = 0.2$
- شکل (۸-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار برف به بار مرده و تعداد لایه،
 ۱۸۵..... $f_c = 21, \rho = 0.01, L/D = 1.5$
- شکل (۹-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر خروج از مرکزیت،
 ۱۸۵..... $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 2$
- شکل (۱۰-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده به بار مرده و تعداد لایه،
 ۱۸۵..... $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.03$
- شکل (۱۱-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت فشاری بتن و تعداد لایه،
 ۱۸۶..... $L/D = 0.5, S/D = 0.2, \rho = 0.01$
- شکل (۱۲-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایه، $f_c = 21, F_y = 420$ ،
 ۱۸۶.....
 شکل (۱۳-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار برف و تعداد لایهها،
 ۱۸۶..... $f_c = 28, F_y = 420, L/D = 1$
- شکل (۱۴-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زلزله و تعداد لایهها،
 ۱۸۷..... $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01, E/D = 0.5$
- شکل (۱۵-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایهها،
 ۱۸۷..... $F_y = 420, \rho = 0.01, E/D = 0.5$
- شکل (۱۶-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده و تعداد لایهها،
 ۱۸۸..... $f_c = 21.4\text{poor}, F_y = 408.2, \rho = 0.01$
- شکل (۱۷-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده و تعداد لایهها،
 ۱۸۸..... $f_c = 21.4\text{medium}, F_y = 408.2, \rho = 0.01$
- شکل (۱۸-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایهها،
 ۱۸۸..... $f_c = 32.1\text{medium}, F_y = 408.2, L/D = 1$
- شکل (۱۹-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن با کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایهها،
 ۱۸۹..... $F_y = 408.2, L/D = 1.5, \rho = 0.01$
- شکل (۲۰-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن با کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایهها،
 ۱۸۹..... $F_y = 408.2, L/D = 0.5, W/D = 2, \rho = 0.01$
- شکل (۲۱-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار باد و تعداد لایهها،
 ۱۸۹..... $f_c = 37.8\text{medium}, F_y = 408.2, L/D = 1, \rho = 0.01$
- شکل (۲۲-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر تنش تسلیم میلگردها و تعداد لایهها،
 ۱۹۰..... $f_c = 32.1\text{medium}, L/D = 1.5, \rho = 0.02, W/D = 0.5$
- شکل (۲۳-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار باد و تعداد لایهها،
 ۱۹۰..... $f_c = 21.4\text{poor}, \rho = 0.01, F_y = 408.2$

- شکل (۶-۲۴): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن در شرایط کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایه‌ها، $\rho = 0.01, F_y = 408.2, W/D = 0.5$ ۱۹۰
- شکل (۶-۲۵): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 420, \rho = 0.01, W/D = 0.5$ ۱۹۲
- شکل (۶-۲۶): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 280, \rho = 0.01, W/D = 0.5$ ۱۹۲
- شکل (۶-۲۷): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 280, \rho = 0.02, W/D = 0.5$ ۱۹۳
- شکل (۶-۲۸): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران، $F_y = 408.2, \rho = 0.01, W/D = 0.5, L/D = 1$ ۱۹۳
- شکل (۶-۲۹): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت ضعیف، آیین‌نامه ایران، $F_y = 408.2, \rho = 0.01, W/D = 0.5, L/D = 1$ ۱۹۴
- شکل (۶-۳۰): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران، $F_y = 306.1, \rho = 0.01, W/D = 0.5, L/D = 1$ ۱۹۴
- شکل (۶-۳۱): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران، $F_y = 306.1, \rho = 0.02, W/D = 0.5, L/D = 1$ ۱۹۴
- شکل (۶-۳۲): تغییرات β با تغییر تنش تسلیم میلگردها، آیین‌نامه آمریکا، $f_c = 35, F_y = 400, \rho = 0.01, L/D = 0.5$ ۱۹۵
- شکل (۶-۳۳): تغییرات β با تغییر تنش تسلیم میلگردها، آیین‌نامه ایران، $f_c = 35, \rho = 0.01, L/D = 1$ ۱۹۵
- شکل (۶-۳۴): تغییرات β با تغییر درصد آرماتور، آیین‌نامه آمریکا، $f_c = 21, F_y = 400, \rho = 0.01, L/D = 1.5$ ۱۹۶
- شکل (۶-۳۵): تغییرات β با تغییر درصد آرماتور، آیین‌نامه ایران، $f_c = 32.1, F_y = 400, \rho = 0.01, L/D = 1.5$ ۱۹۶
- شکل (۶-۳۶): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور آمریکا ۱۹۷
- شکل (۶-۳۷): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور آمریکا ۱۹۷
- شکل (۶-۳۸): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور ایران ۱۹۸
- شکل (۶-۳۹): تأثیر بار برف به بار مرده در شرایط آماری کشور آمریکا ۱۹۸
- شکل (۶-۴۰): تأثیر بار برف به بار مرده در شرایط آماری کشور آمریکا ۱۹۹
- شکل (۶-۴۱): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور ایران ۱۹۹
- شکل (۶-۴۲): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا ۲۰۰
- شکل (۶-۴۳): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا ۲۰۰
- شکل (۶-۴۴): تأثیر بار زلزله بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا ۲۰۰
- شکل (۶-۴۵): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 1$ ۲۰۱
- شکل (۶-۴۶): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 3$ ۲۰۱
- شکل (۶-۴۷): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 2$ ۲۰۲
- شکل (۶-۴۸): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01$ ۲۰۲
- شکل (۶-۴۹): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01$ ۲۰۳
- شکل (۶-۵۰): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01$ ۲۰۳

- شکل (۵۱-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در دو ترکیب بار ساده سازی شده و کامل،
 ۲۰۴..... $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, E/D = 0.5, S/D = 0.2, W/D = 0.5, L/D = 0.5, n = 3$
- شکل (۵۲-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در دو ترکیب بار ساده سازی شده و کامل،
 ۲۰۴..... $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01, E/D = 0.5, S/D = 0.2, W/D = 0.5, L/D = 1.5$
- شکل (۵۳-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار ثقلی در دو آیین نامه.....
 ۲۰۶.....
- شکل (۵۴-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با باد در دو آیین نامه.....
 ۲۰۶.....
- شکل (۵۵-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار باد در دو آیین نامه.....
 ۲۰۷.....
- شکل (۵۶-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار زلزله در دو آیین نامه.....
 ۲۰۷.....
- شکل (۵۷-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با زلزله در دو آیین نامه.....
 ۲۰۸.....
- شکل (۵۸-۶): تأثیر نسبت بارگذاری بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01$
 ۲۰۸.....
- شکل (۵۹-۶): تأثیر مقاومت بتن در حالت کنترل کیفیت ضعیف بر شاخص قابلیت اعتماد
 ۲۰۹..... $F_y = 408.0, \rho = 0.01, L/D = 0.5$
- شکل (۶۰-۶): تأثیر مقاومت بتن در حالت کنترل کیفیت متوسط بر شاخص قابلیت اعتماد
 ۲۰۹..... $F_y = 408.0, \rho = 0.01, L/D = 0.5$
- شکل (۶۱-۶): تأثیر درصد آرماتور در حالت کنترل کیفیت متوسط بر شاخص قابلیت اعتماد
 ۲۰۹..... $f_c = 21.4, F_y = 408.0, \rho = 0.01, L/D = 0.5$
- شکل (۶۲-۶): تأثیر نسبت بارگذاری بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, l/d = 0.5$
 ۲۱۰.....
- شکل (۶۳-۶): تأثیر تنش تسلیم بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21, \rho = 0.02, L/D = 0.5, W/D = 0.5$
 ۲۱۰.....
- شکل (۶۴-۶): تأثیر نسبت بار زلزله بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21, F_y = 408.2, \rho = 0.01, L/D = 0$
 ۲۱۰.....
- شکل (۶۵-۶): تأثیر نسبت بار زلزله بر شاخص قابلیت اعتماد
 ۲۱۱..... $f_c = 21, F_y = 408.2, \rho = 0.01, L/D = 0, E/D = 0.5$
- شکل (۶۶-۶): مقایسه شاخص قابلیت اعتماد دو نمونه در ترکیب بار ثقلی.....
 ۲۱۱.....
- شکل (۶۷-۶): مقایسه شاخص قابلیت اعتماد دو نمونه در ترکیب بار همراه با بار باد.....
 ۲۱۲.....

فهرست جداول

عنوان	صفحه
جدول (۳-۱): مقایسه استفاده از FRP در سال‌های مختلف.....	۶۲
جدول (۳-۲): مقایسه ویژگی الیاف‌های مختلف.....	۷۴
جدول (۴-۱): رابطه‌های پیشنهادی برای تعیین مقاومت فشاری بتن محصور شده.....	۹۶
جدول (۴-۲): ضرایب کاهش محیطی.....	۹۹
جدول (۵-۱): پارامترهای آماری بار مرده.....	۱۱۳
جدول (۵-۲): داده‌های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان تابعی از سطح تأثیر.....	۱۱۵
جدول (۵-۳): ضرایب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله.....	۱۱۶
جدول (۵-۴): مشخصات آماری مربوط به پارامترهای فشار باد.....	۱۱۷
جدول (۵-۵): فراوانی‌های به دست آمده توسط برنامه برای شهر قم.....	۱۲۳
جدول (۵-۶): توزیع مناسب برای سرعت باد شهرهای مبحث ششم.....	۱۲۵
جدول (۵-۷): سرعت‌های با دوره بازگشت ۵۰ سال.....	۱۲۷
جدول (۵-۸): پارامترهای احتمالاتی بار برف.....	۱۲۹
جدول (۵-۹): مقادیر پارامترهای توزیع بار زلزله.....	۱۳۰
جدول (۵-۱۰): پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار.....	۱۳۰
جدول (۵-۱۱): پارامترهای آماری مربوط به بار باد و زلزله برای کشور ایران.....	۱۳۰
جدول (۵-۱۲): تعیین نسبت بار زنده به مرده.....	۱۳۲
جدول (۵-۱۳): نسبت بار برف به بار مرده در مناطق مختلف.....	۱۳۳
جدول (۵-۱۴): معیار ارزیابی بتن‌های ساخته شده براساس آیین‌نامه.....	۱۳۸
جدول (۵-۱۵): معیار ارزیابی بتن ساخته شده براساس آزمایش‌های انجام شده.....	۱۳۸
جدول (۵-۱۶): نتایج مربوط به پارامترهای آماری بتن در سال ۱۹۸۰.....	۱۳۹
جدول (۵-۱۷): نتایج آماری مربوط به مقاومت بتن، ۲۰۰۲.....	۱۴۰
جدول (۵-۱۸): معیار دسته‌بندی کارگاه‌های ایران.....	۱۴۱
جدول (۵-۱۹): پارامترهای آماری مقاومت بتن در کشور ایران.....	۱۴۲
جدول (۵-۲۰): پارامترهای آماری مقاومت بتن توسط حاجی کاظم.....	۱۴۲
جدول (۵-۲۱): مشخصات آماری آرماتورها برای کشور ایران.....	۱۴۳
جدول (۵-۲۲): ضریب پراکندگی آرماتورها.....	۱۴۴
جدول (۵-۲۳): شرایط آماری آمریکا.....	۱۴۶
جدول (۵-۲۴): شرایط آماری ایران.....	۱۴۶
جدول (۵-۲۵): شرایط آماری آمریکا.....	۱۴۶
جدول (۵-۲۶): شرایط آماری ایران.....	۱۴۶
جدول (۵-۲۷): داده‌ها و نتایج ژئوریک.....	۱۵۳
جدول (۵-۲۸): فرمول‌های مورد استفاده در تحقیق ژئوریک.....	۱۵۲
جدول (۵-۲۹): نمونه‌ای از نتایج مربوط به مقاومت برای شرایط آماری کشور آمریکا.....	۱۶۲
جدول (۵-۳۰): نمونه‌ای از نتایج مقاومت مربوط به کشور ایران، تحت نیروی محوری.....	۱۶۴
جدول (۵-۳۱): نمونه‌ای از نتایج مقاومت برای کشور ایران، تحت نیروی محوری و لنگر خمشی.....	۱۶۴

فصل اول:

مقدمه

۱-۱ مقدمه

مطالعه آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها، می‌تواند خواننده‌ی پژوهشگر را با پرسش‌هایی مواجه سازد، پرسش‌هایی از قبیل:

- ضرابی که در آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، چگونه بدست آمده‌اند؟
 - آیین‌نامه‌ها تا چه حد قابل اعتمادند و چرا بایستی همگان ملزم به رعایت آنها باشند؟
 - ایمنی سازه‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌ها، چگونه سنجیده می‌شود؟
 - مؤلفان کدها و آیین‌نامه‌ها چه کسانی هستند؟ آیا آنها افرادی باتجربه‌اند که آیین‌نامه‌ها حاصل عمر کاری و قضاوت مهندسی آنهاست؟
 - چرا تا سالیانی پیش از این، آیین‌نامه‌های طراحی در ایران وجود نداشتند و آیا آیین‌نامه‌های موجود به راستی منشأ و کارکردی بومی دارند؟
- کوشش به منظور یافتن پاسخ این پرسش‌ها، زمینه‌آشنایی با دانش قابلیت اعتماد سازه‌ها^۱ که کاربرد روش‌های احتمال اندیشه‌ها در ارزیابی ایمنی سازه‌هاست را فراهم می‌آورد.
- موضوع بررسی قابلیت اعتماد و ایمنی سازه‌ها^۲ هر چند به دلیل غفلت و بی‌توجهی نسبت به آن در ایران، موضوعی بدیع و نو جلوه می‌کند اما زمینه‌ای است که در کشورهای اروپایی و آمریکایی پس از تدوین آیین‌نامه‌های اولیه و همچنین مطرح شدن مفهوم تئوری ایمنی در دهه هفتاد، بسیار به آن توجه شد و کارهای تحقیقاتی گسترده و مهمی در این زمینه در آن کشورها انجام گرفته است.
- با استفاده از تحلیل قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای می‌توان کفایت سازه‌های جدید طراحی شده و یا ایمنی سازه‌های موجود را مورد بررسی قرار داد. همچنین به کمک نظریه قابلیت اعتماد می‌توان با تعریف ضابطه‌ی خرابی، سیستم‌های سازه‌ای را طراحی نمود. بدین ترتیب می‌توان امید آن را داشت که:

- سازه‌هایی نوین در غیاب مقررات آیین‌نامه‌ها طرح گردد.
- به صورت یک ابزار قوی در اختیار کمیته‌های تدوین آیین‌نامه‌ها قرار گیرد و نتایج این نظریه جایگزین و یا مکمل ضوابط موجود درآید.

- تناقضات بین آیین‌نامه‌های مختلف را یافت و در صدد رفع نقایص آنها برآمد [۱].

در ایران، تحقیقات اندکی در زمینه‌ی بررسی قابلیت اعتماد سازه‌ها موجود است. از این تعداد اندک نیز تنها معدودی به بررسی قابلیت اعتماد سازه‌ها در شرایط کارگاهی ایران اختصاص یافته‌اند. اهمیت انجام مطالعات در زمینه قابلیت اعتماد سازه‌ها در ایران، زمانی بیشتر مشخص می‌شود که بدانیم بدون انجام گرفتن مطالعات جامع و قابل استنادی در زمینه قابلیت اعتماد اعضا و سیستم‌های سازه‌ای در شرایط کارگاهی و اقلیمی ایران، آیین‌نامه‌هایی برای طراحی سازه‌های فولادی و بتن‌آرمه تدوین شده‌اند؛ حال آنکه اینگونه مطالعات مبنای تدوین آیین‌نامه‌های معتبر طراحی سازه‌ها در سرتاسر دنیا هستند. انجام چنین مطالعاتی پیش از هر چیز نیازمند وجود یک جامعه‌ی آماری دقیق و جامع از مشخصات آماری پارامترهای اصلی مقاومت اعضا و همچنین بارهای وارد بر سازه در ایران است که ایجاد آن عزمی جدی و همه جانبه را می‌طلبد.

در پایان نامه حاضر تلاش شده تا با بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح تقویت شده با پلیمرهای کامپوزیتی بر مبنای آیین‌نامه‌های مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نشریه ۳۴۵، ACI318-05 و ACI440R.2R و مقایسه سطح ایمنی این دو آیین‌نامه گوشه‌ای از کمبود مطالعات قابلیت اعتماد در شرایط ایران جبران گردد.

آنچه که در ادامه این فصل می‌خوانیم:

- ❖ مقدمه‌ای بر قابلیت اعتماد
- ❖ مقدمه‌ای بر اهمیت مقاوم‌سازی
- ❖ مروری بر تحقیقات انجام شده در این زمینه
- ❖ مروری بر مطالب مطرح شده در فصل‌های آتی.

۱-۲ تحلیل احتمالاتی سازه ها^۱

تحلیل احتمالاتی سازه‌ها، هنر تنظیم یک مدل ریاضی است که مطابق آن شخص می‌تواند به این پرسش پاسخ دهد که "احتمال رفتار سازه به سبک مشخص، وقتی یک یا تعداد بیشتری از مشخصات مواد تشکیل دهنده، ابعاد، مشخصات هندسی سازه و یا بارها و اثرات روی آن، طبیعت تصادفی یا ناشناخته‌ای دارند، چقدر است؟"

تحلیل احتمالاتی سازه‌ای بسط تحلیل یقین اندیشانه سازه‌ای^۲ است، تحلیل یقین اندیشانه سازه‌ای، هنر تنظیم کردن یک مدل ریاضی است که مطابق آن شخص می‌تواند به این پرسش پاسخ دهد که "رفتار سازه وقتی مشخصات مواد، مشخصات هندسی و بارها همه به صورت قطعی داده شده‌اند، چگونه است؟"

همانطور که گفته شد تحلیل احتمالاتی بسط تحلیل یقین اندیشانه است، زیرا مقادیر یقین اندیشانه می‌توانند به عنوان متغیرهای تصادفی با ویژگی خاص معرفی شوند. اگر یک مدل یقین اندیشانه به مانند یک مدل احتمالاتی رفتار کند فقط با احتمالات ۰ یا ۱ سر و کار خواهیم داشت. اگر مقدار احتمال ۱ باشد، رفتاری که صورت می‌گیرد تنها پاسخ سؤال مطرح شده در مدل یقین اندیشانه است. از آنجایی که رخدادهایی با احتمال صفر مورد تمایل نیستند، افراد در جستجوی رفتارهایی هستند که احتمال رخداد یک دارند. این معادل مسئله‌ی تحلیل یقین اندیشانه است: "ابعاد یک سازه چقدر باشد تا تحت اثر بار وارده، رفتار مشخصی مطابق مدل کلی داشته باشد؟"

در طراحی سازه‌ای احتمال اندیشانه پرسش بدین صورت مطرح می‌شود: "چه ابعادی بایستی به سازه اختصاص یابد تا خواص بهینه‌ای هم جهت با احتمالات مدل احتمال اندیشانه بدست آید؟" این پرسش به شکل دیگری نیز می‌تواند بیان شود: "احتمال وقوع رفتار مشخصی که سازه نسبت به آن به صورت بهینه طراحی شده باشد چقدر است؟"

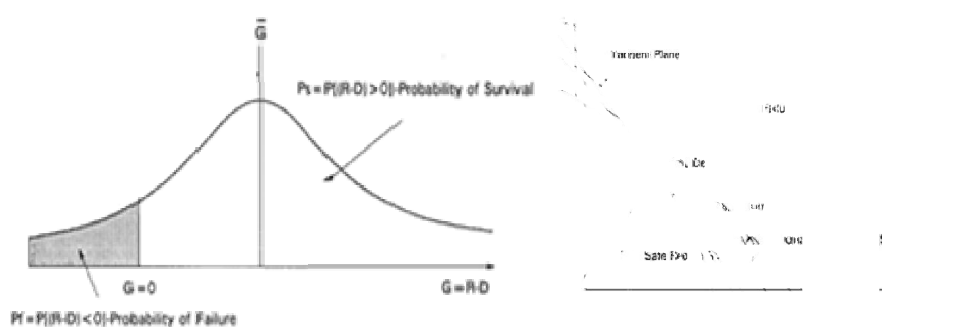
1. Probabilistic Structural Analysis
2. Deterministic Structural Analysis

نهایتاً با بهره‌گیری از قضاوت مهندسی، نتایج به دست آمده از مدل‌های تحلیل یا طراحی سازه‌ای مورد بررسی قرار می‌گیرند تا مبنای استفاده عملی واقع شوند [۲].

تئوری قابلیت اعتماد با تنظیم کردن مباحث آمار و احتمالات و طراحی سازه‌ها، امکان تحلیل احتمالاتی سازه‌ها را فراهم می‌کند. در بخش بعدی سعی می‌کنیم نحوه عملکرد این تئوری را به صورت کلی توضیح دهیم.

۱-۳ تحلیل قابلیت اعتماد

برای انجام آنالیزهای مهندسی و طراحی‌های نرمال باید عدم قطعیت‌های موجود در موضوع مورد بررسی در نظر گرفته شود. بدست آوردن یک مقدار برای ایمنی مطلق در طراحی سازه‌ها، موضوعی نیست که با تجربه قابل حصول باشد زیرا همواره بعضی از خطرهای وجود دارند. برای نشان دادن این عدم قطعیت‌ها در طراحی، آیین‌نامه‌های طراحی مقادیری را تحت عنوان ضرایب ایمنی در نظر می‌گیرند. بدست آوردن این مقادیر و همچنین بررسی تغییرات یک متغیر و میزان اهمیت آن در طراحی از طریق تئوری احتمالات ممکن است. روش قابلیت اعتماد که بر اساس احتمال شکست کار می‌کند به عنوان یک ابزار کمکی برای مهندس در طراحی ساختمان‌ها در نظر گرفته می‌شود. در کل احتمال شکست میزان تجاوز از حالت حدی را مشخص می‌کند. شکست در یک سیستم به صورت احتمال رخداد $R < D$ تعریف می‌شود که در آن R ، مقاومت و D مقدار تقاضا یا بار اعمالی است. بنابراین همانطور که در شکل زیر نشان داده شده است احتمال شکست معادل با احتمال وقوع رخداد $G = R - D < 0$ است.



شکل (۱-۱): احتمال خرابی

در بدست آوردن احتمال شکست یا به عبارتی تخمین قابلیت اعتماد با استفاده از اصول احتمال اندیشانه، لازم است متغیرهای تصادفی و یا فرآیندهای تصادفی معرفی و رفتار خرابی و عدم خرابی سازه مورد نظر تعریف شوند. به دلیل زیاد بودن تعداد متغیرهای تصادفی، استفاده از روش‌های آنالیز دقیق برای محاسبه کردن احتمال شکست مناسب نیست، به دلیل اینکه معمولاً تعداد متغیرها در این روش‌ها محدود است. برای محاسبه احتمال شکست معمولاً از روش‌های تقریبی مانند روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو استفاده می‌شود. روش‌های تقریبی، روش‌های بهتری برای محاسبه احتمال شکست سیستم‌های پیچیده است.

اما لازم به ذکر است دانسته‌ها در مورد مدل‌هایی که تحلیل‌های قابلیت اعتماد بر پایه آنهاست ناکامل است. بنابراین، قابلیت اعتماد تخمین زده شده بایستی مقدار اسمی قابلیت اعتماد و نه مقدار مطلق آن در نظر گرفته شود [۳].

۱-۴ عدم قطعیت در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها

فرآیند تحلیل و طراحی ساختمان‌ها شامل تهیه نقشه‌ها، طراحی، اجرا، بهره‌برداری می‌باشد. هر یک از اجزای این فرآیند دارای چندین عدم قطعیت می‌باشند. می‌توان این عدم قطعیت‌ها را با توجه به علت ایجاد به دو دسته اصلی تقسیم بندی کرد: طبیعی و انسانی.

علل طبیعی بدلیل ابهام در مورد برآورد بارها از قبیل باد، زلزله، برف، یخ، فشار آب یا بار زنده می‌باشد. منبع دیگر ایجاد عدم قطعیت ناشی از رفتار مکانیکی مواد و مصالح استفاده شده در ساخت سازه‌ها می‌باشد.

عدم قطعیت در علل انسانی ناشی از انحرافات خواسته یا ناخواسته‌ای است که در طرح ممکن است اتفاق بیفتند. مثال‌هایی از این عدم قطعیت‌ها در اثنای فاز طراحی سازه شامل تقریبات، خطاهای محاسباتی، مشکلات ارتباطی، سهل انگاری‌ها، نقصان علمی و طمع می‌باشد.

به دلیل وجود این عدم قطعیت‌ها بارها و مقاومت‌ها، متغیرهای تصادفی هستند. عدم قطعیت‌های مدل شده به وسیله متغیرهای تصادفی را می‌توان به دسته‌های زیر تقسیم کرد:

(۱) عدم قطعیت فیزیکی یا عدم قطعیت ذاتی: مربوط به طبیعت تصادفی کمیت‌ها می‌باشد، مثالی در این زمینه عدم قطعیت در فشار باد، زلزله، بار زنده و ویژگی‌های مواد می‌باشد.

(۲) عدم قطعیت مدل: این عدم قطعیت ناشی از کمبود اطلاعات و دانش ما در موضوع مورد بررسی یا ایده‌آل سازی در تعریف مدل‌های ریاضی است.

(۳) عدم قطعیت آماری: این نوع عدم قطعیت ناشی از تخمین زدن پارامترهای آماری بر اساس جامعه آماری کوچک رخ می‌دهد.

با وجود در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، یافتن ایمنی مطلق برای یک ساختمان به دلایل زیر غیر ممکن است:

- عدم پیش‌بینی دقیق موارد زیر:

(۱) بارهای وارد بر ساختمان در طول عمر آن

(۲) مقاومت‌های مواد در حین اجرا

(۳) خطاهای انسانی

(۴) مدل‌های ایده‌آل ریاضی برای ساختمان به منظور پیش‌بینی پاسخ یا رفتار آن

(۵) محدودیت‌ها در روش‌های عددی [۴-۵]

برای ساخت سازه‌های مختلف در سراسر دنیا آیین‌نامه‌های مختلفی وجود دارد اما شاید بتوان گفت جدیدترین آیین‌نامه‌ها مربوط به آیین‌نامه‌های روش‌های مقاوم‌سازی هستند. هنگامی که سازه نیاز به ترمیم و مقاوم‌سازی پیدا کند عدم قطعیت‌هایی که باید مورد بررسی قرار گیرند دو برابر می‌شوند، زیرا هم عدم قطعیت در سازه موجود و هم عدم قطعیت‌های موجود در مواد و روش‌های مقاوم‌سازی باید در نظر گرفته شود. استفاده از روش‌های قدیمی در ترمیم و مقاوم‌سازی سبب افزایش عدم قطعیت‌ها و در نتیجه کاهش ایمنی سازه می‌شد. حرکت مستمری علم در عرصه مهندسی سازه موجب گردیده است تا نوسازی و بهسازی در سال‌های اخیر از روش‌های نوین و مصالح جدید بهره گیرد که در پیشینه طولانی ساخت و ساز سابقه نداشته است. در میان این نوآوری‌ها، FRP (مواد کامپوزیت

پلیمری تقویت شده با الیاف) از جایگاه ویژه‌ای برخوردار می‌باشد تا آنجا که به نظر برخی متخصصان FRP را باید مصالح ساختمانی هزاره سوم نامید. با توجه به جدید بودن این مواد نیاز به بررسی آیین‌نامه‌های آن بر اساس روش قابلیت اعتماد احساس می‌شود.

۱-۵ اهمیت مقاوم‌سازی

اجرای ساختمان به آگاهی از یکسری مسائل فنی که به علم رشته‌های مختلف ساختمان بستگی دارد، نیازمند است. بدیهی است عدم توجه به مسائل تئوری معماری، محاسباتی و تأسیساتی در طراحی و ساخت اشکالاتی را در پی خواهد داشت که به زودی به تعمیر ساختمان منتهی خواهد شد، که باید در اسرع وقت ساختمان را به وسیله تعمیر محافظت کنیم و ضمن اجرای اصولی تعمیر، عمر مفید ساختمان را تداوم بخشیم. چرا که در بعضی مواقع، اشتباه در تعمیر ساختمان خسارت مالی و جانی جبران ناپذیری در بر خواهد داشت.

به طور کلی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌هایی برای ساخت سازه‌ها، نگهداری و ترمیم سازه‌ها برای حفظ امنیت مردم و جلوگیری از به خطر افتادن سلامت آنها وجود دارد. انجام بازرسی‌های دوره‌ای برای کشف اشکالات در رفتار سازه، مصالح و برای شناختن تاثیر فرسودگی و آب و هوا نیاز است.

روش‌ها و مصالح متعددی برای ترمیم و مقاوم‌سازی وجود دارد. علاوه بر این، مراجع مختلفی در سراسر دنیا این مسئله را مورد بررسی قرار دادند. کمیته بین‌المللی ترمیم بتن (ICRI) و گروه‌هایی در مؤسسه بتن آمریکا (ACI) و مجامع شناخته شده دیگری در دنیا، در رابطه با کامل کردن و ابداع کردن روش‌های ترمیم بتن تحقیق می‌کنند. اما دو منبع زیر را می‌توان به عنوان کامل‌ترین منابع در دسترس در زمینه ترمیم سازه‌های بتنی ذکر کرد [۶]:

(۱) ACI546R، راهنمای ترمیم سازه‌های بتنی.

(۲) روش‌های ترمیم بتن^۱، منتشر شده توسط ICRI و ACI

امروزه سازه‌های بتن مسلح در صنعت ساختمان کشورمان از جایگاه ویژه‌ای برخوردار هستند. مطالعات انجام شده حاکی از آن است که برخی از سازه‌های بتن مسلح مقاومت خوبی در برابر بارهای اعمالی ندارند.

عواملی از قبیل تغییر کاربری سازه، عدم دقت کافی در طراحی و اجرا، تغییر آیین‌نامه، حوادث طبیعی و ... باعث نیاز سازه‌های بتنی به تقویت می‌شود.

انتخاب روش مقاوم‌سازی به عواملی از قبیل نوع سازه، میزان افزایش در مقاومت، خدمات مورد انتظار، مقاومت سازه موجود و هزینه به عنوان یک معیار مهم، بستگی دارد. هزینه ترمیم باید از هزینه تخریب و ساخت مجدد کمتر باشد. بنابراین روش مقاوم‌سازی باید از نظر اقتصادی قابل توجیه باشد. علاوه بر توجه به هزینه اولیه، در نظر گرفتن هزینه نگهداری بعد از ترمیم نیز مهم است.

از جمله روش‌های مرسوم مورد استفاده برای تقویت سازه‌های بتنی می‌توان به استفاده از ژاکت بتنی، ژاکت فولادی، مهاربند فولادی، استفاده از دیوار برشی و استفاده از پلیمرهای کامپوزیتی اشاره کرد.

در این بین استفاده از پلیمرهای کامپوزیتی در صنعت ساختمان رو به افزایش است. الیاف FRP دارای مقاومت کششی و مدول الاستیسته بالا، وزن کم، مقاومت بالا در برابر خوردگی و دوام هستند که همین ویژگی‌ها باعث توجه مهندسين به این شیوه مقاوم‌سازی شده است.

علاوه بر این، FRP دارای قابلیت اجرای سریع و آسان است. مقاوم‌سازی با الیاف پلیمری نسبت به روش‌های سنتی تداخل کمتری در کاربری ساختمان در حین اجرا ایجاد می‌نماید. در مواردی که استفاده از ماشین آلات سنگین و یا توقف کاربری ساختمان در هنگام اجرا امکان‌پذیر نیست، استفاده از الیاف پلیمری تنها روش مقاوم‌سازی است.

تاکنون تحقیقات زیادی بر روی کامپوزیت های FRP انجام شده است اما مسئله قابل تأمل در تحقیقات گسترده انجام شده آن است که خصوصیات مصالح و پارامترهای هندسی به عنوان کمیت‌های قطعی لحاظ شده و طبیعت تصادفی چنین متغیرهایی به حساب آورده نشده‌اند. در

حقیقت این خصوصیات و پارامترها به صورت تصادفی تغییر می‌کنند و مشخصات این ماهیت تصادفی تأثیر مستقیمی بر ضرایب اطمینان طراحی دارد.

از این رو، ما سعی می‌کنیم با متغیر در نظر گرفتن ویژگی‌های FRP میزان اطمینان به سازه‌های مقاوم‌سازی شده را مورد بررسی قرار دهیم.

۱-۶ مروری بر مطالعات انجام گرفته در زمینه قابلیت اعتماد ستون‌ها

مطالعات متعددی در زمینه ارزیابی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه انجام گرفته است. اما این مطالعات بر روی ستون‌های بدون تقویت بوده است. کارهای انجام شده در زمینه بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با الیاف پلیمری بسیار کم هستند. در ادامه مروری بر کارهای انجام شده در این زمینه آورده شده است:

(۱) Dimitri V. Val؛ قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP را در سال ۲۰۰۳ بررسی کرد. وی ستون با مقطع دایره را با استفاده از آیین‌نامه ACI318-99 مورد بررسی قرار داد و میزان تغییرات شاخص قابلیت اعتماد را بر اساس میزان محصور شدگی و تأثیر متغیرهای مختلف بر روی شاخص قابلیت اعتماد را بدست آورد و در نهایت فرمولی را برای ϕ ، ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد داد. لازم به ذکر است که وی از آیین‌نامه خاصی برای الیاف استفاده نکرد و تنها از فرمول‌های شناخته شده در این زمینه بهره برد [۷].

(۲) Ying Zou & Han Ping Hong؛ ۲۰۱۱؛ ارزیابی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP برای ساختمان‌ها، در این مقاله قابلیت اعتماد ستون‌های دایره‌ای شکل تحت خمش بررسی و میزان حساسیت شاخص قابلیت اعتماد نسبت به برون‌محوری، تعداد لایه‌ها، درصد آرماتور در نسبت‌های مختلف بارها بررسی شد [۸].

(۳) Richard M. Bennett, Abdul-Hamid Zureick, Bruce R. Ellingwood؛ ۲۰۰۶؛ آنها بر روی توزیع مناسب جهت پوشش ویژگی‌های کامپوزیت‌های FRP (مقاومت کششی و سختی)، مطالعه

کردند و با بررسی ۶۰۰ نمونه و سه توزیع مختلف، در نهایت توزیع ویبل را بهترین توزیع برای پوشش ویژگی‌های FRP معرفی کردند [۹].

۴) Rebecca A. Atadero, Vistasp M. Karbhari؛ ۲۰۰۸؛ آنها در مقاله خود منابع ایجاد کننده عدم قطعیت در FRP را مورد بررسی قرار دادند و در نهایت یک ضریب کاهش اضافی را جهت اعمال عدم قطعیت‌های موجود در فرآیند تولید و شرایط محیطی را پیشنهاد دادند [۱۰].

۵) Maha Alqam, Richard M. Bennett, Abdul-Hamid Zureick؛ ۲۰۰۲؛ آنها بر روی داده‌های مختلف، توزیع‌های ویبل دو و سه پارامتری را برازش دادند و به این نتیجه رسیدند که پارامتر مکان در توزیع ویبل سه پارامتری تأثیر خاصی در برازش ندارد و توزیع ویبل دو پارامتری را به عنوان توزیع برتر جهت پوشش ویژگی‌های کامپوزیت‌ها انتخاب کردند.

۶) محسنعلی شایانفر، حسین نادرپور؛ ۱۳۸۸؛ در این مقاله قابلیت اعتماد پایه پل‌های بتن‌آرمه محصور شده با FRP مورد ارزیابی قرار گرفت. آنها از آیین‌نامه ACI318-02 استفاده کردند و برای طراحی کامپوزیت‌ها از آیین‌نامه‌های موجود استفاده نکردند، نتایج کار آنها نشان داد که ضریب کاهش موجود در آیین‌نامه ACI برای ستون‌های تقویتی با FRP مناسب نیست، به همین دلیل فرمولی در این زمینه ارائه و شاخص قابلیت اعتماد بر اساس این فرمول مورد بررسی قرار گرفت [۱۱].

۷) محمد صادق معرفت، آرمین میلانیان؛ ۱۳۸۳؛ تعیین ضرایب بار و مقاومت برای تعمیر و تقویت ستون‌های بتن مسلح به وسیله پلیمرهای فیبرهای کربن. در این مطالعه نحوه تعیین ضرایب بار و مقاومت برای تعدادی از ترکیب بارها بررسی شد. بر مبنای آنالیز انجام شده مقدار شاخص قابلیت اعتماد بر اساس ضرایب بار موجود از مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف کمتر است و ضرایبی برای بارها بدست آمد.

۸) محمد صادق معرفت و امیری شاهمیرانی در سال ۱۳۸۰ بر روی توصیف آماری عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای مقاطع بتن‌آرمه برای شرایط کارگاهی در تهران کار کردند. در این مقاله، گزارشی از یک مطالعه آماری روی ۵۳ کارگاه ساختمانی در محدوده شهر تهران و حومه ارائه گردید.

نتایج بدست آمده از تجزیه و تحلیل داده‌ها و مقایسه آن با مراجع خارجی حاکی از پیروی از یک توزیع در ایران و آمریکا برای بتن و میلگرد بود اما تفاوت قابل توجهی در مقادیر آماری مشاهده شد [۱۲].

۹) اعتدالی در سال ۱۳۹۱، شاخص قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح، تحت نشریه ۳۴۵ و شرایط کارگاهی ایران، محاسبه کرد [۱۳].

۷-۱ مروری بر مطالب پایان‌نامه

در این پایان‌نامه سعی شده است با کمک تحقیقات قبلی انجام شده و با مطالعاتی که از منابع مختلف صورت پذیرفت، شاخص قابلیت اعتماد برای ستون‌های بتن‌آرمه تحت خمشی یک محوره برای ترکیب بارهای مختلف بدست آید. در فصل اول که از نظر گذشت تلاش شد که با تعریف کوتاهی از قابلیت اعتماد و بیان ضرورت مقاوم‌سازی تا حدی خواننده را با این دو بحث آشنا کرده تا در ادامه، مطالب جامع‌تر و کامل‌تری از هر کدام بیان شود. در همین راستا:

در فصل ۲، تاریخچه، مفهوم و روش‌های گوناگون تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها به شکل مبسوط تشریح شده است. این روش‌ها که بیشتر در فصل‌های پایانی مورد استفاده قرار گرفته‌اند، تکنیک‌های متداول تحلیل قابلیت اعتماد هستند.

بیان ضرورت مقاوم‌سازی و آشنایی با انواع مواد و روش‌های مقاوم‌سازی موضوع فصل سوم را به خود اختصاص داده است. در این فصل ابتدا تاریخچه‌ای از سازه‌های بتن مسلح و مقاوم‌سازی آنها آورده شده است و در ادامه به معرفی روش‌ها و مواد موجود برای مقاوم‌سازی پرداخته شده است.

در فصل ۴، روابط طراحی ستون‌های بتن مسلح به همراه FRP بر اساس آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا مورد توجه قرار گرفته است. در این فصل فرمول‌های طراحی آنها توصیف شده است تا در فصول بعدی بتوان تفسیر لازم بر روی نتایج شاخص‌های قابلیت اعتماد بدست آمده توسط هر آیین‌نامه را انجام داد.

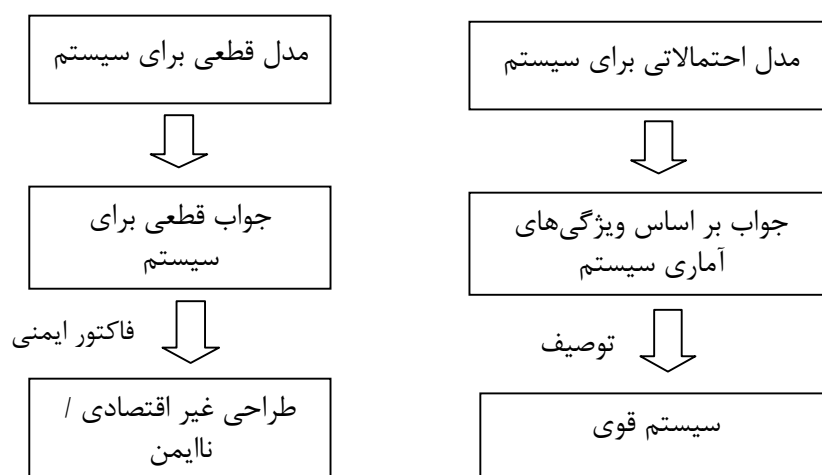
فصل ۵، مربوط به تعیین مشخصات آماری پارامترهای موجود در روابط طراحی است. در این فصل پارامترهای آماری مربوط به بارها، ابعاد، FRP مورد بررسی قرار گرفته‌اند و در نهایت نحوه به دست آوردن پارامترهای آماری مربوط به مقاومت یک ستون تقویت شده با FRP شرح داده شده است. در فصل ۶، به تعیین شاخص قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP اختصاص یافته است. شاخص قابلیت اعتماد ستون با تغییر در پارامترهای مختلف موجود در روابط طراحی به دست آمده و با هم مقایسه شده‌اند.

فصل دوم:

مروری بر تئوری قابلیت اعتماد

۲-۱ مقدمه

در مسائل مهندسی عمدتاً یک سری عدم اطمینان‌هایی وجود دارد که بسته به ماهیت مسئله و نوع تحلیل آن، متفاوت است. به طور کلی انواع عدم اطمینان‌های موجود در یک مسئله را می‌توان به سه دسته عدم اطمینان فیزیکی، عدم اطمینان آماری و عدم اطمینان در مدل طبقه‌بندی کرد. زمانی که عوامل تصادفی در یک سازه زیاد می‌شوند، استفاده از یک مدل احتمالاتی به جای مدل قطعی ضروری است [۱۴].



شکل (۲-۱): تفاوت بین مدل قطعی و مدل احتمالاتی

طراحی پیچیده‌تر سازه‌های امروزی، برآورد دقیق‌تر عدم قطعیت‌ها در مدل‌های کامپیوتری، بارها، هندسه، ویژگی‌های مواد، فرآیند تولید و عوامل محیطی را نیاز دارد. از مهم‌ترین عدم قطعیت‌هایی که یک مهندس در فازهای طراحی و اجرای سازه، با آن‌ها روبرو است می‌توان به عدم قطعیت در بارهای وارده، مقاومت و خصوصیات هندسی اشاره کرد. بر این اساس، در طراحی سازه با یک مسئله آماری با عدم قطعیت‌های مختلف روبرو هستیم.

با وجود اینکه روش‌هایی برای آنالیز احتمالاتی و بررسی عدم قطعیت‌های موجود بوجود آمده‌اند اما باز هم برای طراحی سیستم‌های پیچیده از قوانین ساده مثل فاکتور ایمنی استفاده می‌کنند. این فرآیند طراحی به طور مستقیم، طبیعت تصادفی پارامترهای ورودی را در نظر نمی‌گیرد. به طور کلی ضریب ایمنی نسبت مقاومت مورد انتظار به بارهای مورد انتظار است. اما هم پارامتر مقاومت و هم پارامتر بار

همانطور که گفته شد متغیر هستند و در محاسبه ضریب ایمنی فقط از مقدار میانگین هر کدام از این متغیرها استفاده می‌شود. هنگامی که میزان پراکندگی داده‌ها نسبت به میانگین زیاد باشد مقدار ضریب ایمنی مقداری کمتر از واحد می‌گیرد که استفاده از این ضریب در طراحی سازه درست نیست. به طور کلی می‌توان گفت که فاکتور ایمنی یک ضریب محافظه کارانه است که منجر به طراحی‌های غیر اقتصادی می‌شود.

اگر چه این ضریب به ما اجازه می‌دهد که سازه‌هایی ایمن یا نزدیک به ایمن را بسازیم، اما این سؤال مطرح است که آیا ما می‌توانیم روش‌های طراحی را بهبود ببخشیم؟

استفاده از روش‌های آماری می‌تواند دید بهتر و جامع‌تری را به مهندسان برای طراحی سازه‌ها بدهد. با استفاده از روش آنالیز حساسیت، یک مهندس می‌تواند به راحتی پارامتر مهم و تأثیر گذار در روند طراحی را پیدا کند. علاوه بر این، استفاده از روش‌های آماری می‌تواند باعث توسعه آیین‌نامه‌های طراحی سازه برای طراحی ایمن و کارآمدتر یک سازه شود [۱۴].

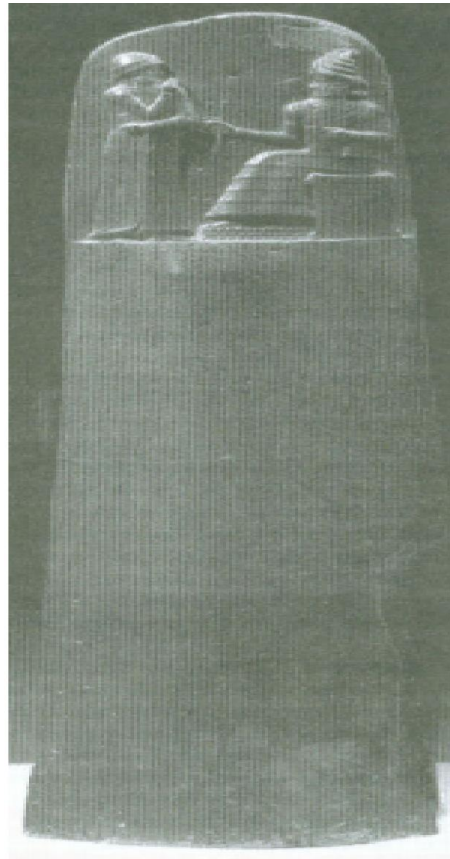
شاخه ای از تئوری احتمالات به نام تئوری قابلیت اعتماد چارچوبی منطقی برای به حساب آوردن موارد عدم قطعیت در ظرفیت و نیاز در اختیار می‌گذارد. در ادامه این فصل ابتدا با دیدگاه تاریخی قابلیت اعتماد و سپس با مفهوم این تئوری آشنا می‌شویم و در ادامه سعی می‌کنیم بهترین روش‌ها برای محاسبه مقدار ایمنی سازه را توضیح دهیم.

۲-۲ دیدگاه تاریخی

قرن‌هاست که انسان‌ها از روش‌های مختلفی برای تعیین سطح ایمنی ساختمان‌های خود استفاده می‌کنند. قدیمی‌ترین آیین‌نامه شناخته شده ساختمانی در بین‌النهرین استفاده شده است. این آیین‌نامه به دستور همورابی^۱ پادشاه شهر بابل قدیم تدوین و به دستور وی بر روی سنگ حکاکی شد. وی حدود ۱۷۵۰ سال قبل از میلاد درگذشت. این سنگ‌های حکاکی شده در موزه لوور فرانسه نگهداری می‌شوند. شکل ۲-۲ یک تصویر مستند از این موضوع را نشان می‌دهد. قوانین تعریف شده

1. Hammurabi

در این آیین‌نامه بستگی به پیامدها و نتایج گسیختگی داشت. اگر یک ساختمان فرو می‌ریخت و به فرض پسر مالک ساختمان کشته می‌شد آنگاه باید پسر سازنده ساختمان کشته می‌شد [۵].



شکل (۲-۲): تندیس حکاکی شده قانون همورابی

همچنین در رم باستان، طراح هر پل پس از پایان مرحله ساخت پل می‌بایست در حالیکه یک دسته ارابه از روی پل می‌گذشت در زیر پل بایستد. این روشی قابل قبول برای آزمایش کردن پل محسوب می‌شد. این ایده، سبب می‌شد که طراح در محاسبه و اجرا ضریب اطمینانی در نظر بگیرد تا آن پل، ایمن و قابل اعتماد باشد [۱۵].

در طول قرن‌ها، دانش طراحی و ساخت ساختمان‌ها بین نسل‌ها منتقل می‌شد. به طوری که اگر ساختمانی در گذشته خوب جواب داده بود برای ساخت ساختمان‌های جدید از روش ساخت ساختمان قبلی استفاده می‌کردند. به طور کلی ساخت سازه روند سعی و خطا بود.

به مرور زمان قوانین طبیعت توسط بشر شناخته و تئوری‌های ریاضی مواد و رفتار سازه‌ها تدوین شد و لذا پایه‌های منطقی‌تری برای طراحی سازه‌ها ارائه گردید. براساس تئوری‌های به دست آمده برای به

دست آوردن سطح ایمنی سازه‌ها باید از روش‌های احتمالاتی استفاده کرد. اولین فرمول‌بندی در زمینه تعیین ایمنی سازه را می‌توان به مایر^۱ در سال ۱۹۲۶، ویرزبیک^۲ در سال ۱۹۳۶ و استرلتزکی^۳ در سال ۱۹۴۷ نسبت داد. آنها دریافتند که پارامترهای بار و مقاومت متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین برای هر سازه یک احتمال معین گسیختگی وجود دارد. ایده‌های آنها بعدها توسط فرودنتال^۴ در سال‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۵۶ میلادی توسعه داده شد. فرمول‌های ارائه شده توسط آنها توابع پیچیده‌ای بودند که ارزیابی آنها به صورت دستی بسیار مشکل بود و در نتیجه آنالیز قابلیت اعتماد سازه‌ها تقریباً غیر ممکن بود تا اینکه کرنل^۵ و لیند^۶ در دهه‌های ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ روش‌های ساده‌تری را پیشنهاد کردند. کرنل و همکارانش در سال ۱۹۶۹ میلادی یک نوع شاخص ایمنی لنگر دوم را پیشنهاد دادند. در سال ۱۹۷۴ هاسوفر^۷ و لیند یک تعریف با شکل یکسان از شاخص ایمنی ارائه نمودند، اما روش کارآمد برای تعیین سطح ایمنی سازه‌ها در سال ۱۹۷۸ توسط راکویتز^۸ و فیسلر^۹ ارائه شد.

در اواخر دهه ۱۹۷۰ میلادی روش‌های ایمنی به بلوغ خود رسیدند و به لحاظ کاربردی از قبیل توسعه و تدوین آیین‌نامه‌های جدید طراحی مورد استفاده قرار گرفتند. مطالعات تئوریک توسط افراد مختلف از قبیل Baker و Thoft christensen در سال ۱۹۸۲، Augusti، Barrata و Casciati در سال ۱۹۸۷، Thoft Christensen و Murotsu در سال ۱۹۸۶ و Anagnos، Gustar، Marek در سال ۱۹۹۶ توسعه داده شد.

ذکر این نکته مهم است که در حال حاضر در اکثر آیین‌نامه‌های مبتنی بر ایمنی، از مفاهیم ایمنی در طراحی سیستم‌های سازه‌ای استفاده نمی‌شود، بلکه این مفاهیم در طراحی اعضای سازه‌ای استفاده می‌شود. در سال‌های آتی انتظار می‌رود که توسعه روش‌های تحلیل و طراحی مورد استفاده، با توجه

1. Mayer
2. Wierzbicki
3. Streletzki
4. Freudenthal
5. Cornell
6. Lind
7. Hasofer
8. Rackwitz
9. Fiessler

به رفتار سیستم‌های سازه‌ای شتاب بیشتری بگیرد. لذا انتظار می‌رود که تمرکز بر روی رفتار سیستم‌ها، ما را به کاربردهای دیگری از تئوری ایمنی، هدایت نماید [۵].

۲-۳ روش‌های طراحی

روش‌های طراحی به صورت زیر دسته‌بندی می‌شوند:

دسته اول مربوط به طراحی بر اساس آیین‌نامه‌ها و دسته دوم مربوط به طراحی بر مبنای تئوری قابلیت اعتماد است.

۲-۳-۱ روش‌های طراحی آیین‌نامه‌ای

در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها، معمولاً مطالبی که مربوط به روش‌های طراحی، جزئیات اجرایی و اموری که در آنها نیاز به تجربیات فنی و مشاهدات آزمایشگاهی است، مورد بحث و گفتگو قرار می‌گیرند.

تأمین سه هدف ایمنی، عملکرد و پایداری که برای طراحی عنوان شده‌اند، گرچه ممکن است به لحاظ اهمیت هم وزن نباشند ولی برای یک طرح خوب و اقتصادی ضروری است. هدف "ایمنی" نظر به آنکه به طور مستقیم با باربری سازه سر و کار دارد بیشتر مورد توجه است و در عمل بخش اعظم جریان طراحی را به خود اختصاص می‌دهد. دو هدف "عملکرد" و "پایداری" مربوط به عملکرد سازه در دراز مدت بوده و اهمیت آنها در جریان بهره‌برداری در طول مدت عمر سازه هویدا می‌گردد. عدم توجه کافی به دو هدف اخیر ممکن است هزینه‌های نگهداری و مرمت سازه را به حدی افزایش دهد که اقتصاد طرح را زیر سؤال ببرد [۱۶].

روش‌های طراحی به سه دسته کلی تقسیم می‌شوند:

(۱) طراحی بر اساس تنش‌های مجاز

(۲) طراحی بر اساس مقاومت نهایی

(۳) طراحی بر اساس حالات حدی

روش طراحی حالات حدی، روش توسعه یافته‌ای از دو روش تنش مجاز و مقاومت نهایی است که در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه معمول است. در روش حالات حدی با توجه به شرایطی که باید در طول مدت عمر سازه موجود باشند، تعدادی حالات حدی تعریف می‌شوند و سازه در هر یک از این حالات برای شرط مورد نظر طراحی یا کنترل می‌گردد.

در این روش طراحی قسمتی از ضریب اطمینان در بارها ضرب می‌شود و بارها افزایش داده می‌شوند و قسمتی از ضریب اطمینان در مقاومت ضرب می‌شوند که باعث کاهش مقاومت می‌شود. توضیح اینکه عدم اطمینانی که در طراحی وجود دارد هم ناشی از بارها و هم ناشی از مقاومت است. بنابراین بهتر است هر دو عدم اطمینان به صورت جداگانه در نظر گرفته شوند. در این روش می‌توان با آگاهی بیشتر نسبت به ضرایب اطمینان تصمیم گرفت. در طراحی به روش حالت حدی معمولاً دو حالت زیر بررسی می‌شوند:

- حالت حدی نهایی: با ظرفیت تحمل بار ماکزیمم مطابقت دارد که می‌تواند به طور نمونه به پلاستیسیته بیش از اندازه، گسیختگی ناشی از خستگی و ناپایداری مربوط باشد.
- حالات حدی بهره‌برداری: به استفاده معمول از سازه مربوط است. به عنوان نمونه می‌توان از تغییر شکل‌های بیش از اندازه، خرابی موضعی و لرزش‌های زیاد نام برد [۱۶].

۲-۳-۲ طراحی براساس شرایط ایمنی

- (۱) روش طراحی یقین‌اندیشانه: در این روش فرض شده که هیچکدام از پارامترها تحت تغییرات احتمالی نیستند و اثرات آنها بصورت غیر تصادفی منظور می‌شود.
- (۲) روش طراحی احتمال‌اندیشانه: در روش طراحی یقین‌اندیشانه فرض می‌شود که هیچ یک از پارامترها تحت تغییرات احتمالی نیستند ولی کاملاً مشخص است که بارهای وارد بر سازه و همچنین مقاومت اعضا سازه باید به عنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شوند، چون بار و مقاومت، هر دو متغیرهای تصادفی هستند و ایمنی ساختمان نیز یک متغیر تصادفی می‌باشد.

برای محاسبه ایمنی ساختمان، استفاده از یک روش احتمالاتی با در نظر گرفتن این متغیر های تصادفی لازم می‌باشد [۱۵].

۲-۴ تئوری قابلیت اعتماد

نظریه قابلیت اعتماد شاخه‌ای از تئوری عمومی احتمالات است. این نظریه دارای چارچوبی منطقی است که با احتساب و تجزیه و تحلیل عدم قطعیت‌های ناشی از طبیعت آماری مسائل مهندسی به کمک روش‌های ریاضی، امکان ارزیابی ایمنی واقعی یک سیستم را فراهم می‌سازد. در فرآیند طراحی، تئوری قابلیت اعتماد این اجازه را به ما می‌دهد تا ملاحظات ایمنی و عملکرد سازه را به صورت کمی وارد تصمیمات طراحی کنیم. در تعبیر کلی، قابلیت اعتماد مقیاسی است که با آن می‌توان توانایی هر قسمت یا کل یک وسیله و یا سیستم را برای کار کردن بدون از کار افتادن تحت شرایطی که برای آن در نظر گرفته شده است را سنجید. یکی از بهترین تعریف‌هایی که برای قابلیت اعتماد از سوی مؤسسه ملی هوا و فضای آمریکا داده شده است چنین است: قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد مناسب یا کفایت یک سیستم را تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمان معین مشخص می‌کند [۱].

برای بدست آوردن قابلیت اعتماد لازم است مراحل زیر طی شود:

- (۱) انتخاب یک سطح قابلیت اعتماد هدف
- (۲) شناسایی مدهای خرابی مهم سازه
- (۳) تجزیه مدهای خرابی در سیستم‌های سری یا سیستم‌های موازی به مولفه‌های مجزا
- (۴) فرمول‌بندی توابع حالت حدی
- (۵) تعیین متغیرهای تصادفی و پارامترهای یقین اندیشانه
- (۶) تخمین قابلیت اعتماد
- (۷) مقایسه قابلیت اعتماد سازه با قابلیت اعتماد هدف
- (۸) ارزیابی نتیجه قابلیت اعتماد به وسیله تحلیل حساسیت.

۲-۵ مروری بر تعاریف آماری

همانطور که گفته شد روش قابلیت اعتماد یک روش احتمالاتی است. در این بخش مفاهیم پایه علم آمار و احتمالات که در تحلیل احتمال اندیشانه به کار می‌رود، آورده شده است.

۲-۵-۱ متغیر تصادفی

مفهوم متغیر تصادفی ارتباط تنگاتنگی با رفتار یک تجربه یا آزمایش دارد. چنانچه آزمایشی چندین بار تحت شرایط تقریباً یکسانی انجام پذیرد و نتایج آزمایش یکسان باشد، متغیرهای اندازه‌گیری شده قطعی و یقین اندیشانه می‌باشند. ولی اگر نتایج آزمایش یکسان نباشد و دارای تغییرات باشد به آن متغیر تصادفی می‌گویند. تجربه نشان داده است که با توجه به عدم قطعیت‌های موجود، هر گاه در مهندسی سازه آزمایشی انجام پذیرد هیچ گاه نتایج عددی یکسان نمی‌باشد، بنابراین انتخاب عوامل سازه‌ای به عنوان متغیرهای قطعی صحیح به نظر نمی‌رسد و باید آنها را به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفت. برای بیان مشخصات متغیرهای تصادفی از توابع چگالی احتمال^۱ و توزیع تجمعی احتمال^۲ استفاده می‌شود [۱].

۲-۵-۲ میانگین یا امید ریاضی

میانگین یا امید ریاضی یک متغیر تصادفی، مبنایی برای سنجش گرایش مرکزی یک متغیر تصادفی است. بنابراین مقادیر نزدیک به میانگین یا امید ریاضی، محتمل‌ترین حوادثی هستند که ممکن است اتفاق بیفتند [۱].

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n x_i / n \quad (۱-۲)$$

۲-۵-۳ واریانس

مبین میزان پراکندگی داده‌است و با تعبیر فیزیکی می‌توان آن را نظیر لنگر لختی سطح تلقی نمود. واریانس نمونه به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود [۱]:

$$\sigma_x^2 = (1/n) * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \quad (2-2)$$

همچنین مقدار انحراف معیار مساوی ریشه دوم واریانس است.

۲-۵-۴ ضریب پراکندگی

به صورت حاصل تقسیم انحراف معیار نمونه بر میانگین نمونه تعریف می شود.

$$V = \sigma_x / \bar{X} \quad (3-2)$$

پارامتر ضریب پراکندگی همواره مثبت در نظر گرفته می شود.

۲-۵-۵ تابع چگالی احتمال^۱

اگر چه نمودار فراوانی به لحاظ کیفی و کمی بسیار با ارزش است ولی برای توصیف داده ها در کارهای مهندسی بهتر است از یک تابع ریاضی پیوسته به نام تابع چگالی احتمال استفاده شود.

$$\Pr(x_a \leq X \leq x_b) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx \quad (4-2)$$

یک تابع چگالی احتمال باید شرایط معینی را داشته باشد. اگر X و $P(x)$ به ترتیب متغیر تصادفی و تابع چگالی احتمال باشند و x برای مشخص کردن مقدار مشاهده شده X به کار رود، آنگاه شرایط زیر بایستی وجود داشته باشد:

(۱) تابع چگالی احتمال باید همواره بزرگتر یا مساوی صفر باشد.

$$P(x) \geq 0 \quad (5-2)$$

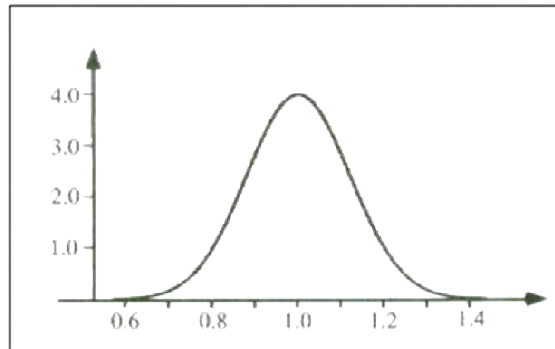
(۲) مساحت زیر تابع چگالی برابر واحد باشد.

$$1 = \int_{-\infty}^{+\infty} P(x) dx \quad (6-2)$$

(۳) احتمال آنکه مقدار مشاهده شده متغیر تصادفی بین دو مقدار عددی مثل x_a و x_b قرار گیرد برابر است با:

$$\Pr(x_a \leq X \leq x_b) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx \quad (۷-۲)$$

هر تابعی که سه شرط فوق را دارا باشد، می‌تواند به عنوان چگالی احتمال انتخاب شود [۵-۱]

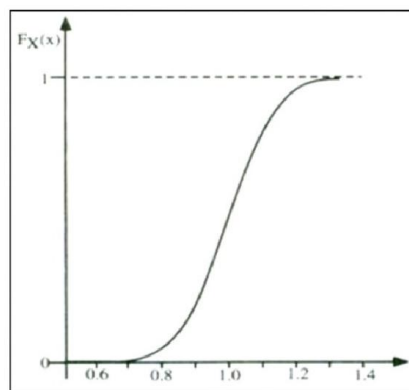


شکل (۳-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال

۲-۵-۶ توزیع تجمعی احتمال^۱

تابع توزیع تجمعی احتمال از انتگرال‌گیری تابع چگالی احتمال بدست می‌آید و مطابق رابطه زیر تعریف می‌شود [۵-۱]:

$$P(x_a) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx = \Pr[X \leq x_a] \quad (۸-۲)$$



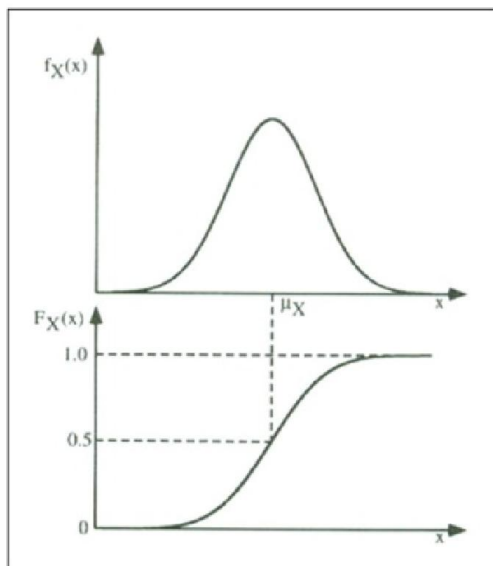
شکل (۴-۲): نمونه‌ای از تابع توزیع تجمعی

۲-۵-۷ متغیرهای تصادفی نرمال توزیع نرمال مهمترین و بیشترین توزیع مورد استفاده را در تئوری قابلیت اعتماد دارد. تابع چگالی احتمال آن به صورت زیر است:

1. CDF

$$f_x(x) = (1/\sigma_x \sqrt{2\pi}) \exp[-(1/2)(x - \mu_x / \sigma_x)^2] \quad (9-2)$$

که در آن σ_x ، μ_x به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار می‌باشند. شکل‌های زیر نشان دهنده تابع‌های چگالی احتمال و توزیع تجمعی برای یک متغیر تصادفی نرمال است.



شکل (۵-۲): نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال

تابع‌های توزیع برای یک متغیر تصادفی نرمال دارای دو خاصیت مهم به شرح زیر می‌باشند:

(۱) تابع چگالی احتمال حول محور میانگین متقارن است.

(۲) به دلیل توزیع متقارن حول میانگین همواره رابطه زیر برقرار است.

$$F_x(\mu_x - X) + F_x(\mu_x + X) = 1 \quad (10-2)$$

فرمول مشخص و دقیقی برای محاسبه تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال وجود ندارد. اما جداولی وجود دارند که مقدار CDF را برای مقادیر خاصی با مقدار میانگین $\mu_x = 0$ و $\sigma_x = 1$ ارائه داده‌اند. مقدار

موجود در پرانتز فرمول فوق $\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)$ به عنوان شکل استاندارد متغیر شناخته می‌شود، اگر این مقدار

را در فرمول فوق جایگزین کنیم فرمولی به دست می‌آید که به آن PDF توزیع نرمال استاندارد

می‌گویند و معمولاً آن را با $\phi(z)$ نشان می‌دهند [۵]:

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left[-\frac{1}{2}(z)^2 \right] = f_z(z) \quad (11-2)$$

CDF متغیر نرمال استاندارد به طور معمول با $\Phi(z)$ نشان داده می‌شود. همانطور که گفته شد به طور معمول از جداولی که در کتاب‌های آماری و قابلیت اعتماد وجود دارد برای تعیین مقدار CDF استفاده می‌کنند. اما روابط و فرمول‌های زیادی برای تعیین مقدار CDF وجود دارد که ما در اینجا آخرین رابطه و بر اساس آزمایشات انجام شده دقیق‌ترین رابطه ارائه شده تاکنون را آورده‌ایم. اما خواننده محترم برای مطالعه بیشتر می‌تواند به مرجع [۱۷] مراجعه کند که روابط از سال ۱۹۴۵ در آن موجود است [۱۷].

$$F(z) \approx \frac{1}{1 + e^{-(0.07056 * z^3 + 1.5976 * z)}} \quad (۱۲-۲)$$

۲-۵-۸ متغیرهای تصادفی لگ نرمال

فرض می‌شود که متغیر تصادفی X مثبت بوده و متغیر تصادفی Y نیز برابر $Y = \ln(X)$ تعریف شود، اگر متغیر تصادفی Y دارای توزیع نرمال با میانگین μ_x و انحراف معیار σ_x باشد می‌گوییم X دارای توزیع لگ نرمال است. به عبارتی اگر لگاریتم هر متغیر تصادفی دارای توزیع نرمال باشد، آنگاه توزیع آن متغیر تصادفی لگ نرمال خواهد بود. تابع چگالی احتمال برای متغیر تصادفی لگ نرمال به صورت زیر است [۵]:

$$f_X(x) = \left(\frac{1}{x\sigma_{\ln(x)}} \right) \phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right) \quad (۱۳-۲)$$

$$\sigma_{\ln(x)}^2 = \ln(V_x^2 + 1) \quad (۱۴-۲)$$

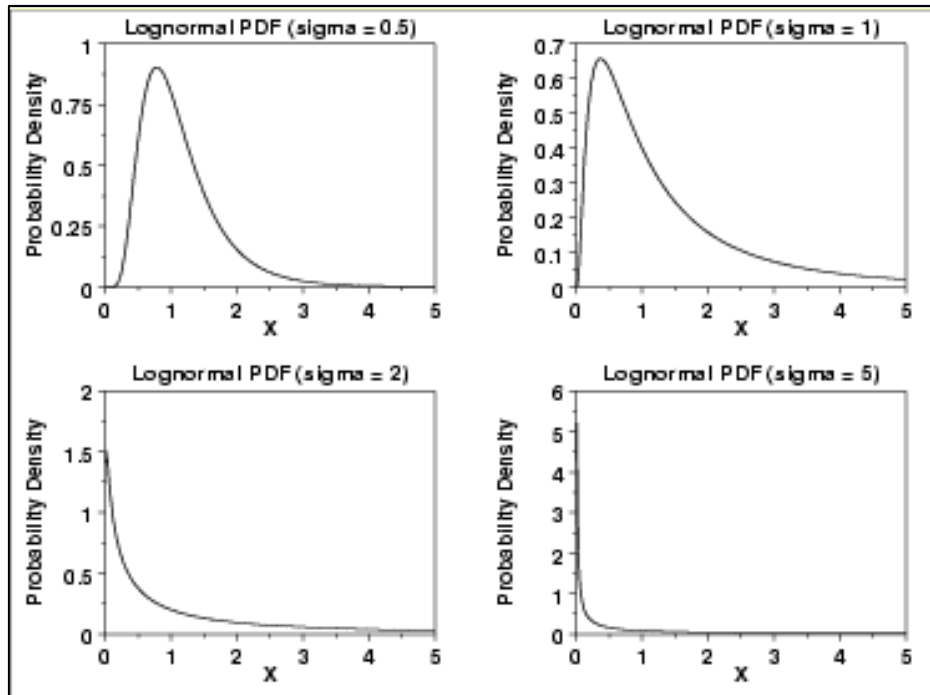
$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(x)}^2 \quad (۱۵-۲)$$

اگر مقدار ضریب پراکندگی کمتر از ۰,۲ بود می‌توان از فرمول‌های تقریبی زیر استفاده کرد:

$$\mu_{\ln(x)} \approx \ln(\mu_x) \quad (۱۶-۲)$$

$$\sigma_{\ln(x)}^2 \approx V_x^2 \quad (۱۷-۲)$$

در شکل زیر شکل تابع چگالی احتمال تابع لگ نرمال به همراه تغییرات مقدار انحراف استاندارد آن آورده شده است.



شکل (۲-۶): PDF توزیع لگ نرمال با انحراف معیارهای مختلف

توزیع لگ نرمال علاوه بر شکل فوق که به آن توزیع لگ نرمال دو پارامتری می‌گویند دارای شکل سه پارامتری نیز هست که تابع چگالی و تجمعی آن به صورت زیر است:

$$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-\gamma)-\mu}{\sigma}\right)^2\right)}{(x-\gamma)\sigma\sqrt{2\pi}} \quad (2-18)$$

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(x-\gamma)-\mu}{\sigma}\right) \quad (2-19)$$

معمول‌ترین روش برای محاسبه پارامترهای یک توزیع روش درست‌نمایی ماکزیمم^۱ است که اساس این روش مشتق‌گیری است. برای کسب اطلاعات بیشتر در این زمینه و نحوه محاسبه پارامترهای توزیع لگ نرمال مرجع [۱۸] را به خواننده پیشنهاد می‌کنیم [۱۸].

۲-۵-۹ توزیع گاما

تابع چگالی احتمال یک متغیر تصادفی گاما به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود.

1. Maximum Likelihood

$$f_X(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} \quad \text{for } x \geq 0 \quad (20-2)$$

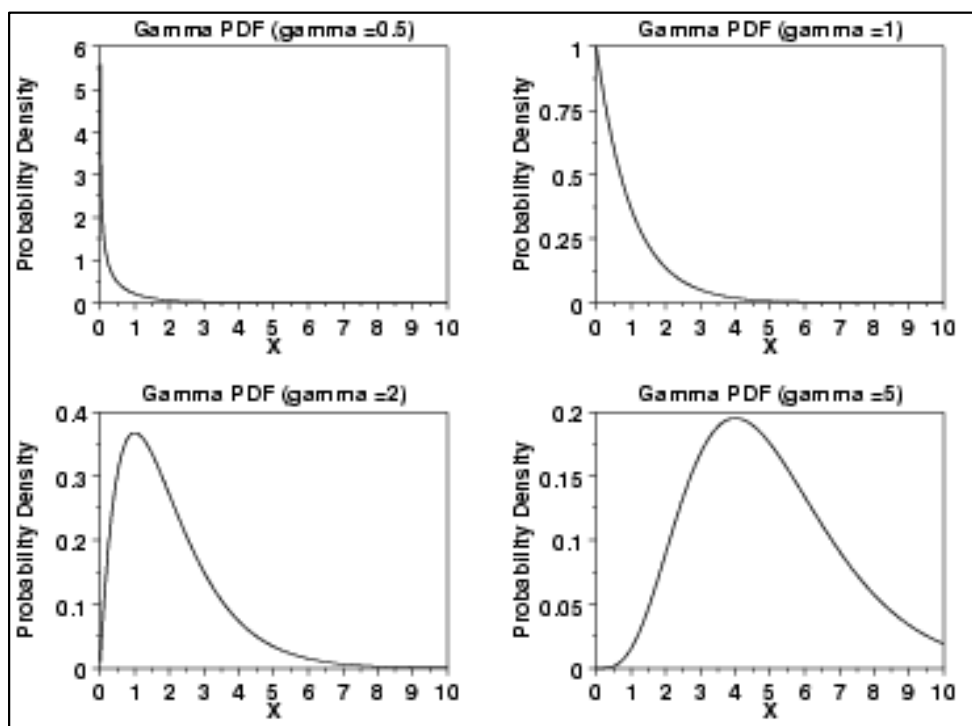
که λ و k پارامترهای توزیع هستند. تابع $\Gamma(k)$ (تابع گاما) طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (21-2)$$

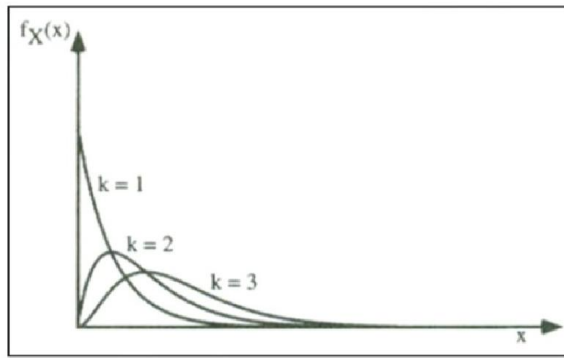
مقادیر تابع گاما را می‌توان از جداول مخصوص موجود در کتابهای آماری و قابلیت اعتماد و یا از بسط زیر به دست آورد:

$$\frac{1}{\Gamma(k)} = k e^k \left[\left(1 + \frac{k}{1}\right) e^{-k} \right] \left[\left(1 + \frac{k}{2}\right) e^{-\frac{k}{2}} \right] \left[\left(1 + \frac{k}{3}\right) e^{-\frac{k}{3}} \right] \dots \quad (22-2)$$

که γ ثابت اول و برابر 0.5772156649 است. منحنی تابع ریاضی گاما به صورت زیر است:



شکل (۷-۲): تأثیر مقدار عددی گاما بر روی شکل pdf



شکل (۸-۲): تابع چگالی احتمال توزیع گاما با مقادیر متفاوت k

توجه شود که به ازای مقادیر صحیح k، تابع گاما را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر زیر به دست آورد:

$$\Gamma(k) = (k-1)(k-2)\dots(2)(1) = (k-1)! \quad (۲۳-۲)$$

$$\Gamma(k+1) = \Gamma(k)k \quad (۲۴-۲)$$

میانگین و واریانس تابع چگالی احتمال گاما به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\mu_k = \frac{k}{\lambda} \quad (۲۵-۲)$$

$$\sigma_k^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (۲۶-۲)$$

تابع توزیع تجمعی احتمال گاما از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$f_x(x) = \frac{\Gamma(k, \lambda x)}{\Gamma(k)} \quad (۲۷-۲)$$

که مقدار صورت این تابع از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\Gamma(k, x) = k^{-1} x^k e^{-x} \left[1 + \left(\frac{x}{k+1} \right) + \left(\frac{x^2}{(k+1)(k+2)} + \frac{x^3}{(k+1)(k+2)(k+3)} + \dots \right) \right] \quad (۲۸-۲)$$

لازم به ذکر است برای بدست آوردن پارامترهای تابع توزیع گاما ابتدا با برابر قرار دادن مقدار میانگین

و واریانس می‌توان مقادیر k و λ را به صورت زیر محاسبه و سپس در توابع PDF و CDF قرار داد

:[۲۰-۱۹]

$$K = \frac{1}{V^2} \quad (۲۹-۲)$$

$$\lambda = \frac{K}{V^2} \quad (۳۰-۲)$$

۲-۵-۱۰ توزیع حدی نوع I'

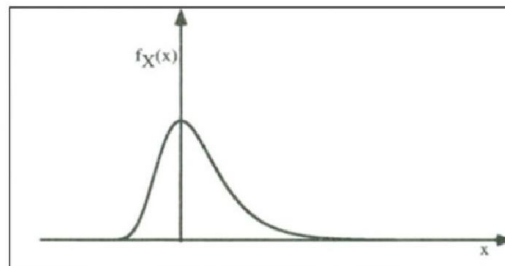
توزیع‌های مقدار حدی همانطور که از نام آنها مشخص است برای توصیف کردن مقادیر حدی طبیعت احتمالی (مقادیر حداکثر و حداقل) برخی پدیده‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. توزیع حدی نوع I گاهی به عنوان توزیع گامبل^۲، فیشر^۳، تی پت نوع I^۴ نیز شناخته می‌شود و به شکل زیر مورد استفاده قرار می‌گیرد [۵]:

$$f_x(x) = \alpha e^{-e^{-\alpha(x-u)}} e^{-\alpha(x-u)} \quad \text{for } -\infty \leq x \leq \infty \quad (۳۱-۲)$$

$$F_x(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (۳۲-۲)$$

$$\alpha \approx \frac{1.282}{\sigma_x} \quad (۳۳-۲)$$

$$u = \mu_x - 0.45\sigma_x \quad (۳۴-۲)$$



شکل (۲-۹): نمونه ای از تابع چگالی احتمال توزیع حدی نوع I

تابع معکوس این توزیع به صورت زیر است:

$$F_x(x) = u - \frac{\ln(-\ln(u_i))}{\alpha} \quad (۳۵-۲)$$

۲-۵-۱۱ توزیع حدی نوع II^۵

این نوع توزیع گاهی اوقات بهترین تقریب برای توزیع بار زلزله است. تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی آن به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_x(x) = e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k} \quad \text{for } 0 < x \leq \infty \quad (۳۶-۲)$$

-
1. Extreme Type 1
 2. Gumbel Distribution
 3. Fisher
 4. Tippet Type I
 5. Extreme Type II

$$f_x(x) = \frac{k}{u} \left(\frac{u}{x}\right)^{k+1} e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k} \quad (37-2)$$

که u و k پارامترهای توزیع هستند. مقدار میانگین و واریانس این توزیع به صورت زیر محاسبه می‌شود:

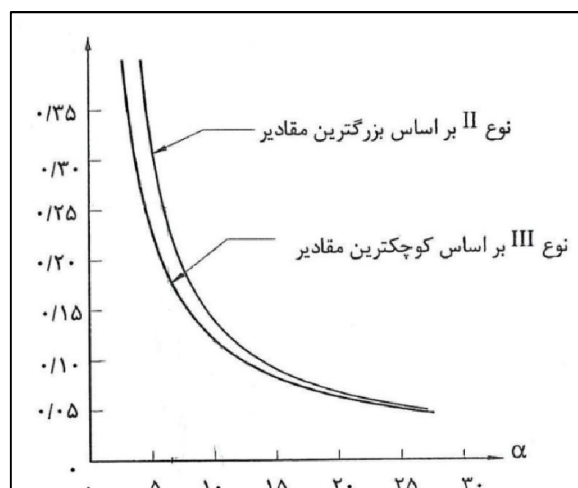
$$\mu_x = u \Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right) \quad \text{for } k > 1 \quad (38-2)$$

$$\sigma_x^2 = u^2 \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) \right] \quad \text{for } k > 2 \quad (39-2)$$

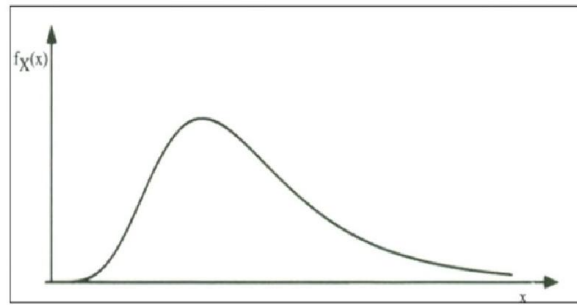
ضریب تغییرات تابع را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$v_x^2 = \frac{\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right)}{\Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right)} - 1 \quad k > 2 \quad (40-2)$$

رابطه فوق فقط تابعی از k بوده و بنابراین در صورتی که از مشاهدات آماری مقدار ضریب تغییرات تعیین شود، می‌توان از این رابطه جهت تعیین k استفاده کرد. علاوه بر این، شکل زیر تغییرات ضریب تغییرات را بر حسب k نشان می‌دهد که با استفاده از آن می‌توان مقدار k را سریعتر به دست آورد.



شکل (۲-۱۰): ارتباط ضریب تغییرات با پارامتر k



شکل (۱۱-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال تابع توزیع حدی نوع II

معکوس تابع توزیع تجمعی این تابع به شکل زیر است:

$$F_x(x) = \frac{u}{-\ln(u_i)^{1/k}} \quad (۴۱-۲)$$

توزیع حدی نوع II که معمولاً به عنوان توزیع فریچت^۱ نیز شناخته می‌شود دارای حالت ۳ پارامتری نیز هست. که ما در اینجا فقط به بیان توابع PDF و CDF آن بسنده می‌کنیم. در صورت نیاز به کسب اطلاعات در زمینه محاسبه نحوه پارامترهای این توزیع مرجع [۲۱] را به خواننده پیشنهاد می‌کنیم [۵-۱۹].

$$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{\beta}{x-\gamma} \right)^{\alpha+1} \exp \left(- \left(\frac{\beta}{x-\gamma} \right)^{\alpha} \right) \quad (۴۲-۲)$$

$$F(x) = \exp \left(- \left(\frac{\beta}{x-\gamma} \right)^{\alpha} \right) \quad (۴۳-۲)$$

۲-۵-۱۲ توزیع حدی نوع III^۲

این توزیع نیز گاهی به عنوان توزیع ویبل^۳ شناخته می‌شود. این توزیع دارای دو شکل متفاوت برای مقادیر مینیمم و ماکزیمم است [۵].

برای مقدار ماکزیمم:

$$F_x(x) = e^{-\left(\frac{w-x}{w-u}\right)^k} \quad \text{for } x \leq w \quad (۴۴-۲)$$

1. Frechet
2. Extreme Type III
3. Weibull Distribution

$$\mu_x = w - (w - u)\Gamma(1 + \frac{1}{k}) \quad (45-2)$$

$$\sigma_x^2 = (w - u)^2 \left[\Gamma(1 + \frac{2}{k}) - \Gamma^2(1 + \frac{1}{k}) \right] \quad (46-2)$$

برای مقدار مینیمم:

$$F_x(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-\varepsilon}{u-\varepsilon}\right)^k} \quad \text{for } x \geq \varepsilon \quad (47-2)$$

$$\mu_x = \varepsilon + (u + \varepsilon)\Gamma(1 + \frac{1}{k}) \quad (48-2)$$

$$\sigma_x^2 = (u - \varepsilon)^2 \left[\Gamma(1 + \frac{2}{k}) - \Gamma^2(1 + \frac{1}{k}) \right] \quad (49-2)$$

۲-۶ توابع حالت حدی (توابع عملکرد)

یک دیدگاه رسمی از حاشیه ایمنی به حالت حدی نهایی مربوط می شود. به عنوان مثال یک مد از گسیختگی تیر وقتی می تواند واقع شود که لنگر ناشی از بارها، از ظرفیت لنگر خمشی تجاوز نماید. اگر فرض شود که R بیانگر مقاومت (ظرفیت لنگر خمشی) و Q بیانگر اثر بار (لنگر کل اعمال شده بر تیر مفروض) باشد برای این مد گسیختگی می توان یک تابع عملکرد یا تابع حالت حدی به صورت رابطه زیر تعریف نمود:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (50-2)$$

حالت حدی مناسب بین مرز عملکرد مطلوب و نامطلوب، وقتی است که $g=0$ شود. اگر $g \geq 0$ باشد سازه ایمن است (عملکرد مطلوب) و اگر $g < 0$ باشد سازه ایمن نیست (عملکرد نامطلوب).

احتمال گسیختگی P_f سازه برابر است با احتمال آن که عملکرد نامطلوب رخ دهد. از دیدگاه ریاضی می توان مقدار این احتمال را بر حسب ترم های تابع عملکرد به صورت زیر بیان کرد:

$$P_f = P(R - Q < 0) = P(g < 0) \quad (51-2)$$

اکنون مفاهیم بیان شده را تعمیم می دهیم. هر احساس و درکی از یک سازه، می تواند در یکی از دو دسته زیر قرار گیرد:

اگر مقاومت $\leq$ بار مؤثر در این صورت سازه ایمن است.

اگر مقاومت $>$ بار مؤثر در این صورت سازه گسیخته می شود.

حالت سازه را می توان با استفاده از پارامترهای مختلف $X_1, X_2, \dots, X_n$ از قبیل پارامترهای بار و مقاومت شامل بار مرده، بار زنده، طول، عمق، مقاومت فشاری، تنش جاری شدن و ممان اینرسی توصیف نمود. یک تابع حالت حدی یک تابع مثل $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ است به گونه ای که:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \quad \text{یک سازه ایمن} \quad (52-2)$$

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad \text{حالت بین سلامت و عدم سلامت (مرز)} \quad (53-2)$$

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0 \quad \text{یک سازه گسیخته شده} \quad (54-2)$$

هر تابع حالت حدی به یک حالت حدی مخصوص مربوط می شود. حالات حدی متفاوت، توابع حالت حدی متفاوتی را نتیجه می دهد [۵].

۲-۶ روش های محاسبه شاخص ایمنی

پس از آنکه پارامترهای آماری مورد نیاز برای تک تک متغیرهای تصادفی که بطور مستقیم و غیر مستقیم در توابع حالت حدی حضور دارند مشخص گردید، می توان توسط روش های مختلفی احتمال خرابی یا شاخص قابلیت اعتماد متناظر با آن را برای عضو مورد نظر و با توجه به نوع تابع حالت حدی تعریف شده (خطی یا غیرخطی بودن آن)، تعیین نمود.

روش های رایج به دو صورت می باشند:

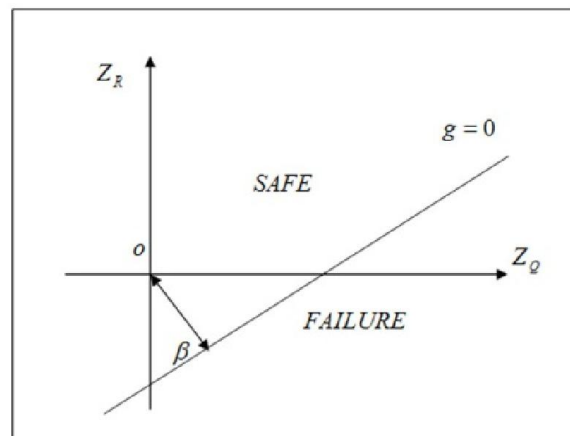
۱) روش های تحلیلی: در این روش ها معمولاً احتمال خرابی یا شاخص قابلیت اعتماد مربوط به یک تابع حالت حدی با استفاده از یکسری روابط تحلیلی یا روندهای تکراری و یا انتگرال گیری عددی محاسبه می گردد. از جمله این روش ها می توان به روش شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم مقدار میانگین، روش های انتگرال گیری عددی و روش هاسوفر لیند یا راکویتز- فیسلر اشاره کرد.

در تحقیق پیش رو با استفاده از روش راکویتز فیسلر به تعیین شاخص قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP پرداخته می‌شود.

۲) روش‌های عددی: در روش‌های عددی که همگی اقتباس شده از روش مونت کارلو می‌باشند، ابتدا از روی یکسری اعداد تصادفی مقادیری برای تک تک متغیرهای تصادفی (با توجه به تابع توزیعشان) تولید می‌گردد، سپس هر بار مقادیر تولید شده در تابع حالت حدی جایگذاری می‌شوند و در نهایت تعداد دفعاتی که تابع حالت حدی از صفر کوچکتر شده باشد (اثرات بارهای وارده از مقاومت عضو بیشتر گردد) شمرده می‌شوند و بر تعداد کل دفعات آزمایش تقسیم گردیده و به این ترتیب مقدار احتمال خرابی عضو بدست می‌آید [۲۲].

۲-۶-۱ تعریف عمومی شاخص ایمنی

شاخص ایمنی به عنوان کوتاه‌ترین فاصله بین مرکز محورهای مختصات متغیرهای اصلاح شده (استاندارد شده) تا خط $g=0$ تعریف می‌شود. این تعریف که توسط هاسوفر و لیند معرفی شد در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۲-۱۲): تعریف شاخص ایمنی

تعریف دیگری از شاخص قابلیت اعتماد که در سال ۱۹۶۹ توسط کرنل بیان شد به صورت زیر است. وی با فرض تابع چگالی احتمال نرمال برای تابع حالت حدی، شاخص قابلیت اعتماد یا شاخص ایمنی را به صورت زیر تعریف کرد:

که در آن μ_M و σ_M به ترتیب، میانگین و انحراف معیار تابع حاشیه ایمنی M می باشد. β ، معکوس ضریب پراکندگی M است.

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (55-2)$$

در ادامه روش های مختلف محاسبه شاخص قابلیت اعتماد آورده شده است.

۲-۶-۲ روش های تحلیلی

۲-۶-۲-۱ روش مقدار میانگین

• توابع حالت حدی خطی

یک تابع خطی برای سطح خرابی به شکل زیر در نظر گرفته می شود:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i \quad (56-2)$$

در فرمول فوق ترم های a_i ثابت و متغیرهای تصادفی X_i غیر همبسته می باشد. مقدار β برای معادله بالا بصورت زیر بدست می آید.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{xi}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{xi})^2}} \quad (57-2)$$

β بدست آمده از این رابطه وابسته به میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی است. از این رو این β شاخص قابلیت اعتماد لنگر دوم نامیده می شود. این فرمول وقتی دقیق است که متغیرهای تصادفی همگی دارای توزیع نرمال و غیر وابسته باشند. در غیر این صورت این معادله تنها یک مقدار حدودی برای β می دهد [۵].

• توابع حالت حدی غیر خطی

حالا موردی را با تابع حالت حدی غیر خطی بررسی می‌کنیم. زمانی که این تابع غیر خطی است، ما می‌توانیم یک جواب تقریبی را از طریق خطی سازی تابع غیر خطی با استفاده از بسط سری تیلور بدست آوریم.

بسط سری تیلور به صورت زیر می‌باشد:

(۵۸-۲)

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at } (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)}$$

یکی از روش‌های خطی کردن این است که نقاط را با مقادیر میانگین متغیرها جایگزین نمائیم. بنابراین معادله بالا به شکل زیر در می‌آید:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (۵۹-۲)$$

معادله بالا یک معادله خطی بر حسب متغیرهای X_i می‌باشد و برای محاسبه β از معادله زیر می‌توان استفاده کرد. پس از یک سری محاسبات جبری معادله β بصورت زیر در می‌آید.

$$\beta = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad \text{where } a_i = \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (۶۰-۲)$$

مقدار β حاصل از این رابطه، شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم میانگین نام دارد.

که تشریح اسم طولانی آن بدین صورت است که :

مرتبه اول چون، در بسط سری تیلور از ترم‌های مرتبه اول استفاده کردیم.

لنگر دوم، چون فقط میانگین و واریانس را احتیاج داریم .

میانگین برای اینکه بسط سری تیلور حول مقدار میانگین حساب شده است [۵].

۲-۲-۶-۲ روش هاسوفر - لیند در تعیین شاخص قابلیت اعتماد (1974)

این روش ماتریسی شامل گام‌های زیر است :

(۱) برای تمام متغیرهای تصادفی موجود در مسئله تابع حالت حدی و پارامترهای مربوطه را تعیین می‌کنیم.

(۲) بدست آوردن یک نقطه طراحی $\{X_i^*\}$ بوسیله فرض کردن مقادیری برای $n-1$ متغیر تصادفی X_i (معمولاً مقدار میانگین آنها را انتخاب می‌کنیم) و حل معادله $g = 0$ برای متغیر تصادفی باقیمانده. با استفاده از رابطه زیر متغیر اصلاح شده Z_i^* مربوطه به هر متغیر طراحی را بدست می‌آوریم:

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (۶۱-۲)$$

(۳) با استفاده از معادله (۶۲-۲)، مشتقات جزئی تابع حالت حدی را نسبت به متغیرهای اصلاح شده را تعیین می‌کنیم. برای راحتی یک بردار ستون $\{G\}$ را به عنوان برداری که درایه‌هایش همان مشتقات جزئی ضرب شده در عدد (۱-) باشند تعریف می‌کنیم.

$$G = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad \text{محاسبه تخمینی } \beta \text{ طبق} \quad \text{where } G_i = -\frac{\partial g}{\partial z_i} \bigg|_{\text{evaluated at design point}} \quad (۶۲-۲)$$

فرمول زیر :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \text{where } Z^* = \begin{Bmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{Bmatrix} \quad (۶۳-۲)$$

(۴) محاسبه یک بردار ستونی شامل فاکتورهای حساسیت با استفاده از :

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (۶۴-۲)$$

یک نقطه طراحی جدید در تغییرات اصلاح شده برای $(n-1)$ متغیر با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌کنیم:

$$Z_i^* = \alpha_i \beta \quad (۶۵-۲)$$

(۵) با استفاده از رابطه (۶۶-۲) برای $(n-1)$ متغیر، مقادیر نقاط طراحی را تعیین می‌کنیم:

$$X_i^* = \mu_{X_i} + z_i^* \sigma_{X_i} \quad (۶۶-۲)$$

(۶) با استفاده از حل تابع حالت حدی $g = 0$ مقدار متغیر تصادفی باقیمانده را تعیین می‌کنیم.

(۷) تکرار گام‌های ۳-۹ تا وقتی که β و نقاط طراحی همگرا شوند [۵].

۲-۶-۳ روش راکویتز-فیسلر

در روش راکویتز-فیسلر مراحل زیر جهت تعیین کوتاه‌ترین فاصله مرز خرابی تا مبدأ متغیرهای کاهش یافته (که همان شاخص قابلیت اعتماد سازه است) انجام می‌گیرد:

(۱) تابع حالت حدی را تشکیل داده و سپس توزیع‌های احتمال و پارامترهای مناسب برای هر متغیر تصادفی را مشخص می‌نمائیم.

(۲) نقطه‌ی طراحی اولیه، $\{X_i^*\}$ را با فرض مقادیری برای $(n-1)$ متغیر، در نظر می‌گیریم. (معمولاً انتخاب میانگین‌ها برای شروع محاسبات مناسب می‌باشد). با جایگذاری مقادیر در معادله‌ی $g=0$ (که همان مرز خرابی است) و حل آن، مقدار تنها متغیر تصادفی باقیمانده را بدست می‌آوریم. این عمل در حقیقت تضمین‌کننده‌ی آن است که نقاط طراحی بر روی مرز خرابی قرار گیرند.

(۳) برای هریک از مؤلفه‌های نقطه‌ی طراحی، $\{X_i^*\}$ ، که توزیع غیر نرمال داشته باشند، پارامترهای معادل نرمال، یعنی μ_X^e و σ_X^e را تعیین می‌نماییم، برای این منظور می‌توان از معادلات زیر استفاده نمود. توجه داشته باشید، که اگر یک x_i^* ، یا چند تا از آنها دارای توزیع نرمال باشند، دیگر نیازی به محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار معادل نرمال، برای آنها نمی‌باشد، چرا که میانگین و انحراف معیار معادل اینگونه متغیرها با مقدار اولیه‌شان برابر می‌باشد.

$$\mu_X^e = X^* - \sigma_X^e [\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۴-۲)$$

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi\left(\frac{x^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi[\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۵-۲)$$

که در آن Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (CDF) و ϕ تابع چگالی احتمال (PDF) مربوط به توزیع نرمال و $f_X(X)$ و $F_X(X)$ به ترتیب تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی با توزیع غیر نرمال باشد.

(۴) مقدار متغیرهای کاهش یافته $\{Z_i^*\}$ ، را برای $\{X_i^*\}$ هایی که در مرحله ی (۲) برای نقطه ی طراحی بدست آمد، با استفاده از معادله ی زیر تعیین می نماییم.

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}^e}{\sigma_{X_i}^e} \quad (۶۶-۲)$$

(۵) مشتقات جزئی تابع حالت حدی (g) را نسبت به متغیرهای کاهش یافته تعیین می نماییم. برای سهولت کار می توان بردار ستونی G را به نحوی تعریف نمود که مؤلفه های آن مشتقات g نسبت به متغیرهای کاهش یافته باشند، که البته در (۱-) ضرب شده اند.

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \longrightarrow G_i = - \left. \frac{\partial g}{\partial Z_i} \right|_{\text{evaluated at design point}} \quad (۶۷-۲)$$

$$\frac{\partial g}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial X_i}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_{X_i}^e \quad (۶۸-۲)$$

(۶) یک مقدار تقریبی برای β با استفاده از فرمول زیر بدست می آوریم.

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \longrightarrow \{Z^*\} = \begin{Bmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{Bmatrix} \quad (۶۹-۲)$$

بالا نویس T در رابطه نشان دهنده ی ترانهاده می باشد.

برای توابعی که بصورت خطی باشند، معادله به شکل ساده ی زیر در می آید.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}^e}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i}^e)^2}} \quad (70-2)$$

(۷) بردار ستونی $\{\alpha\}$ را که شامل ضرایب حساسیت می شود، با استفاده از معادله‌ی زیر بدست می‌آوریم:

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (71-2)$$

(۸) یک نقطه‌ی طراحی جدید برای $(n-1)$ عدد از متغیرهای کاهش یافته و با استفاده از معادله‌ی زیر تعیین می‌نماییم. توجه کنید که مقدار β در این مرحله باید برابر مقدار جدید آن که در مرحله‌ی (۶) بدست آمد در نظر گرفته شود.

$$Z_i^* = \alpha_i \beta \quad (72-2)$$

(۹) برای $(n-1)$ مؤلفه از نقطه‌ی طراحی در دستگاه متغیرهای کاهش یافته، $(n-1)$ مؤلفه متناظر با آن (X_i^*) ها را در دستگاه اصلی بدست می‌آوریم.

$$X_i^* = \mu_{X_i} + Z_i^* \sigma_{X_i} \quad (73-2)$$

(۱۰) در این مرحله می‌توان با داشتن مقادیر X_i^* برای $(n-1)$ متغیر و جایگذاری این مقادیر در تابع حالت حدی و برابر صفر قرار دادن آن، مقدار متغیر باقیمانده را بدست آوریم.

(۱۱) مراحل (۳) تا (۱۰) را آنقدر تکرار می‌کنیم، تا مقادیر β و X_i^* همگرا شوند [۵].

۲-۶-۳ روش‌های عددی

۲-۶-۳-۱ آنالیز مونت کارلو

یکی از روش‌های قدرتمند و در عین حال ساده عددی در تعیین احتمال خرابی اعضا، روش مونت کارلو می‌باشد. اساس آنالیز مونت کارلو در تولید مجموعه‌ای از اعداد تصادفی است. اعداد تصادفی تولید شده یکنواخت دارای این خاصیت هستند که برای فاصله‌ای انتخابی (برای مثال از ۰ تا ۱)

احتمال وقوعشان در هر جای این فاصله یکسان است، لذا این اعداد تصادفی دارای تابع چگالی احتمال یکنواخت می‌باشند. از معایب این روش حجم عملیات عددی زیاد و وقت‌گیر بودن آن است. چرا که به عنوان مثال اگر میزان خرابی یک عضو سازه‌ای را با استفاده از روش‌های تحلیلی برای تابع حالت حدی مشخصی در حدود ۰,۰۱ تخمین بزنیم، طبق رابطه زیر برای رسیدن به چنین احتمالی خرابی‌ای، باید در حدود ۹۹۰۰ مقدار تصادفی مورد ارزیابی قرار گیرند.

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{\bar{P}}^2(P_{true})} = \frac{1 - 10^{-2}}{(0.1)^2 (10^{-2})} = 9900 \quad (۷۴-۲)$$

که در آن N ، تعداد نمونه‌های مورد نیاز برای رسیدن به احتمال خرابی P_{true} ، احتمال خرابی مورد نظر و $V_{\bar{P}}$ ، ضریب تغییرات مربوط به تخمین احتمال خرابی است.

آنالیز مونت کارلو ابزاری است که ما را به تحلیل آماری عدم قطعیت‌های موجود در مسائل مهندسی قادر می‌سازد. این روش بخصوص در مسائل پیچیده که متغیرهای تصادفی زیادی توسط معادلات غیر خطی به یکدیگر مرتبط شده‌اند، بسیار مفید می‌باشد [۵].

فصل سوم:

روش‌های مقاوم‌سازی

سازه‌های بتن آرمه

۳-۱ مقدمه

بتن مخلوطی از سنگدانه‌هایی مانند ماسه، شن، سنگ‌های شکسته است که به وسیله آب و سیمان کنار هم قرار می‌گیرند و یک حجم سنگ مانند را تشکیل می‌دهند. بعضی اوقات افزودنی‌هایی را به منظور تغییر ویژگی‌های این حجم سنگ مانند به آن اضافه می‌کنند. بتن با این مواد دارای مقاومت فشاری بالایی است اما مقاومت کششی آن ناچیز است، بنابراین نمی‌توان از آن در اعضایی که تحت تأثیر کشش و یا خمش هستند استفاده نمود [۲۳].

برای غلبه بر این محدودیت، در نیمه‌ی دوم قرن نوزدهم، محققان دریافتند که می‌توان بتن را به وسیله میلگردهای فولادی که مقاومت کششی بالایی دارند مسلح نموده و از این ترکیب در قسمت‌هایی از سازه که تحت کشش قرار می‌گیرند، استفاده کرد. عامل مهمی که در این مکانیسم نقش اساسی را ایفا می‌کند، چسبندگی عالی بتن به میلگردهای مسلح کننده می‌باشد که می‌تواند کاملاً این دو ماده‌ی مختلف را با یکدیگر یکپارچه نماید. این ترکیب بدست آمده «بتن مسلح^۱» خوانده می‌شود که اغلب مزایای خوب دو ماده‌ی مختلف را به تنهایی داراست [۲۴].

شاید بتوان گفت که بتن مسلح رایج‌ترین و مهم‌ترین ماده ساختمانی در ساخت و ساز است. این ماده برای ساخت تمامی ساختمان‌ها (کوچک یا بزرگ)، پل‌ها، سدها، تونل‌ها، امکانات زهکشی، آبیاری و ... استفاده می‌شود. دلیل استفاده از این ماده ساختمانی را می‌توان با بررسی کردن تعدادی از مزایای آن، متوجه شد.

- (۱) مقاومت فشاری قابل ملاحظه‌ای در واحد هزینه در مقایسه با سایر مواد دارد.
- (۲) بتن مسلح مقاومت خوبی در مقابل آتش و آب دارد. از این رو بهترین ماده در دسترس برای مکان‌هایی که آب موجود است به شمار می‌رود. هنگام آتش‌سوزی نیز به دلیل محافظت بتن از میلگردها تنها خسارت سطحی بوجود می‌آید.
- (۳) بتن مسلح ماده‌ای نسبتاً صلب است.

۴) در مقایسه با سایر مواد، سازه‌های بتن مسلح عمر مفید بیشتری دارند. تحت شرایط مطلوب، سازه‌های بتن مسلح می‌توانند به صورت نامحدود بدون کاهش ظرفیت باربری کار کنند. این موضوع به دلیل این واقعیت است که مقاومت بتن مسلح در طول زمان کاهش پیدا نمی‌کند و اندازه‌گیری‌های انجام شده در سال‌های مختلف حاکی از افزایش مقاومت بتن با گذشت زمان است.

۵) به طور معمول بتن تنها ماده اقتصادی در دسترس برای استفاده در فونداسیون، سقف، دیوارها، شمع‌ها و موارد مشابه است [۲۳].

یکی از ویژگی‌های خاص بتن، شکل‌پذیری فوق‌العاده آن است، به نحوی که این ماده قابل استفاده در شکل‌های مختلف دال، ستون، تیر و ... است.



شکل (۳-۱): ساختمان بانک ملی کالرینا، ساخته شده در سال ۱۹۹۱

با توجه به موارد ذکر شده درباره مزایای بتن به عنوان ماده ساختمانی این فصل را به معرفی این ماده و سازه‌های ساخته شده از بتن، اهمیت مقاوم‌سازی، معرفی روش‌های مقاوم‌سازی اختصاص دادیم.

۳-۲ تاریخچه سازه‌های بتن مسلح

بسیاری از مردم گمان می‌کنند که بتن به شکل امروزی از قرن‌ها پیش مورد استفاده بوده است. در صورتی که چنین چیزی واقعیت ندارد. رومی‌ها قبل از میلاد مسیح با استفاده از نوع خاصی از سیمان که آن را «پوزولا» می‌نامیدند، بتن ساختند. آنها سنگدانه‌های آتشفشانی، آهک زنده و آب را همراه با

شن و ماسه با هم مخلوط کردند و به یک حجم سنگ مانند دست یافتند که از آن به عنوان ماده ساختمانی استفاده می‌کردند. این ماده بسیار مقاومت کمتری در مقایسه با بتن امروزی داشت، اما با این حال بعضی از ساختمان‌هایی که با این ماده ساخته شدند، هنوز وجود دارند که از جمله آن می‌توان به ساختمان «پانتئون»^۱ که در سال ۱۲۶ بعد از میلاد مسیح ساخته شد اشاره کرد. هنر ساخت بتن پوزولانیک برای قرن‌های زیادی فراموش شد و تا قرن هجدهم و نوزدهم احیا نشد. مزیت‌های این سنگ سیمانی در سال ۱۷۹۶ در انگلستان کشف شد و به نام سیمان رومی در این منطقه استفاده شد [۲۳].

این ماده تا سال ۱۸۲۴ در انگلستان مصرف شد تا اینکه در این سال «سیمان پرتلند» توسط ژوزف آسپدین انگلیسی کشف شد. از آن پس بتن غیر مسلح برای سال‌ها به عنوان یک ماده‌ی ساختمانی مناسب، تولید شد.



شکل (۳-۲): ساختمان پانتئون - ایتالیا

سابقه‌ی استفاده از بتن مسلح به سال ۱۸۵۰ بر می‌گردد که ژوزف لامبوت^۲ فرانسوی یک قایق بتنی را که با شبکه‌ای از سیم‌های موازی مسلح شده بود، تولید کرد. با این حال اختراع بتن‌آرمه بیش‌تر به ژوزف مونیر^۳ فرانسوی نسبت داده می‌شود. وی در سال ۱۸۶۷، ابداع ساخت حوضچه‌ها و مخازن بتنی مسلح به شبکه‌ای از سیم آهنی را برای خود ثبت نمود. از آن به بعد مونیر تا سال ۱۸۸۱، موارد

1. Pantheon
2. Joseph Lambot
3. Joseph Monier

متعددی از کاربرد بتن مسلح را از جمله در ساخت لوله‌ها و اجزای رابط خطوط آهن به نام خود به ثبت رساند. با این وجود گفته می‌شود که وی دانش مربوط به رفتار بتن‌آرمه و یا روش مناسب جهت محاسبات طراحی را نداشته است.

در آمریکا ویلیام وارد^۱ نخستین ساختمان بتن‌آرمه را در سال ۱۸۷۵ در نیویورک بنا نمود. هم‌چنین تادیوس هیات^۲ که در ابتدا یک وکیل بود، در دهه‌ی ۱۸۵۰ تجربیاتی را در مورد تیر بتن‌آرمه انجام داد. وی میله‌های آهنی را در ناحیه‌ی کششی تیر قرار داد و در نزدیکی تکیه‌گاه آن را به طرف بالا خم کرده و در ناحیه‌ی فشاری مهار نمود. او هم‌چنین میله‌های قائمی را در نزدیکی تکیه‌گاه برای تحمل برش به کار برد. هیات در سال ۱۸۷۷ یک کتاب ۲۸ صفحه‌ای در ارتباط با موضوع تحقیقات خود منتشر کرد.

هم‌چنین رانسام^۳ در دهه ۱۸۷۰ در شهر سانفرانسیسکو مواردی از استفاده‌ی بتن‌آرمه را تجربه نمود. وی در سال ۱۸۸۴، استفاده از میلگردهای آجدار را با پیچاندن میله‌هایی با سطح مقطع مربعی و به منظور فراهم نمودن چسبندگی بهتر بین فولاد و بتن، به نام خود ثبت کرد. هم‌چنین وی در سال ۱۸۹۰، ساختمان یک موزه‌ی دو طبقه به طول ۹۵ متر را به صورت بتن‌آرمه بنا نمود. این ساختمان در زلزله ۱۹۰۶ سانفرانسیسکو و نیز آتش‌سوزی متعاقب این زلزله، آسیب جزئی دید که این عملکرد و نیز عملکرد مناسب سایر ساختمان‌های بتن‌آرمه در آن زلزله و آتش‌سوزی متعاقب، منجر به اقبال عمومی به این سیستم جدید ساختمان‌سازی گردید. در سال ۱۹۰۳، تشکیل یک کمیته‌ی مشترک از نمایندگان سازمان‌های علاقمند در زمینه‌ی بتن‌آرمه در آمریکا، نقطه شروعی برای همگانی کردن دانش طراحی بتن‌آرمه بود. از آن به بعد در دهه‌ی اول قرن بیستم آزمایشات متعددی توسط دانشمندان در آمریکا و در اروپا جهت تعیین مقاومت فشاری بتن و مدول الاستیسیته‌ی بتن انجام گرفت. از سال ۱۹۱۶ تا ۱۹۵۰ بررسی ستون‌های بتن‌آرمه تحت بار محوری متمرکز، ستون‌های

1. William E. Ward
2. Thaddeus Hyatt
3. E. L. Ransome

بتن آرمه با بار خارج از محور، شالوده‌های بتن آرمه و نیز مقاومت نهایی تیرها بیشتر مورد توجه محققین قرار گرفت [۲۵].

با توجه به قدمت و مزایای بسیار بتن مسلح از آن زمان تا کنون بسیاری از سازه‌ها، در اقصی نقاط جهان با استفاده از این مصالح ساخته شده‌اند. با توجه به استفاده‌ی روز افزون از بتن مسلح در ساخت بناها و با توجه به دلایل ذکر شده در فصل یک بسیاری از این سازه‌ها نیاز به مقاوم‌سازی دارند.

۳-۳ مقاوم‌سازی و اهمیت آن

از زمانی که اولین سازه‌ها توسط طبیعت یا به دست بشر شکل گرفتند، فرسایش یا تخریب باعث ضعف در کارایی آن‌ها می‌شد. این کاستی‌ها قانون طبیعت هستند که حتی بر سازه‌های مدرن امروزی نیز اثر گذارند. سازه‌های مدرن از قبیل آسمان‌خراش‌ها و پل‌ها بسیار پرهزینه بوده و زمان ساخت طولانی مدت آن‌ها گاهی باعث اختلالاتی در جامعه می‌شود.

از طرفی تغییر در جامعه‌ی اطراف ما منجر به دگرگونی سازه‌های مورد نیاز شده است. حمل و نقل در حال سنگین‌تر شدن است؛ سرعت وسائط نقلیه افزایش یافته و ... که همه به ایجاد تغییرات تقاضا در سازه‌های با دامنه عمر طولانی، منجر می‌شود. همچنین علوم مربوط به رفتار سازه‌ای گسترش یافته، که خود باعث آگاهی نسبت به عدم قابلیت مناسب برخی سازه‌ها شده است. بنابراین احیای سازه جهت رسیدن به کارایی مناسب، همواره مورد توجه بوده است. به روش‌های ارتقای سازه که عمدتاً برای بالا بردن ظرفیت باربری و نیز دیگر سطوح کارایی مورد استفاده قرار می‌گیرد، مقاوم‌سازی^۱ اطلاق می‌شود.

مقاوم‌سازی به مجموعه عملیاتی گفته می‌شود که روی کل یا بخشی از سازه انجام می‌شود تا سازه بتواند بارها و سربارهای بیش‌تری نسبت به حالت اولیه تحمل کند و خصوصیات رفتاری بهتری از خود نشان دهد [۲۷].

1. Strengthening

در مورد تاریخچه و زمان پیدایش مقاومسازی به مفهوم کلی، نمی‌توان اظهار نظر کرد؛ اما در حالت کلی می‌توان گفت زلزله‌های بزرگی که در سال ۱۹۷۱ در سانفرانسیسکو و کالیفرنیا که بالغ بر ۶۵ کشته و ۵۰۰ میلیون دلار خسارت بر جا گذاشت، زلزله سال ۱۹۸۹ لوما پریتا در سانفرانسیسکو، زلزله نورث‌ریچ در سال ۱۹۹۴ و زلزله ۱۹۹۵ کوبه و زلزله‌هایی در کشورهای دیگر مانند زلزله سال ۱۹۸۵ مکزیکوسیتی، ۱۹۹۵ ژاپن، ۱۹۹۹ ترکیه و ... باعث توجه به بحث بازسازی و مقاومسازی سازه‌ها شد. بعد از این زلزله‌ها و تخریب‌های ناشی از آن، برای درک بهتر رفتار سازه‌ها و جلوگیری از وقوع چنین حوادثی، سازه‌ها بررسی و آنالیز شدند و از همان زمان مقاومسازی لرزه‌ای یا همان بهسازی لرزه‌ای به دنبال تغییرات عمده در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای معنا و مفهوم پیدا کرد؛ به عنوان مثال در سال ۱۹۷۶، پنج سال بعد از زلزله سانفرانسیسکو آیین نامه UBC با در نظر گرفتن ضوابط طراحی لرزه چاپ و منتشر شد. با انتشار آیین‌نامه‌های جدید و بررسی سازه‌های موجود بر اساس این آیین‌نامه‌ها مشخص شد که سازه‌های موجود توانایی اغنای آیین‌نامه‌های جدید را نداشته و در نتیجه نیاز به مقاومسازی آن‌ها احساس شد. سازه‌های بتن‌آرمه موجود برای بارهای گرانشی و بارهای جانبی کمتر از آیین‌نامه‌های اخیر طراحی شده بودند و مشکلاتی چون عدم همپوشانی و پیوستگی آرماتورهای طولی تیرها و ستون‌ها، فواصل زیاد آرماتورهای عرضی، کیفیت اجرای نامطلوب اعضای باربر، ازدحام آرماتور در محل اتصالات و ... در پیکربندی و جزئیات سازه‌های طراحی شده قبل از سال ۱۹۷۰ به وضوح دیده می‌شد. تا این که در دهه ۹۰ میلادی اداره فدرال مدیریت شرایط اضطراری FEMA بر اثر تحقیقات انجام شده اقدام به ارزیابی لرزه‌ای و روش‌های تقویت و بازسازی سازه‌های موجود نمود و نتایج این تحقیقات را در قالب آیین‌نامه‌هایی ارائه داد [۲۷-۲۸].

از چندین سال قبل و به دنبال فجایع بزرگ انسانی مانند فاجعه‌ی دلخراش بم که اثرات و مصائب آن تا کنون هم احساس می‌شود، بحث مقاومسازی تبدیل به یکی از مهم‌ترین مسائل روز کشور عزیزمان، ایران شد.

از آن زمان تا کنون تحقیقات مهم و قابل توجهی برای شناخت و مقابله با زمین‌لرزه صورت گرفته؛ اما باز هم کاستی‌هایی احساس می‌شود که امید است تا با همیاری و همکاری تمام ایرانیان در اقصی نقاط جهان، این مهم حاصل شود.



شکل (۳-۳): خرابی‌های ناشی از زلزله



شکل (۴-۳): تصاویری از زلزله‌های منجیل و بم

۳-۴ دلایل مقاوم سازی

یک سازه به دلایل مختلف می‌تواند نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشد که از آن جمله می‌توان به ساختمان‌هایی اشاره کرد که به دلیل:

- نگهداری نامناسب، استفاده از مصالح با کیفیت پایین از لحاظ مقاومت و خدمت‌پذیری بندهای آیین‌نامه را ارضا نمی‌کنند.
- معایب طراحی و عدم دقت کافی در ساخت و ساز، از لحاظ کیفیت و ایمنی دچار مشکل هستند.
- حوادث طبیعی مانند زلزله، طوفان و ... دچار خرابی شده‌اند.
- تغییر کاربری سازه، نیاز به افزایش ظرفیت باربری دارند.
- تغییرات آیین‌نامه‌های بارگذاری و یا مبانی طراحی، نیاز به مقاوم‌سازی دارند.
- فرسایش و افول سازه به دلایل مختلف نیاز به مقاوم‌سازی پیدا می‌کند [۲۹-۳۰].

۳-۵ مراحل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها

در این قسمت مراحل مقاوم‌سازی سازه‌ها فقط به صورت موردی بیان شده‌اند:

- (۱) گردآوری اطلاعات در مورد مشخصات سازه
 - (۲) بررسی آسیب‌پذیری و ایمنی سازه
 - (۳) طرح مقاوم سازی
 - (۴) تهیه نقشه‌های طرح تقویت
 - (۵) اجرا و بازرسی حین اجرا جهت رفع ایرادات احتمالی طرح [۲۹].
- در ادامه با توجه به موضوع پایان نامه که در رابطه با قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه است، فقط روش‌های مقاوم‌سازی ستون‌ها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۶ مقاومت سازی ستون های بتن مسلح

محافظت لرزه ای ساختمان ها یک بحث مهم و اساسی است که باعث بهبود در عملکرد سازه ها می شود. برخی از مواد و روش هایی که برای مقاومت سازی وجود دارند نقش مهمی را در ترمیم و تقویت سازه های آسیب دیده یا سالم بازی می کنند. اولین نگرانی مهندس سازه، بهبود بخشیدن ظرفیت باربری سازه در سریع ترین زمان ممکن است. بنابراین انتخاب درست مواد، تکنیک و روش برای ترمیم و مقاومت سازی یک چالش مهم است. انتخاب تکنیک و مواد به پارامترهای زیادی از قبیل منابع مالی، کاربرد سازه، نحوه دسترسی به مواد و ... وابسته است. استفاده از مواد استاندارد و جدید، تکنیک های مناسب، استفاده از نیروی انسانی ماهر و بررسی کیفیت کار حین انجام، از فاکتورهای کلیدی برای موفقیت در ترمیم و مقاومت سازی است [۳۱].

در ستون های بتن آرمه با توجه به اثر پواسون، کرنش طولی بتن تحت فشار، سبب ایجاد کرنش جانبی در مقطع عضو بتنی شده و با ایجاد ترک های داخلی پیش رونده، کرنش جانبی به سرعت افزایش می یابد و همین موضوع باعث ترک خوردگی بتن و در نتیجه گسیخته شدن آن می شود [۳۲].

تحقیق پژوهشگران در این زمینه نشان داد که محصور شدگی می تواند یکی از راه های مؤثر برای ترمیم ستون های بتن آرمه باشد. محصور شدگی سبب افزایش مقاومت فشاری هسته بتن، کرنش نهایی بتن در فشار و شکل پذیری می شود. به دلیل سه تأثیر مذکور، تمرکز روش های مقاومت سازی بر روی محصور شدگی و چگونگی افزایش نیروی محصور شدگی قرار گرفت [۳۳].

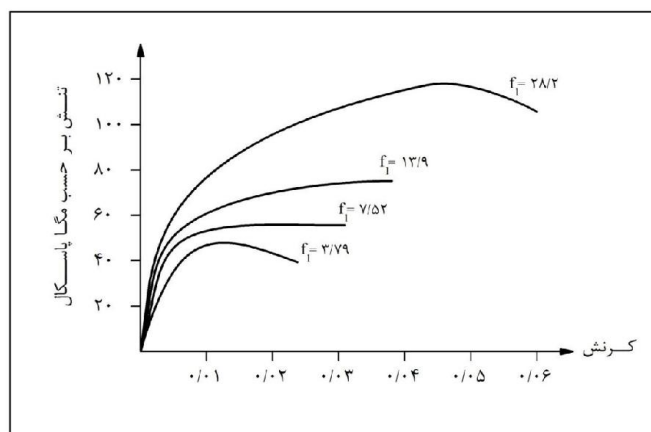
در واقع کرنش جانبی در صورت محصور بودن بتن، سبب ایجاد نیروی کششی در اعضای محصور کننده و در نتیجه اعمال فشار جانبی به هسته بتنی می گردد. به بیان دیگر، اگر در یک عضو بتنی تحت فشار، در جهت عمود بر ترک هایی که در ناحیه ی فشاری ایجاد می شوند، نیرویی وارد شود، باعث محدود شدن توسعه ی ترک ها شده و مقاومت مقطع را افزایش می دهد [۲۶-۳۲]

در سال ۱۹۲۸، ریچارت و همکارانش با استفاده از نتایج آزمایش های انجام گرفته به منظور تعیین مقاومت استوانه های بتنی که تحت فشار مایع محصور شده بودند، رابطه ی زیر را پیشنهاد نمودند. اگر

k_1 ، ضریب اثر بخشی محصورکنندگی باشد، این محققین مقدار آن را برابر ۴/۱ در نظر گرفته و در سال ۱۹۲۹ مدل خود را برای بتن محصور در فولاد ارائه دادند:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + k_1 \frac{f'_l}{f'_c} \quad (۱-۳)$$

در این رابطه f'_c و f'_l به ترتیب مقاومت فشاری محوری نمونه‌ی محصورشده و مقاومت نمونه‌ی محصورنشده می‌باشد. f'_l نیز فشار محصورکننده‌ی جانبی است. این فشار در زمانی که بار محوری وارد می‌شود ثابت مانده، در حالی که نیروی محوری تا شکست نمونه افزایش پیدا می‌کند. کرنش محوری متناظر با تنش محوری اعمال شده در فشارهای محصورکننده‌ی هیدرواستاتیکی متفاوت، مطابق شکل رسم گردیده است [۳۲].



شکل (۳-۵): نمودار تنش-کرنش استوانه‌های بتنی در فشار هیدرواستاتیک

تا اوایل دهه‌ی ۱۹۹۰، دو روش برای تقویت ستون‌های بتنی ضعیف متداول بود که عبارتند از: ایجاد غلاف‌های بتن‌آرمه در اطراف ستون (ژاکت بتن مسلح^۱) و نصب پوسته‌های فولادی (ژاکت فولادی^۲) پیرامون ستون که در آن بتن تزریق می‌شد. در اکثر موارد، اجرای هر دو روش دشوار بود و علاوه بر این پوسته‌های فولادی، سنگین و در برابر هوازدگی هم ضعیف بودند.

1. RC Jacketing
2. Steel Jacketing

در سال‌های اخیر، محققینی چون بالینجر و همکاران، سعادتمنش و همکاران و سیبل و همکاران به جای پوسته‌های فولادی، از کامپوزیت‌های FRP برای تقویت ستون‌های بتن‌آرمه استفاده کردند [۳۲].



شکل (۳-۶): خرابی پایه‌ی یک پل در لس آنجلس به دلیل کمبود آرماتورهای عرضی

۳-۶-۱ ژاکت بتن مسلح

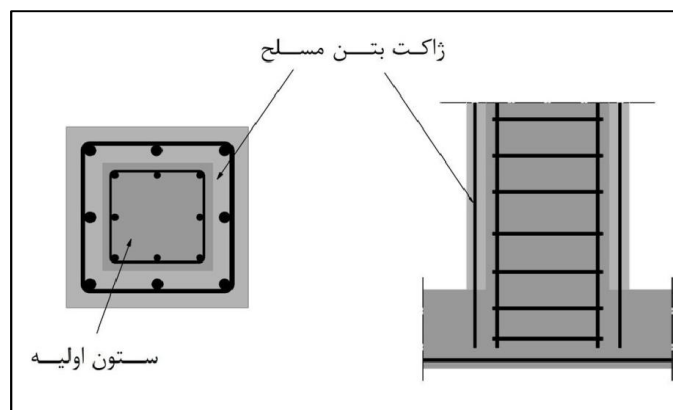
ژاکت بتنی شامل لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموت‌های بسته می‌باشد. این روش در مواردی که میزان آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، به کار می‌رود. ژاکت بتنی بسته به شرایط می‌تواند دور تا دور ستون و یا در یک وجه یا چند وجه آن اجرا شود.

در این شیوه ابتدا قفسی از آرماتور، پیرامون ستون فعلی اجرا شده، که با استفاده از عناصر فولادی به ستون متصل می‌شود؛ سپس به اجرای قالب‌گذاری و بتن‌ریزی اقدام می‌شود. ستون خارجی اجرا شده پیرامون هسته‌ی مرکزی، علاوه بر این که در باربری عضو مشارکت دارد، با استفاده از خاصیت محصورکنندگی سبب افزایش کرنش و مقاومت نهایی بتن هسته‌ی مرکزی و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری خمشی، برشی و محوری ستون می‌شود.

توجه به نکات زیر در استفاده از ژاکت بتن مسلح ضروری است:

- (۱) مقاومت مصالح جدید باید برابر و یا بیشتر از مقاومت مصالح موجود باشند.

- (۲) برای ستون هایی که به آرماتور طولی اضافه احتیاج ندارند، استفاده از ۴ آرماتور طولی به قطر ۱۲ میلیمتر و خاموت هایی به قطر ۸ میلیمتر ضروریست.
- (۳) حداقل ضخامت ژاکت بتنی ۱۰ سانتیمتر می باشد.
- (۴) قطر خاموت ها بین ۸ تا ۱۴ میلیمتر و زاویه خم انتهای آنها ۱۳۵ درجه است.
- (۵) فاصله محور به محور خاموت ها نباید از ۲۰ سانتیمتر تجاوز نماید.
- در شکل (۷-۳)، به صورت شماتیک نحوه مقاوم سازی ستون با استفاده از ژاکت بتنی آورده شده است [۳۴-۳۵].



شکل (۷-۳) اجرای ژاکت بتن مسلح به منظور مقاوم سازی ستون با مقطع مستطیلی

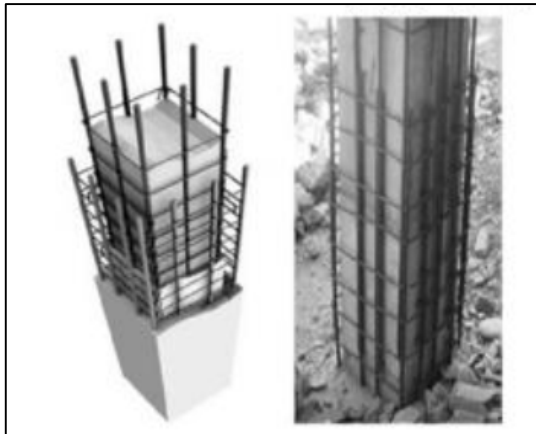
در ادامه به تعدادی از نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می شود.

الف - مزایا:

- (۱) به دلیل افزایش ابعاد، سختی عضو افزایش یافته که این امر سبب کاهش تغییر شکل جانبی عضو می شود.
- (۲) استفاده از این روش برای ستون های بلند باعث کاهش لاغری شده و سبب رفتار بهتر عضو در مقابل کمانش می شود.

ب - معایب:

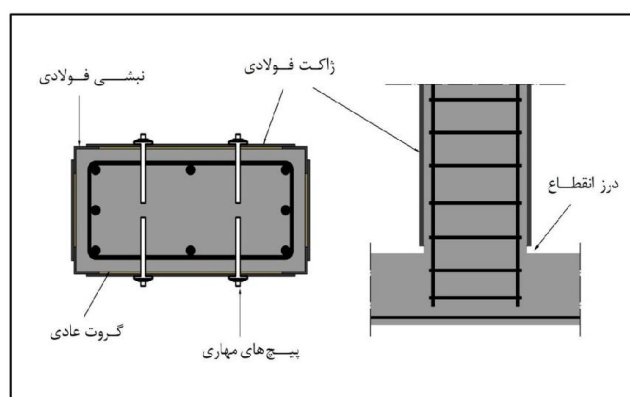
- (۱) افزایش زیاد بار مرده.
- (۲) محدودیت های معماری.



شکل (۳-۸) ستون مقاوم سازی شده با ژاکت بتن مسلح

۳-۶-۲ ژاکت فولادی

همان طور که در شکل (۳-۹) مشاهده می شود قفس فولادی از مقاطع نبشی به صورت طولی و تسمه های فولادی عرضی ساخته می شود. در عمل تسمه های فولادی عرضی به صورت جانبی تنیده می شوند که برای این کار از آچارهای مخصوص و یا پیش گرمایش استفاده می شود. فضای خالی بین قفس فولادی و بتن به طور معمول با ملات های مقاوم بدون افت حجمی^۱ پر می شود. بایستی در نظر داشت در جایی که محافظت فولاد در برابر خوردگی و آتش مطرح است از بتن پاشی (شاتکریت) استفاده می شود. این شیوه همانند ژاکت بتنی سبب محصورشدگی هسته ی مرکزی می شود.





شکل ۰(۳-۹): ستون بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با ژاکت فولادی

در ذیل به تعدادی نقاط ضعف و قوت این روش اشاره می شود.

الف – مزایا:

- (۱) سرعت در اجرا.
- (۲) افزایش ناچیز سطح مقطع عضو.

ب – معایب:

- (۱) هزینه نسبتاً بالا.
- (۲) کماتش ژاکت فولادی.
- (۳) تمایل به جداشدگی بتن و فولاد به دلیل تفاوت ضرایب پواسون.
- (۴) مقاومت کم نسبت به عوامل محیطی مانند خوردگی، آتش سوزی و ... [۲۷-۳۵].

۳-۶-۳ ژاکت FRP^۱

تمدن مدرن به عملکرد پیوسته همه سازه‌ها (سازه‌های صنعتی، مسکونی، پل‌ها و ...) وابسته است. این سازه‌ها اگرچه با هم تفاوت‌های زیادی دارند اما برای پیشرفت این تمدن باید نکات زیر را درباره همه سازه‌ها مورد توجه قرار داد:

- (۱) نابودی سازه در اثر عوامل محیطی.
- (۲) تغییر کاربری یا تغییر بارهای اعمالی به سازه.

1. FRP jacket

۳) نیاز به حداقل رساندن بسته شدن یا اختلال هنگام تعمیر سازه.

۴) نیاز به افزایش عمر مفید و در عین حال استفاده از حداقل سرمایه.

تعداد سازه‌ها در سراسر جهان در حال افزایش است و در عین حال عمر سازه‌های موجود در حال افزایش است در نتیجه نیاز به افزایش نگهداری اجتناب ناپذیر است. در این بین استفاده از روشی که مقاومت مناسب‌تری را در زمان کوتاه‌تری ایجاد کند مهم است.

استفاده از مواد مرکب ساخته‌شده از الیاف، در محیط رزین پلیمری به عنوان پلیمرهای مسلح شده با الیاف FRP، این اهداف را تأمین می‌کنند. به همین علت این مواد به عنوان یک ضرورت در جایگزینی مصالح سنتی و شیوه‌های موجود معرفی شده‌اند.

کامپوزیت‌های FRP یا مواد کامپوزیتی پیشرفته به علت ویژگی‌هایی همچون نسبت مقاومت به وزن و سختی به وزن بالا، مقاومت خوردگی خوب، وزن کم، دوام بالا مورد توجه مهندسين عمران قرار گرفته است. مهم‌ترین کاربرد این کامپوزیت‌ها در بازسازی ساختمان‌ها، پل‌ها، خطوط لوله و ... است. در سال‌های اخیر استفاده از این کامپوزیت‌ها برای ترمیم سازه‌های بتنی افزایش پیدا کرده است [۳۶]. با توجه به اینکه در این پایان‌نامه قابلیت اعتماد FRP بررسی می‌شود، سعی می‌کنیم که در بخش بعدی به طور مفصل به بیان تاریخچه، مؤلفه‌های تشکیل دهنده آن، انواع الیاف و ویژگی هر کدام بپردازیم.

۳-۷ FRP

۳-۷-۱ تاریخچه FRP

کامپوزیت ترکیبی از دو یا چند ماده است که به منظور بوجود آوردن یک ماده واحد و با خصوصیات بهتر با هم ترکیب شده‌اند.

اولین استفاده از کامپوزیت به ۱۵۰۰ سال قبل از میلاد مسیح بر می‌گردد. زمانی که مصری‌ها و بین‌النهرینی‌ها از مخلوط گل و کاه برای ساختن ساختمان‌هایی با مقاومت و دوام خوب استفاده می‌کردند که در این مخلوط کاه نقش مسلح کننده (تقویت کننده) را بر عهده داشت.

اما کامپوزیت‌ها به شکل امروزی تا زمانی که علم مربوط به پلاستیک‌ها پیشرفت نکرده بود، بوجود نیامدند. تا آن زمان فقط از رزین‌های پلیمری طبیعی از گیاهان و حیوانات به عنوان چسب استفاده می‌کردند. در اوایل دهه ۱۹۰۰ میلادی، پلاستیک‌هایی مانند phenolic, polystyrene, vinyl و polyester توسعه پیدا کردند این مواد ترکیبی جدید از رزین‌هایی بودند که از طبیعت بوجود آمده بودند.

با توجه به اینکه تقویت‌کننده‌ها باید مقاومت و صلبیت یک سازه را تامین می‌کردند این پلاستیک‌ها به تنهایی نمی‌توانستند این مقاومت را تأمین کنند. در سال ۱۹۳۵^۱ ون کرنینگ^۱ اولین الیاف شیشه‌ای یا همان فایبر گلاس را معرفی کرد.

فایبر گلاس‌ها زمانی که با پلاستیک‌های پلیمری ترکیب شدند یک سازه کاملاً مقاومی ساختند که بسیار سبک بود. در نتیجه این موضوع آغازی بر ساخت الیاف پلیمری تقویت‌کننده (FRP) که ما امروزه می‌شناسیم، بود.

اما جنگ جهانی دوم صنعت FRP را از آزمایشگاه به تولید واقعی کشاند و در واقع می‌توان شروع جنگ جهانی دوم را شروع کاربردی FRP دانست. در این زمان FRP در ساخت وسایل جنگی مورد استفاده قرار می‌گرفت.

پس از جنگ جهانی ابتدا FRP به صورت یک جسم شیشه‌ای جامد برای ساخت چوب ماهی‌گیری و گلف، پایه پرچم و چوب اسکی و... مورد استفاده قرار می‌گرفت. به تدریج به دلیل مقاومت کششی و فشاری بالا و همچنین قابلیت نارسایی الکتریکی در ساخت تجهیزات الکتریکی به کار رفت. سهولت در تولید و امکان دستیابی به شکل‌های پیچیده‌ی این ترکیبات نسبتاً گران موجب شد که به سرعت جای خود را در میان طراحان باز کند.

در دهه ۱۹۷۰ صنعت کامپوزیت به خوبی رشد کرد. رزین‌های پلاستیکی بهتری تولید شدند و الیاف مورد استفاده، بهبود پیدا کردند.

1. Owens Corning

دوپانت^۱ الیاف آرامید را که امروزه به عنوان الیاف Kevlar شناخته می‌شود را کشف کرد که این الیاف به واسطه سختی زیادی که دارند در ساخت ادوات جنگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

الیاف کربن نیز در همین زمان توسعه پیدا کردند و در بیشتر سازه‌ها جایگزین فولاد شدند.

اما استفاده از FRP به عنوان تقویت کننده اولین بار در دهه ۱۹۸۰ در ژاپن صورت گرفت. ژاپنی‌ها در این سال‌ها از FRP برای محصور کردن ستون‌ها استفاده کردند. اما پس از وقوع زلزله‌ی Hyogoken-Nanbu در ژاپن در سال ۱۹۹۵ استفاده از این مواد به طور قابل ملاحظه‌ای در این کشور افزایش یافت.

در دهه ۱۹۸۰ در اروپا که تا این زمان برای تقویت سازه‌های بتنی از ورق‌های فولادی استفاده می‌کردند به دلیل نصب سخت، نیاز به تجهیزات سنگین، خوردگی و ... ورق‌های فولادی، استفاده از FRP به جای ورق‌های فولادی پیشنهاد شد. به طوری که گزارشی از استفاده از FRP در کارهای آزمایشگاهی در سال ۱۹۷۸ در آلمان منتشر شد و تحقیقات انجام گرفته در همین سال در سوئیس، منجر به استفاده از FRP برای تقویت خمشی یک پل گردید.

جدول زیر نشان از افزایش استفاده از FRP با گذشت زمان دارد.

جدول (۱-۳): مقایسه استفاده از FRP در سال‌های مختلف

۱۹۹۸	۱۹۹۷	۱۹۹۶	صنعت
۲۴,۲	۲۳,۹	۲۳,۷	صنعت هوا فضا
۱۸۹,۳	۱۸۶	۱۷۶,۹	وسایل نقلیه
۷۳۵,۵	۶۹۹,۶	۶۵۵,۱	ساختمان
۳۷۴,۹	۳۹۶,۰	۳۸۱,۱	مقاومت خوردگی
۳۴۸,۲	۳۴۸,۲	۳۱۸,۸	صنایع الکتریکی
۳۵۳	۳۵۳,۰	۳۶۷,۹	صنایع دریایی
۱۱۳۵,۴	۱۰۹۵,۲	۹۹۸,۵	حمل و نقل

تحقیقات بر روی FRP در آمریکا به دهه ۱۹۳۰ برمی‌گردد، تحقیقات انجام شده منجر به انتشار آیین‌نامه ACI440.2R شد که اولین بار در سال ۱۹۹۶ منتشر شد پس از آن آیین‌نامه با تغییرات عمده در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۸ منتشر شد.

1. Dupont

توسعه آیین‌نامه‌ها و استانداردها برای سیستم FRP به عنوان پوشش‌های مقاوم کننده، در اروپا، ژاپن، کانادا و ایالات متحده ادامه دارد. طی ۱۰ سال گذشته، انجمن مهندسين عمران ژاپن (JSCE)، موسسه بتن ژاپن (JCI) و موسسه تحقیقاتی فنی راه آهن (RTRI) مدارک زیادی مربوط به استفاده از مصالح FRP در سازه‌های بتنی منتشر کرده‌اند. فدراسیون بین المللی سازه‌های بتنی (FIB) اخیراً اقدام به چاپ نشریه دستورالعمل طراحی روکش‌های تقویت کننده FRP برای سازه‌های بتن‌آرمه نموده است (fib2001). اداره استاندارد کشور کانادا، ISIS، در توسعه و تدوین دستورالعمل برای سیستم‌های FRP فعال می‌باشد [۳۷-۳۸].

۲-۷-۳ کاربرد FRP در مهندسی عمران

اگرچه استفاده از FRP در مهندسی عمران از دهه ۱۹۸۰ شروع شد. با این حال تعداد پروژه‌هایی که از این کامپوزیت‌ها برای ترمیم استفاده کردند، زیاد است.

این نوع کامپوزیت‌ها به طور موفقیت‌آمیزی برای ترمیم المان‌های اصلی ساختمان مانند تیر، ستون، دال و دیوارها مورد استفاده قرار گرفت. از دیگر موارد کاربرد FRP در مهندسی عمران می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ترمیم و بازسازی انواع پلها
- مقاوم سازی پلها
- ترمیم و مقاوم سازی پارکینگ ها
- ترمیم و بازسازی سازه های گوناگون مانند تونل ها

و ...

این مواد پیشرفته شاید در سازه‌های موجود برای تقویت یک یا چند تا از موارد زیر مورد استفاده قرار گیرند:

- ظرفیت محوری، خمشی یا برشی
- بهبود دوام سازه در مقابل شرایط محیطی بد

- افزایش سختی برای کاهش خیز تحت بارهای سرویس و طراحی [۳۹].



شکل (۳-۱۰): نصب صفحات CFRP به منظور مقاوم سازی خمشی تیر



شکل (۳-۱۱): تمیز کردن ستون قبل از نصب ورقه ها- نصب FRP

۳-۷-۳ اشکال مختلف مورد استفاده در مهندسی عمران

در حال حاضر دو نوع کلی از کامپوزیت های FRP در ساخت و بهسازی سازه ها در مهندسی عمران به کار می روند. این دو نوع عبارتند از میلگردهای کامپوزیت و کامپوزیت های پوششی. علاوه بر این دو نوع، مقاطع ساخته شده کامپوزیت به صورت I شکل، نبشی و ... نیز امروزه در نقاط مختلفی از جهان تولید می شوند و تحقیقات متعددی در سراسر دنیا روی این نوع از کامپوزیت های FRP، که با تکنولوژی خاصی ساخته و اجرا می شوند انجام شده و در حال انجام است.

(۱) میلگردهای FRP

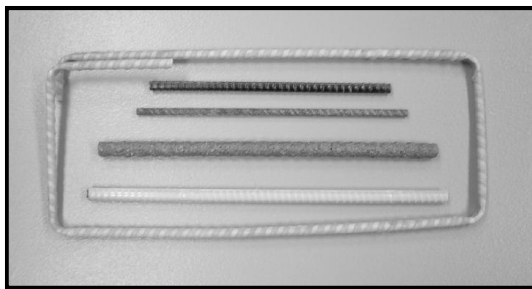
میلگردهای کامپوزیت FRP از نظر ظاهری مشابه میلگردهای معمولی فولادی هستند ولی از الیاف جایگذاری شده در یک رزین پلیمری ساخته می شوند. میلگردهای کامپوزیت FRP به عنوان جایگزینی مناسب برای میلگردهای فولادی در بسیاری از سازه های بتنی بکار می روند.

میلگردهای کامپوزیت FRP غیر مغناطیسی هستند، با استفاده از نوع میلگردها می‌توان از مشکلات تداخل الکترومغناطیسی اجتناب نمود. علاوه بر این مقاومت کششی بالای میلگردهای کامپوزیتی، آنها را به عنوان جایگزین مناسبی برای تقویت کششی در بتن معرفی می‌کند.

یکی از ویژگی‌های مهم میلگردهای FRP مقاومت خوردگی آنهاست. میلگردهای فولادی درون بتن در معرض محیط‌های خشن (محیط‌هایی که در معرض حمله سولفات‌ها، کلریدها قرار دارند) به آسانی می‌توانند زنگ بزنند و در نتیجه باعث از دست دادن مقاومت و تمامیت ساختاری بتن شوند. تعمیر کردن سازه‌هایی که در این محیط‌ها قرار دارند، هزینه بسیار زیادی را در بر خواهد داشت؛ به طوری که تعمیر و تعویض سازه‌های بتن‌آرمه خسارت دیده در سراسر دنیا هر ساله میلیون‌ها دلار هزینه دارد. برای رفع این مشکل تکنیک‌های مختلفی تاکنون توسعه داده شده است. از بین این روش‌ها می‌توان به حفاظت کاتدیک و همچنین ایجاد پوشش اپوکسی روی آرماتورها اشاره کرد. با این وجود هر یک از این روش‌ها موفقیت نسبی داشته‌اند. برای رفع کامل این مشکل جایگزینی تمام آرماتورهای سازه‌های بتن‌آرمه با یک ماده مقاوم در برابر خوردگی راه حل مناسبی است. میلگردهای FRP مقاومت خوبی در برابر خوردگی دارند. رزین‌های پلاستیکی که در زمینه کامپوزیت‌ها به کار می‌روند در برابر خوردگی بسیاری از مواد شیمیایی مانند اسید، نمک و آب مقاوم می‌باشند. آب، نمک و اسید برای فلزات آهنی خورنده می‌باشند. به علت مقاومت طبیعی در مقابل خوردگی، میلگردهای FRP برای سازه‌هایی که در معرض خوردگی قرار دارند مانند سازه‌های دریایی و اسکله‌ها، عرشه پل‌ها و سازه‌هایی که در معرض نمک‌های یخ‌زدا قرار دارند بسیار مناسب می‌باشند.

امروزه تولید میلگردهای FRP از جنس شیشه و کربن برای استفاده در سازه‌های بتنی در کارخانجاتی در شمال آمریکا، آسیا و اروپا در حال تولید است. امروزه استفاده از این میلگردها تنها مختص سازه‌های خاص نیست و در تمامی پروژه‌ها از آن استفاده می‌کنند [۴۰-۲۶].

در شکل زیر انواع میلگردهای کامپوزیتی از جنس‌های گوناگون نشان داده شده است.



شکل (۳-۱۲): میلگردهای کامپوزیتی از جنس کربن و شیشه

۲) پوشش‌های FRP

پوشش‌های FRP عمدتاً برای بهسازی سازه‌های موجود یا تعمیر خرابی‌های ایجاد شده در اثر خستگی، خوردگی، فرسودگی و ... در سازه‌های موجود به کار می‌روند. این پوشش‌ها به وجه خارجی عضو بتنی می‌چسبند. سه نوع از این پوشش‌ها برای تعمیر و بهسازی رفتار سازه‌ها به کار می‌روند.

- پوشش‌های دست ساز

در این نوع پوشش، ابتدا سطح عضو بتنی، آماده شده و یک لایه چسب روی آن مالیده می‌شود. سپس الیاف بافته شده را به صورت گونی در یک یا چند راستا با دست روی سطح آن می‌چسبانند.

- صفحات پیش ساخته کامپوزیت

در این حالت، کامپوزیت‌ها به صورت صفحات یک جهته ساخته می‌شوند. اعضای تخت، مانند دال‌ها و تیرها: در این اعضا صفحات پیش ساخته با عرض معمولاً ۵ تا ۱۵ سانتی متر بر روی سطح تمیز شده عضو (سطح بتن با ماسه و با فشار هوا تمیز می‌شود = سند بلاست) و با استفاده از چسب چسبانده می‌شود.

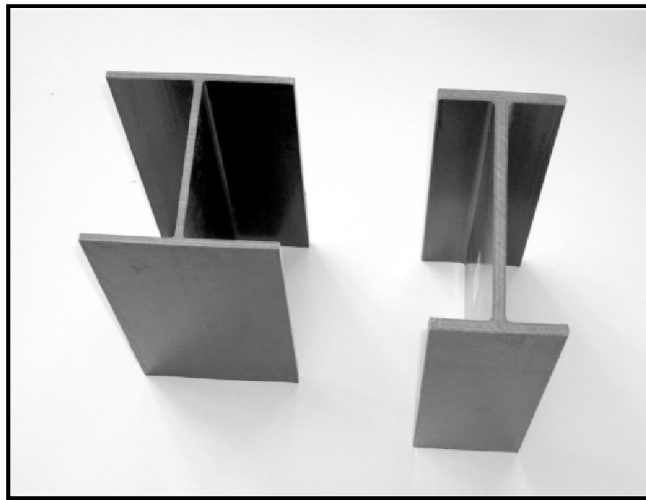
اعضای عمودی مانند ستونها: برای تقویت در این اعضا از صفحات پیش ساخته که در آنها الیاف به صورت حلقه‌ای قرار دارند استفاده می‌شود پس از آماده سازی سطح عضو بتنی یک لایه چسب روی آن را می‌پوشاند و صفحه مد نظر در راستای مشخص روی عضو چسبانده می‌شود.

- ورقه‌های ماشینی

در این سامانه، الیاف به صورت پیش آغشته شده به چسب به کار می‌روند یک محفظه حرارتی برای عمل آوری کامل لایه‌های چسبیده به عضو بتنی به کار می‌رود.

۳) مقاطع مورد شده

این مقاطع در شکل های مختلف نبشی، قوطی و ... به منظور ساخت سازه هایی با اسکلت کامپوزیت FRP تولید می شوند. FRP نسبت به فولاد مقاومت بیشتر و اثرات تخریبی کمتری نسبت به محیط زیست دارد. نسبت مقاومت به وزن FRP، ۵۰ برابر بتن و ۱۸ برابر فولاد است. در FRP، نسبت مقاومت به وزن و صلبیت به وزن، نسبت به مصالح رایج بسیار قابل توجه است [۲۶-۴۱].

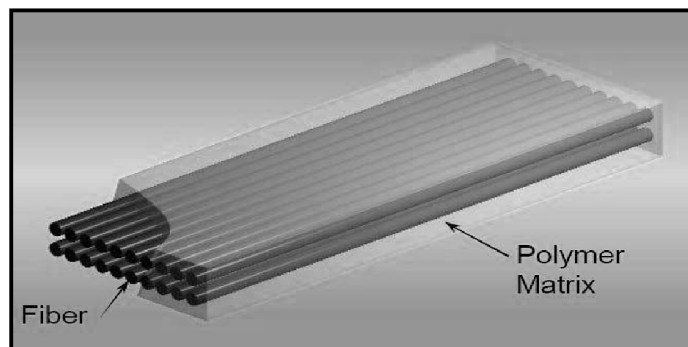


شکل (۳-۱۳): مقاطع I شکل از جنس کامپوزیت

۳-۷-۴ مواد سازنده

دو مؤلفه مهم کامپوزیت های FRP را الیاف و ماتریس ها تشکیل می دهند. ماتریس ها، الیاف را کنار هم نگه می دارند.

الیاف ها، مقاومت و سختی مورد نیاز را تأمین می کنند و ماتریس ها انتقال دهنده تنش و کرنش بین الیاف هستند. شکل زیر به صورت شماتیک این اجزا را نشان داده است.



شکل (۳-۱۴): اجزای تشکیل دهنده کامپوزیت ها

۳-۷-۴-۱ الیاف

الیاف اصلی‌ترین عنصر در سیستم FRP است که سختی و مقاومت این سیستم را تشکیل داده و بالاترین کسر حجمی را در ساختار آن در بر می‌گیرد. عملکرد الیاف تقویتی بستگی به جهت قرارگیری الیاف، طول، شکل، جنس و ترکیب آن با رزین پلیمری دارد. بنابراین انتخاب صحیح هر یک از این مشخصه‌ها تأثیر به سزایی در خصوصیات مختلف آن نظیر جرم مخصوص، استحکام کششی، استحکام فشاری، مکانیزم شکست، قیمت و دیگر خواص آن خواهد داشت. عمده‌ترین الیاف مصرفی در ساختار سیستم FRP، شیشه، کربن، آرامید و بازالت می‌باشد که در ادامه هر یک به اختصار تشریح می‌شوند:

۱) الیاف شیشه‌ای

الیاف شیشه، معمول‌ترین الیافی هستند که در کامپوزیت‌ها استفاده می‌شوند. الیاف شیشه با استفاده از ترکیب سیلیکات با سیلیکا یا پتاس (خاکستر)، سنگ آهک یا فلزهای اکسیدی دیگر تولید می‌شوند. الیاف شیشه با قطری بین ۵ تا ۲۴ میکرومتر تولید می‌شوند. عنصر اصلی تشکیل‌دهنده این الیاف دی اکسید سیلیکن (SiO_2) بوده که بین ۷۰-۵۰ درصد وزن شیشه را به خود اختصاص داده است. انواع اشکال موجود الیاف شیشه عبارتند از: الیاف به صورت نخ^۱، رشته‌ای^۲، پارچه‌ای در انواع بافت‌ها و نواری.

مزایا:

- مقاومت کششی بالا
- مقاومت شیمیایی بالا
- عایق بودن حرارتی و الکتریکی
- هزینه نسبتاً پایین

1. yarn

2. roving

معایب

- شکنندگی
- مقاومت خستگی به نسبت پایین
- مدول به نسبت پایین نسبت به دیگر الیاف
- حساسیت به سایش

انواع این الیاف عبارتند از: E-glass, S-glass, C-glass, AR-glass. که در میان آنها الیاف S-glass, E-glass معمول تر از بقیه هستند. در ادامه هر یک از این الیاف را به اختصار شرح می دهیم:

الف – Electrical glass (E-glass):

در میان الیاف شیشه‌ای E-glasses اقتصادی‌ترین و پرمصرف‌ترین الیاف هستند. E-glasses در بین خانواده شیشه دارای کمترین مقدار مواد قلیایی با مقدار حداکثر دو درصد هستند. چون الیاف E-glass دارای ویژگی‌های مقاومتی خوب و قیمت نسبتاً پایین هستند در ۹۰ درصد موارد استفاده از E-glasses پیشنهاد می‌شود.

همانطور که از نام این الیاف پیداست این نوع الیاف دارای مقاومت الکتریکی بسیار خوبی هستند. استفاده عمده این الیاف در صنعت است و مناسب برای کاربردهای انتقال امواج رادیویی مانند صنعت هوایی است.

ب – Structural glass (S-glass):

این الیاف دارای مقاومت کششی بالایی در بین سایر الیاف شیشه‌ای هستند و به طور کلی برای کاربرد در صنایع هوایی ساخته شده‌اند. هزینه تولید الیاف S-glass به طور قابل ملاحظه‌ای از الیاف E-glass بیشتر است.

ج- Chemical glass (C-glass):

این نوع از الیاف در محیط‌های خورنده‌ای که پایداری شیمیایی نیاز است، استفاده می‌شود. چون این نوع الیاف مقاومت ساییدگی خوبی نسبت به الیاف E-glass دارند به طور عمده به عنوان یک لایه پوشش در لوله‌ها و مخزن‌های نگهدارنده آب و مواد شیمیایی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

د- Alkali – resistant glass (AR – glass):

این نوع الیاف به طور ویژه برای استفاده در بتن توسعه پیدا کرده‌اند. این نوع الیاف در محیط‌هایی که مقاومت شیمیایی زیادی نسبت به مواد قلیایی نیاز است استفاده می‌شوند [۲۸-۳۹].

۲- الیاف کربن

الیاف کربن شامل آلیاژی از کربن آمرف و کربن گرافیتی است. اتم‌های کربن در صفحات موازی از شش ضلعی منظم تشکیل شده‌اند که این صفحات توسط نیروهای واندروالس به یکدیگر نگاه داشته شده و در هر صفحه بین اتم‌های کربن پیوندهای بسیار قوی کووالانسی وجود دارد.

مزایا:

- استحکام کششی بالا.
- مدول کششی بالا.
- وزن مخصوص پایین.
- ضریب انبساط حرارتی پایین.
- استحکام خستگی بالا.

معایب

- پایین بودن مقاومت در برابر ضربه (شکنندگی).
- بالا بودن هدایت الکتریکی.
- کرنش پایین در زمان شکست.
- قیمت بسیار بالا.

الیاف کربن را می‌توان با توجه به نوع مواد خام تولید شده آن به سه دسته تقسیم کرد:

(۱) الیاف تولید شده با ریون^۱ (ابریشم مصنوعی).

(۲) الیاف تولید شده با پلی اکریلونیتریل.

(۳) الیاف تولید شده با نفت خام (قیر).

(۱) الیاف ریون

ریون از مواد سلولزی ساخته می‌شود که از آن در گذشته برای تهیه الیاف استفاده می‌شد. مزیت عمده

آنها، دسترسی راحت و سریع به این نوع مواد بوده و یک اشکال مهم آن وزن تقریباً بالای آنها و پایین

بودن تنش تسلیم آنها در تبدیل شدن به کربن در فرآیند تقطیر (زغالی شدن) است.

فرآیند زغالی شدن^۲ فرآیندی است که در آن با ایجاد تغییرات شیمیایی به وسیله حرارت در مواد

اولیه، این مواد به الیاف کربن تبدیل می‌شوند. بنابراین الیاف کربنی که از ریون ساخته می‌شوند

گران‌تر از سایر الیاف کربنی هستند.

(۲) الیاف پلی اکریلونیتریل

این الیاف که با نام شیمیایی پلی‌آکریلونیتریل (PAN) شناخته می‌شوند، مقاومت بسیار زیادی دارند

(تا بیش از ۳۷۰۰ MPa)؛ ولی علاوه بر قیمت گران این الیاف مشکل وجود تنش متمرکز را دارند که

باعث کاهش مقاومت کششی می‌شود. همچنین لازم به ذکر است که الیافی که با این نوع ماده ساخته

می‌شوند به عنوان الیاف مصنوعی شناخته می‌شوند.

(۳) الیاف با مبنای قیری

قیر که از فرآیند تصفیه نفت خام تولید می‌شود مواد اولیه‌ای است که نسبت به PAN هزینه کمتری

دارد ولی مقاومت و مدول الاستیسیته‌ی کمتری دارند [۳۹].

1. Rayon

2. Carbonization

۳- الیاف آرامید

این الیاف در دهه ۷۰ میلادی وارد بازار شدند و دارای ترکیبات عالی آروماتیک از کربن، هیدروژن، اکسیژن و نیتروژن می‌باشند. همچنین از طریق ریسندگی محلول پلی‌آمید با زنجیره بلند تهیه می‌شوند.

الیاف آرامید به رنگ زرد طلایی روشن هستند و اغلب به نام تجاری Kevlar مشهور هستند. این الیاف وزن کمی دارند، آنها تقریباً ۴۳٪ سبک‌تر از الیاف شیشه و ۲۰٪ سبک‌تر از الیاف کربن هستند.

Kevlar در سال ۱۹۷۲ معرفی شد و به صورت معمول به سه نوع قابل دسترسی هستند:

(۱) Kevlar 49: دارای مدول و مقاومت کششی بالا، به عنوان تقویت کننده در کامپوزیت‌ها استفاده می‌شود.

(۲) Kevlar 29: مقاومت کششی آن مانند Kevlar 49 است و لی فقط حدود ۲/۳ مدول آن را دارا می‌باشد. این نوع به طور عمده در کاربردهای صنعتی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

(۳) Kevlar: ویژگی های کششی شبیه به Kevlar 29 دارد اما معمولاً برای تقویت لاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرد.

مزایا:

(۱) جرم مخصوص پایین.

(۲) مدول کششی بالا.

(۳) استحکام کششی بالا.

(۴) مقاومت در برابر ضربه.

معایب:

(۱) مقاومت فشاری پایین.

(۲) مشکلات برش کاری.

(۳) حساسیت به نور ماورای بنفش و نور خورشید [۲۶-۳۹].

۴- الیاف بازالت

الیاف بازالت الیاف منحصر به فردی هستند که توسط باقیمانده سنگ‌های آتشفشانی ساخته می‌شوند. بازالت یک سنگ بی اثر^۱ است که به مقدار فراوان وجود دارد و دارای مقاومت و دوام خوب و ویژگی‌های حرارتی خوب است. همچنین این سنگ‌ها بسیار سخت هستند و در نتیجه بازالت دارای مقاومت ساییدگی فوق العاده‌ای است و اغلب در روسازی و مصالح ساختمانی استفاده می‌شود [۳۹].

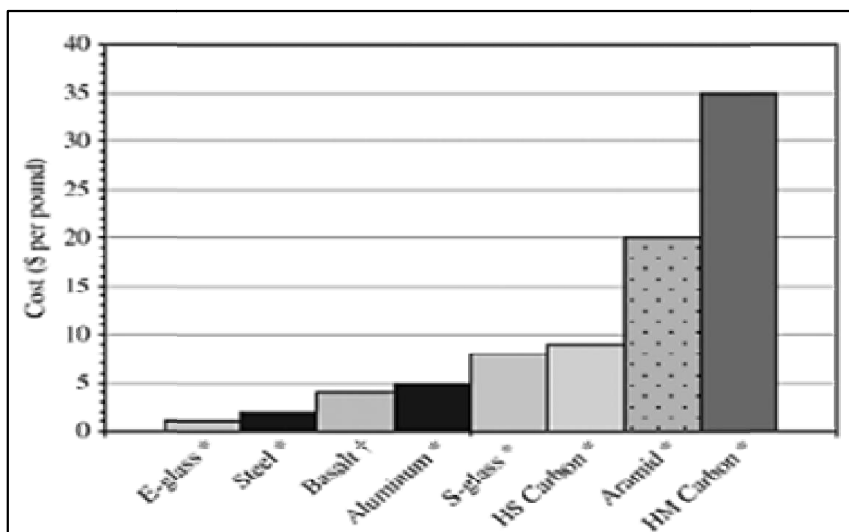
۳-۷-۴-۱-۱ مقایسه ویژگی‌های الیاف [۳۹]

جدول (۲-۳): مقایسه ویژگی‌های الیاف‌های مختلف

مشخصات	بازالت با مقاومت بالا- کربن	کولار ۲۹	کولار ۴۹	E-glass	S-glass
چگالی الیاف (lb/in. ³)	۰,۰۹۸	۰,۰۶۳	۰,۰۵۲	۰,۰۹۲	۰,۰۹۰
(g/cm ³)	۲,۷	۱,۷۵	۱,۴۴	۲,۵۵	۲,۴۹
Break elongation (%)	۳,۱۰	۱,۲۵	۴,۴۰	۴,۷۰	۵,۶۰
مقاومت کششی (ksi)	۷۰۲	۴۵۰	۵۲۵	۵۰۰	۶۸۳
(GPa)	۴,۸۴	۳,۱	۳,۶۲	۳,۴۵	۷,۷۱
مقاومت کششی مشخصه (10 ⁶ in.)	۷,۲	۷,۱	۱۰,۱	۵,۴	۷,۶
(10 ⁷ cm)	۱,۸	۱,۸	۲,۵	۱,۴	۱,۹
مدول الاستیسته کششی (ksi * 10 ³)	۱۲,۹	۳۲	۱۲	۱۰	۱۲,۴
(GPa)	۸۹	۲۲۱	۸۳	۶۹	۸۵
مدول الاستیسته کششی مشخصه (10 ^x in.)	۱,۳	۵,۱	۲,۳	۱,۱	۱,۴
(10 ^x cm)	۳,۳	۱۲,۶	۵,۷	۲,۷	۳,۵

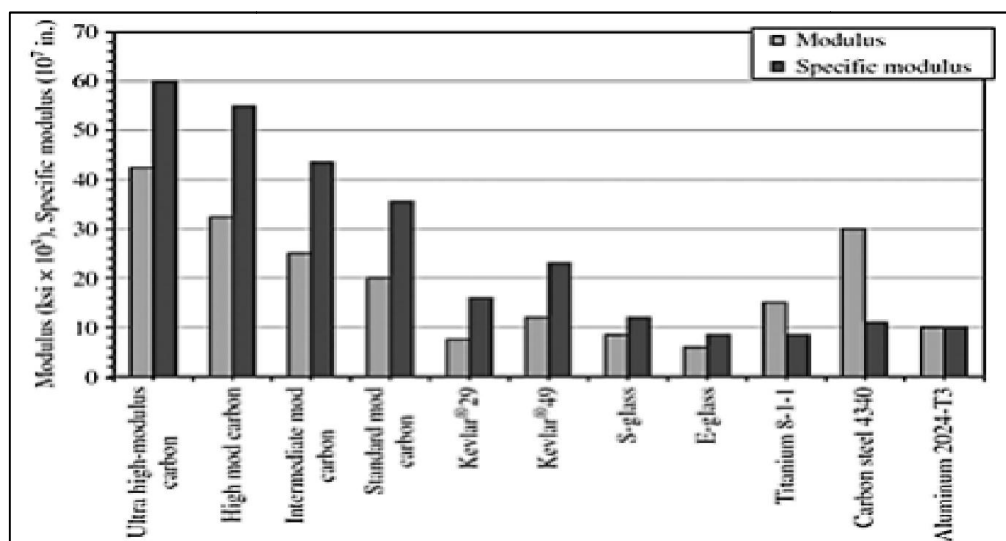
شکل زیر یک مقایسه بین بهای الیاف معمول را نشان می‌دهد.

1. inertrock



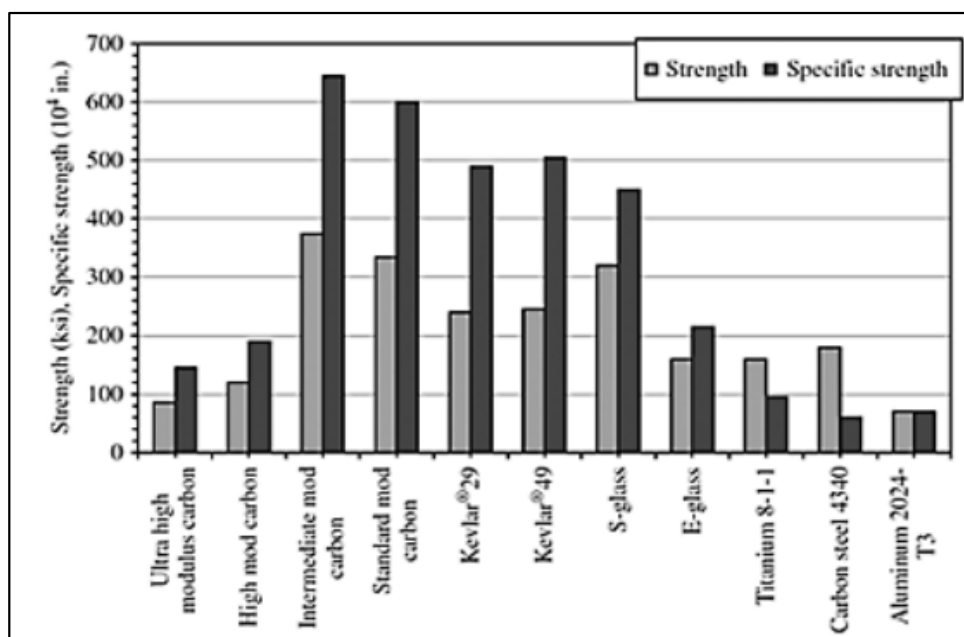
شکل (۳-۱۵): مقایسه قیمت الیاف‌های مختلف

شکل زیر سختی الیاف موجود را با فلزهای قدیمی مقایسه می‌کند. همانطور که از نمودار پیداست الیاف کربن با مدول خیلی زیاد (UHM) دارای مدولی سه برابر فولاد و الیاف کربن دارای مدول استاندارد دارای مدولی دو برابر آلومینیوم است.



شکل (۳-۱۶): مقایسه بین مدول کششی الیاف و فلزات

شکل زیر مقاومت کششی الیاف موجود مسلح کننده با مقاومت کششی تیتانیوم، فولاد و آلومینیوم مقایسه می‌کند.



شکل (۳-۱۷): مقایسه مقاومت کششی الیاف با فلزات

۳-۷-۴-۲ رزین

طیف گسترده‌ای از رزین‌های پلیمری شامل اندودها، خمیرها، پرکننده‌ها، بتونه‌ها و چسب‌ها در سیستم‌های FRP استفاده می‌شوند. از جمله متداول‌ترین رزین‌ها می‌توان به اپوکسی‌ها، وینیل استرها و پلی استرها اشاره کرد که در گستره وسیعی از شرایط محیطی به کار می‌روند. در تولید رزین خواص زیر مورد توجه قرار می‌گیرد:

- (۱) سازگاری و چسبندگی به سطح بتنی.
- (۲) سازگاری و چسبندگی با سیستم FRP.
- (۳) مقاومت در برابر عوامل محیطی نظیر رطوبت، شوری آب، دمای بالا و محیط‌های شیمیایی.
- (۴) قابلیت پرکنندگی.
- (۵) کارایی.
- (۶) مدت زمان ماندگاری مواد اختلاط شده متناسب با شرایط اجرایی.
- (۷) سازگاری و چسبندگی با الیاف مسلح کننده.
- (۸) ایجاد خصوصیات مکانیکی مناسب برای کامپوزیت FRP.

۳-۷-۵ انتخاب نوع سیستم FRP

۳-۷-۵-۱ ملاحظات محیطی

شرایط محیطی به طور ویژه‌ای بر رزین‌ها و الیاف سیستم‌های FRP تأثیر می‌گذارد. مشخصات مکانیکی (برای مثال مقاومت کششی، کرنش و مدول الاستیسیته) بعضی از سیستم‌های FRP به واسطه قرار گرفتن در معرض عوامل محیطی مانند محیط قلیایی، آب نمک، مواد شیمیایی، اشعه‌ی فرابنفش، درجه حرارت‌های بالا، رطوبت بالا و دوره‌های یخ زدن و آب شدن کاهش می‌یابد. بعضی از ملاحظات محیطی مهم که وابسته به طبیعت سیستم‌ها هستند در زیر ذکر شده‌اند [۳۷-۳۸].

۱) محیط قلیایی یا اسیدی

عملکرد سیستم FRP در محیط‌های قلیایی و اسیدی در بیشتر اوقات بستگی به رزین و الیاف تقویت‌کننده دارد. الیاف کربن خشک و غیراشباع یا بدون محافظ در برابر عوامل محیطی اسیدی و قلیایی مقاوم هستند. در حالی که الیاف شیشه در بیش‌تر اوقات نسبت به این عوامل حساس بوده و خواص آن‌ها تنزل پیدا می‌کند [۳۷-۳۸].

۲) انبساط حرارتی

سیستم‌های FRP ممکن است خصوصیات انبساط حرارتی متفاوتی نسبت به بتن داشته باشند. ضمن آن‌که، خصوصیات انبساط حرارتی الیاف و پلیمر تشکیل‌دهنده سیستم FRP می‌توانند تغییر کنند. الیاف شیشه، ضریب انبساط حرارتی مشابه با بتن دارند. محاسبه تغییرات کرنش ناشی از حرارت، پیچیده بوده و به متغیرهایی مانند راستای الیاف، درصد حجمی الیاف (نسبت حجم الیاف به حجم کل) و ضخامت لایه‌های چسب وابسته است [۳۷-۳۸].

۳) رسانایی الکتریکی

الیاف شیشه و آرامید در عایق‌بندی الکتریکی مؤثرند؛ در حالی که الیاف کربن رسانا هستند. به همین دلیل برای جلوگیری از خوردگی الکتروشیمیایی فولاد، مصالح FRP با پایه‌ی کربن نباید در تماس مستقیم با فولاد باشند [۳۷-۳۸].

۳-۷-۵-۲ ملاحظات بارگذاری

شرایط بارگذاری بر سیستم‌های FRP با الیاف مختلف تأثیر می‌گذارد. لازم است سیستم FRP بر پایه دانش مربوط به رفتار سیستم تحت شرایط مورد نظر انتخاب شود. بعضی از مهم‌ترین ملاحظات بارگذاری که مربوط به رفتار سیستم است به شرح زیر می‌باشند:

(۱) تحمل ضربه

سیستم‌های با الیاف شیشه و آرامید رفتار بهتری نسبت به سیستم‌های با الیاف کربن در برابر ضربه از خود نشان می‌دهند [۳۷-۳۸].

(۲) گسیختگی ناشی از ضربه و خستگی

سیستم‌های با الیاف کربن مقاومت زیادی در برابر گسیختگی خزشی تحت بارهای مداوم و پیوسته و هم‌چنین گسیختگی ناشی از خستگی تحت بارهای نوسانی از خود نشان می‌دهند. سیستم‌ها با الیاف شیشه نسبت به هر دو شرایط بارگذاری، حساس‌تر می‌باشند [۳۷-۳۸].

۳-۷-۵-۳ خصوصیات مکانیکی

(۱) رفتار کششی

در بارگذاری کشش مستقیم، مصالح FRP قبل از گسیختگی هیچ‌گونه رفتار خمیری ندارند. رفتار کششی مصالح FRP با یک نوع الیاف، توسط یک رابطه‌ی تنش-کرنش خطی الاستیک تا هنگام شکست که به طور ناگهانی اتفاق می‌افتد، مشخص می‌شود. مقاومت کششی و سختی مصالح FRP به عوامل متعددی بستگی دارد. از آن‌جا که در مصالح FRP الیاف نقش اصلی در باربری دارند، نوع الیاف، جهت قرارگیری و هم‌چنین مقدار آن‌ها مهم‌ترین نقش را در خواص کششی مصالح FRP ایفا می‌کنند. [۳۷-۳۸].

(۲) رفتار فشاری

سیستم‌های تقویت‌کننده FRP که به صورت پوشش بتنی عمل می‌کنند، نباید به عنوان تقویت‌کننده فشاری مورد استفاده قرار گیرند. مقاومت فشاری سیستم FRP (در صورت عدم کمانش الیاف آن) با

الیاف شیشه، کربن و آرامید به ترتیب حدود ۵۵، ۷۸ و ۲۰ درصد مقاومت کششی آنها می‌باشد [۳۷-۳۸].

۳-۷-۶ چرا از کامپوزیت‌ها برای تقویت و بهسازی سازه‌ها استفاده می‌کنند؟

در انتهای این فصل و پس از بررسی کامپوزیت‌ها و بیان خواص آنها، دلایل گوناگونی که سبب می‌شوند کامپوزیت‌های FRP به عنوان یک ماده مناسب برای تقویت و افزایش ظرفیت باربری سازه‌های موجود مطرح گردند ذکر می‌گردد. این عوامل عبارتند از:

(۱) قابلیت از FRP که در مراجع موجود با نام قابلیت خیاطی شدن^۱ شناخته شده است. این خاصیت سبب می‌شود که این ماده با انعطاف‌پذیری زیاد بتواند سختی و مقاومت لازم را برای عضو تقویت‌شده در راستاهای مختلف به وجود آورد.

(۲) وزن سبک کامپوزیت‌ها سبب شده است که استفاده از این مواد در مرمت و بهسازی سازه‌ها دارای چهار خاصیت ممتاز باشد که عبارتند از:

۱-۲) حداقل بودن وزن اجرای اضافه شده برای تقویت.

۲-۲) سهولت حمل و نقل و کاربرد.

۳-۲) حداقل بودن میزان نیاز به ماشین‌آلات سنگین.

۴-۲) افزایش ضریب ایمنی محیط کار.

(۳) قابلیت جذب انرژی کامپوزیت‌ها به نسبت زیاد است. این قابلیت در تحمل و جذب انرژی ناشی از زلزله تأثیر مهمی دارد. این قابلیت می‌تواند سبب شود که FRP به صورت یک مستهلک کننده‌ی انرژی کار کند. این مسئله بیشتر در دال‌ها و اتصالات تقویت‌شده با ورقه‌های کامپوزیت به چشم می‌خورد.

بر اساس تحقیقات گذشته مشاهده می‌شود که به خاطر ویژگی‌های خاص مواد کامپوزیت، این مواد را می‌توان در تقویت اجزای سازه‌ای و افزایش ظرفیت آنها به کار برد. همچنین می‌توان بسیاری از

مشکلات موجود در سازه‌های فعلی را با به کارگیری صحیح کامپوزیت‌های FRP رفع کرد. امروزه این مسئله در ساختمان‌های معمولی، پل‌ها به وفور دیده می‌شود. به این ترتیب می‌توان برخی از قابلیت‌های بالقوه‌ی کاربرد FRP در تقویت سازه‌ها را به صورت زیر معرفی کرد:

- (۱) تقویت مخازن فولادی و بتنی.
- (۲) تقویت سازه‌های ساحلی و سکوه‌ای دریایی.
- (۳) تقویت سازه‌ها در برابر انفجار.
- (۴) تقویت تونل‌ها.
- (۵) تقویت سازه‌های بیمارستانی و سازه‌های باستانی [۲۶-۴۱].

فصل چهارم:

آیین نامه های طراحی

۴-۱ مقدمه

آنالیز و طراحی سازه‌های بتن‌آرمه باید مبتنی بر یک آیین‌نامه انجام گیرد. آیین‌نامه‌ها براساس تحقیقات انجام شده در هر زمینه و تجربیات قبلی و نیز با منظور نمودن ایمنی مناسب، مجموعه مقرراتی را تنظیم می‌نمایند. هر مهندس می‌تواند براساس اصول کلی طراحی و رعایت قوانین یک آیین‌نامه، طراحی صحیح و مطمئنی را ارائه دهد. نخستین مجموعه مقررات مرتبط با بتن‌آرمه تحت نظر پروفسور مورش^۱ در سال ۱۹۰۴ در دانشگاه اشتوتگارت آلمان منتشر شد. مقررات طراحی بتن‌آرمه همچنین در کشورهای انگلستان، فرانسه، اتریش و سوئیس در سال‌های ۱۹۰۷ تا ۱۹۰۹ منتشر شد. در آمریکا نیز در سال ۱۹۰۴ کمیته‌ی مشترکی در ارتباط با بتن‌آرمه بین چهار مؤسسه‌ی مرتبط با این موضوع تشکیل شد. همچنین در سال ۱۹۱۰، "مقررات استاندارد ساختمانی برای استفاده از بتن‌آرمه" توسط "مؤسسه‌ی ملی استفاده‌کنندگان سیمان" که بعدها به مؤسسه‌ی بتن آمریکا، ACI تغییر نام داد، منتشر شد. کمیته‌ی مشترک تشکیل شده در سال ۱۹۰۴، نهایتاً به ACI متصل شد و گزارش نهایی در مورد مقررات مرتبط با بتن‌آرمه در سال ۱۹۱۶ منتشر گردید. در هر حال تأسیس مؤسسه‌ی بتن آمریکا (ACI) به سال ۱۹۰۴ برمی‌گردد و صدمین سال فعالیت آن در سال ۲۰۰۴ در شهر واشنگتن دی‌سی برگزار شد.

امروزه آیین‌نامه‌ی ACI 318 مجموعه مقررات ساختمان‌های بتن‌آرمه هر ۴ یا ۵ سال منتشر می‌شود. امروزه آیین‌نامه‌ی ACI اساس بسیاری از آیین‌نامه‌های دنیا از جمله آیین‌نامه‌ی بتن کانادا، آیین‌نامه بتن استرالیا، آیین‌نامه بتن نیوزیلند و نیز آیین‌نامه‌های بتن در بعضی از کشورهای آمریکای لاتین می‌باشد.

در ایران نیز با تلاش دفتر امور فنی و تدوین معیارها از سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، آیین‌نامه بتن ایران، آبا، تدوین و منتشر شد. جلد اول این آیین‌نامه که بیشتر معطوف به مسائل تکنولوژی بتن، مصالح و مسائل اجرایی بود، در سال ۱۳۷۱ و جلد دوم آن که مسائل مربوط به اصول تحلیل و طراحی

1. Professor Morsch

سازه‌های بتن‌آرمه را در نظر می‌گرفت در سال ۱۳۷۴ انتشار یافت. این مجموعه در سال ۱۳۷۹ در یک مجلد در ۲۰ فصل و تحت عنوان آیین‌نامه بتن ایران "آبا" منتشر گردید. این آیین‌نامه تا حدودی براساس آیین‌نامه بتن آمریکا و آیین‌نامه بتن کانادا تنظیم گردیده است و بسیاری از اصول و جزئیات آن مشابه آیین‌نامه‌های مذکور می‌باشد [۲۵].

اما در رابطه با کامپوزیت‌های FRP، تحقیقات بر روی آن در آمریکا به دهه ۱۹۳۰ برمی‌گردد، تحقیقات انجام شده منجر به انتشار آیین‌نامه ACI440.2R شد که اولین بار در سال ۱۹۹۶ منتشر شد پس از آن این آیین‌نامه با تغییرات عمده در سال‌های ۲۰۰۲ و ۲۰۰۸ منتشر شد.

با توجه به رشد کاربرد مصالح تقویتی FRP در کشور عزیزمان ایران و تقاضا برای استفاده از این فناوری به منظور مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن‌آرمه، در سال ۱۳۸۵ اقدام به تهیه نشریه ۳۴۵، راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان‌های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP، شد.

۴-۲ روش‌های طراحی آیین‌نامه‌ای

روش‌های طراحی به سه دسته کلی تقسیم می‌شوند:

- ۱) طراحی بر اساس تنش‌های مجاز
- ۲) طراحی بر اساس مقاومت نهایی
- ۳) طراحی بر اساس حالات حدی

روش طراحی حالات حدی روش توسعه یافته‌تری نسبت به دو روش تنش مجاز و مقاومت نهایی است. در روش تنش مجاز ابعاد سازه و مقاطع اعضای آن چنان در نظر گرفته می‌شوند که در حالت بارگذاری در شرایط بهره‌برداری، مقادیر تنش‌های ایجاد شده در بتن و فولاد از حد معینی تجاوز نکنند. در این روش ضرایب ایمنی مورد نظر در طرح، در مقاومت‌های بتن و فولاد اثر داده شده و در تعیین مقاومت مقاطع اعضا، رفتارهای بتن و فولاد خطی در نظر گرفته می‌شود.

این روش محاسن و معایب خود را دارد. از محاسن آن می توان سادگی کار و از معایب آن ارائه ندادن یک سطح ایمنی ثابت در سازه ها برای یک مجموعه از تنش های مجاز را نام برد.

در روش مقاومت نهایی بارهای وارد به سازه در ضرایب ایمنی ضرب شده و تلاش های ایجاد شده در قطعات سازه برای این بارها به دست می آیند. ابعاد سازه و مقاطع اعضای آن چنان در نظر گرفته می شوند که حداکثر مقاومت هر قطعه قبل از آسیب دیدگی و انهدام، بزرگتر یا مساوی تلاش ایجاد شده در آن قطعه زیر اثر بارهای گفته شده باشد. در تعیین مقاومت مقاطع اعضا رفتارهای واقعی بتن و فولاد، یعنی رفتارهای غیر خطی منظور می گردند. برای کنترل سازه در شرایط بهره برداری، سازه باید زیر اثر بارهای بهره برداری و با منظور رفتارهای خطی برای بتن و فولاد بررسی شود. آیین نامه آمریکا از این روش برای طراحی سازه های بتن آرمه استفاده می کند.

در روش حالات حدی با توجه به شرایطی که باید در طول مدت عمر سازه به وجود می آید، تعدادی حالات حدی تعریف می شود و سازه در هر یک از این حالات برای شرط مورد نظر طراحی یا کنترل می گردد. ضرایب ایمنی و رفتار مکانیکی بتن و فولاد برای هر یک از حالات حدی، به مقتضای نیاز سازه در همان حالت حدی در نظر گرفته می شوند. روش حالات حدی با این تعریف، دو روش قبل را به راحتی در بر می گیرد.

به بیان ساده تر در این روش طراحی قسمتی از ضریب اطمینان در بارها ضرب می شود و بارها افزایش داده می شوند و قسمتی از ضرایب اطمینان در مقاومت ها ضرب می شوند که باعث کاهش مقاومت ها می شود. توضیح اینکه عدم اطمینانی که در طراحی وجود دارد هم ناشی از بارها و هم ناشی از مقاومت است. بنابراین بهتر است هر دو عدم اطمینان به صورت جداگانه در نظر گرفته شوند. در این روش می توان با آگاهی بیشتر نسبت به ضرایب اطمینان تصمیم گرفت. در آیین نامه بتن ایران روش طراحی، روش حالات حدی است. براساس این آیین نامه سازه به صورتی طراحی می شود که با ایمنی مشخص، تحت هیچ یک از شرایط نامساعد بارگذاری، هیچ یک از حالت های حدی برای سازه پیش

نیاید. حالت‌های حدی، حالاتی هستند که تا قبل از رسیدن به آنها، سازه وظیفه خود را انجام می‌دهد و پس از رسیدن به آن حالات سازه دیگر قادر به ایفای نقش نیست [۱۶].

در ادامه این فصل ابتدا به تعریف ستون، ستون‌های لاغر و کوتاه پرداخته می‌شود و سپس ضوابط آیین‌نامه‌های آبا و ACI و نشریه ۳۴۵ مربوط به راهنمای استفاده از FRP در ایران و ACI440-2R مربوط به آیین‌نامه استفاده از FRP در آمریکا مطرح می‌شود.

۳-۴ ستون

قطعات فشاری به آن دسته از قطعات سازه‌ای اطلاق می‌شود که تحت تأثیر نیروی محوری فشاری و یا ترکیب نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی قرار می‌گیرند. انواع مختلفی از اعضا سازه‌ای ممکن است به عنوان یک قطعه‌ی فشاری محسوب شوند که در این میان می‌توان به قوس‌ها، پوسته‌های فشاری، دیوارها و اعضای خرپایی اشاره کرد. با این وجود ستون‌ها یکی از پرمصرف‌ترین انواع قطعات فشاری محسوب می‌شوند و به همین جهت هر جا سخن از قطعه‌ی فشاری برده می‌شود، ابتدا نظر به ستون جلب می‌گردد.

ستون به یک عضو سازه‌ای اطلاق می‌شود که بار محوری فشاری را با و یا بدون لنگر خمشی منتقل می‌کند. ستون‌ها معمولاً بارهای قائم را از بام یا کف ساختمان گرفته و آن را به پی منتقل می‌نمایند. به طور متعارف اگر نسبت ارتفاع به کوچک‌ترین بُعد مقطع یک عضو فشاری قائم کوچک‌تر از ۳ باشد، آن عضو به نام پایه یا پدستال نامیده شده و اگر این نسبت بزرگ‌تر از ۳ باشد، آن قطعه ستون خوانده می‌شود. اگر نسبت ابعادی و وضعیت انتهایی و کلی یک ستون طوری باشد که ستون تحت بارهای نهایی بر اساس بار محوری و لنگر خمشی که به صورت معمولی محاسبه می‌شود، به مرحله‌ی شکست برسد، آن ستون "ستون کوتاه" نامیده می‌شود. در مقابل اگر ابعاد ستون و وضعیت قرارگیری ستون به گونه‌ای باشد که با تغییر شکل جانبی ستون، لنگر خمشی اضافه‌ای در ستون معادل حاصل ضرب بار محوری (p) در تغییر مکان جانبی Δ ایجاد شود و شکست ستون تحت اثر این لنگر اضافه به علاوه‌ی

اثرات بار محوری و لنگر خمشی اولیه اتفاق بیفتد، این ستون "ستون بلند" یا "ستون لاغر" خوانده می‌شود.

مطالب این فصل به آنالیز ستون‌های کوتاه اختصاص یافته است. برای ستون‌های کوتاه، ظرفیت ستون بر اساس مقاومت مصالح مقطع ستون محاسبه می‌شود. در حالیکه برای ستون‌های لاغر به سبب تأثیرات لاغری، ظرفیت ستون کمتر از مقدار فوق‌الذکر است. رده‌بندی ستون‌ها معمولاً بر اساس نسبت لاغری $\frac{L_e}{r}$ انجام می‌گیرد که در این رابطه، L_e طول مؤثر ستون و r شعاع ژیراسیون است. به عنوان مثال ACI318-05 اجازه می‌دهد که از تأثیرات لاغری در قاب‌های مهاربندی شده، در صورتی که نسبت لاغری معادله زیر را ارضا کند، چشم‌پوشی کرد:

$$L_e / r < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (1-4)$$

M_1 و M_2 لنگرهای انتهایی کوچکتر و بزرگتر هستند. دارای مقدار مثبت برای ستون با انحنای یکطرفه و منفی برای انحنای دو طرفه است. r شعاع ژیراسیون است که برای ستون مستطیلی ترک نخورده الاستیک به صورت تقریبی برابر $0.3h$ در نظر گرفته می‌شود [۲۴-۲۵].

۴-۳-۱ ضوابط و محدودیت‌های فولادگذاری در ستون

آیین‌نامه‌های مرتبط با بتن‌آرمه به منظور عملکرد و بازدهی مناسب فولادهای به کار رفته در ستون، ضوابط و محدودیت‌هایی را ذکر می‌کنند که در این بخش به آن ضوابط اشاره می‌شود. از بررسی ضوابط فولادهای عرضی به دلیل اینکه نقشی در تحلیل قابلیت اعتماد صورت پذیرفته ندارند، صرف‌نظر شده است.

• حداقل فولاد طولی

ACI318 حداقل فولاد طولی ستون را برابر با یک درصد سطح مقطع ناخالص ستون ذکر می‌کند. به نظر می‌رسد تعیین یک درصد به عنوان حداقل فولاد طولی ستون، به منظور جلوگیری از یک شکست

ناگهانی و ترد است. از طرفی به کار گرفتن حداقل یک درصد فولاد طولی، مقادیر خزش و افت را کاهش داده و مقاومت خمشی حداقلی را نیز برای ستون فراهم می‌کند.

آیین‌نامه آبا نیز حداقل فولاد طولی ستون را برابر با ۱ درصد در نظر می‌گیرد. در تعیین حداقل فولاد طولی مورد نیاز برای هر دو آیین‌نامه، اگر ستون دارای سطح مقطعی بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر باشد، می‌توان سطح مقطع مؤثر کاهش یافته‌ای در نظر گرفت ولی این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد.

کمترین فولاد انتخابی برای مقاطع استفاده شده در این پایان‌نامه یک درصد است که تحلیل‌های انجام شده از این مقدار فولاد آغاز شده است.

• حداکثر فولاد طولی

ACI318 حداکثر فولاد طولی ستون را به ۸ درصد و آیین‌نامه آبا این مقدار را به ۶ درصد محدود می‌کند.

محدودیت حداکثر فولاد طولی به جهت جلوگیری از تراکم میلگرد و مشکلات اجرایی مرتبط با آن است. در عمل با قرار دادن بیش از ۵ تا ۶ درصد فولاد طولی در مقطع، ریختن بتنی که به خوبی در قالب و اطراف میلگردها جای گیرد، مشکل است. با توجه به اینکه میلگردهای ستون با قرارگیری در کنار هم در یک مقطع وصله می‌شوند، درصد فولاد طولی حداکثر مقاطع این پایان‌نامه ۴ درصد برای آیین‌نامه آمریکا و ۳ درصد برای آیین‌نامه ایران در نظر گرفته شده است.

• محدودیت ابعاد مقطع

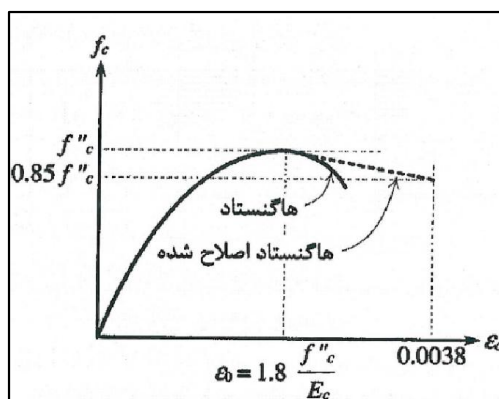
ACI318 و آبا مستقیماً سطح مقطع حداقلی را برای ستون ذکر نمی‌کنند، اما واضح است که به منظور تأمین پوشش لازم روی فولادهای عرضی و نیز تأمین فاصله‌ی آزاد لازم بین میلگردهای طولی و جوه مقابل مقطع، رعایت حداقل ابعادی در محدوده‌ی ۲۰۰ تا ۲۵۰ میلیمتر لازم خواهد بود [۲۵].

۴-۴ مدل‌های طراحی

توزیع تنش واقعی در قسمت فشاری مقطع بتن‌آرمه در تمام سطوح باربری مقطع و از جمله در لحظه‌ی گسیختگی نهایی مقطع، شامل قسمتی یا تمام منحنی تنش-کرنش بتن است. این معادله‌ی رفتاری را می‌توان به صورت منحنی هاگنستاد بر اساس رابطه‌ی زیر بیان نمود:

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left\langle \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right\rangle^2 \right] \quad (۲-۴)$$

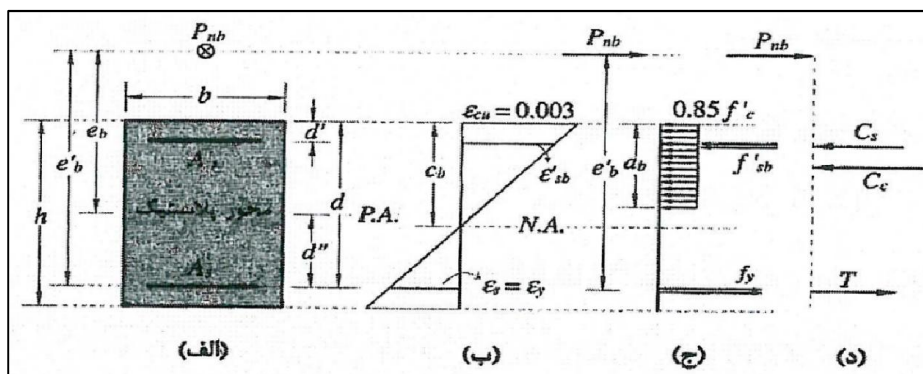
این منحنی در شکل زیر نشان داده شده است:



شکل (۴-۱): منحنی هاگنستاد و هاگنستاد اصلاح شده

در رابطه فوق f_c'' تنش حداکثری است که در عضو بتنی حاصل می‌شود، در حالی که f_c' مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای است. مقدار f_c'' به صورت $f_c'' = k_s f_c'$ به دست می‌آید که ضریب k_s را می‌توان برای بتن‌هایی با مقاومت فشاری استوانه‌ای ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و مساوی یا بزرگتر از ۳۵ مگاپاسکال به ترتیب برابر ۱، ۰٫۹۷، ۰٫۹۵، ۰٫۹۳ و ۰٫۹۲ در نظر گرفت. منحنی هاگنستاد به صورت اصلاح شده نیز در شکل فوق به صورت خط‌چین نمایش داده شده است که در محاسبات رفتار بهتری را از خود نشان می‌دهد.

در نیمه‌ی اول قرن بیستم محققین تلاش زیادی کردند تا نمودار معادلی برای نمودار واقعی توزیع تنش فشاری بتن در لحظه‌ی نهایی ارائه نمایند.



شکل (۴-۲): الف: مقطع بتن آرمه، ب: نمودار توزیع کرنش، ج: نمودار توزیع تنش واقعی با رفتار تقریباً سهمی، د: نمودار توزیع تنش مستطیلی معادل (ویتنی)

در همین ارتباط دهها نمودار معادل تنش فشاری با توزیع مثلی، دوزنقه‌ای مستطیلی و سهمی شکل ارائه شد. از جمله‌ی این مدل‌ها، مدل توزیع تنش مستطیلی معادل ویتنی (شکل فوق) بود که یک مستطیل تنش با شدت $0.85f'_c$ و با ارتفاع a را به صورتی که $a = \beta_1 c$ باشد، برای توزیع تنش فشاری بتن در لحظه‌ی گسیختگی مقطع در نظر می‌گرفت. C فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری مقطع در لحظه‌ی گسیختگی است. ϵ_{cu} کرنش فشاری ماکزیمم بتن، b عرض سطح مقطع، c عمق تار خنثی، پارامترهای مدل بلوک تنش مستطیلی هستند. فرض‌های اساسی مدل بلوک تنش مستطیلی به شرح زیر است:

- ۱) سطح مقطع پس از تغییر شکل مسطح باقی می‌ماند.
- ۲) یک چسبندگی کامل بین بتن و فولاد مسلح کننده وجود دارد.
- ۳) بتن پس از تجاوز کرنش از ϵ_{cu} خرد می‌شود و ناحیه فشاری بتن می‌تواند به وسیله بلوک تنش مستطیلی تقریب زده شود.

ویتنی برای بتن‌های با مقاومت ۳۰ مگاپاسکال و کمتر مقدار $\beta_1 = 0.85$ را ارائه نمود و پیشنهاد کرد که برای بتن با مقاومت بیشتر از ۳۰ مگاپاسکال به ازای هر ۷ مگاپاسکال اضافی، ۰.۰۵ مقدار β_1 کاسته شود. مدل مستطیلی ویتنی در ضمن سادگی از دقت بسیار بالایی برخوردار است و امروزه تقریباً تمام آیین‌نامه‌ها و از جمله آیین‌نامه ACI318 و آیین‌نامه بتن ایران (آبا) از مستطیل معادل

ویتی برای توزیع تنش فشاری بتن در یک مقطع بتن‌آرمه در لحظه‌ی گسیختگی نهایی مقطع استفاده می‌کنند.

آیین‌نامه ACI318-05 ضریب β_1 را بدین صورت ارائه می‌کند:

$$f'_c \leq 30 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85 \quad (1-3-4)$$

$$f'_c > 30 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f'_c - 30) = 1.064 - 0.00714 f'_c \geq 0.65 \quad (2-3-4)$$

آیین‌نامه بتن ایران روابط زیر را برای β_1 معرفی می‌کند:

$$f_c \leq 30 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85 \quad (1-4-4)$$

$$f_c > 30 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85 - 0.008(f_c - 30) = 1.09 - 0.008 f_c \geq 0.65 \quad (2-4-4)$$

تنها اختلاف موجود در مورد β_1 بین دو آیین‌نامه از گرد کردن کسر کاهنده ویتی برای $f'_c > 30 \text{ MPa}$ در آیین‌نامه آبا ناشی شده است.

بایستی توجه داشت که مدل موجود از طریق آزمایش‌های روی ستون‌های NSC با f_c کمتر از 50 MPa ایجاد شده است. مطالعات انجام گرفته توسط Ibrahim و MacGregor (۱۹۹۷) و Collins (۱۹۹۳) نشان می‌دهند که با افزایش مقاومت طراحی، نتایج غیر محافظه کارانه‌ای نتیجه می‌شود [۲۸-۲۵].

۴-۵ اعضای فشاری تحت بار محوری خالص

یک عضو فشاری بتن‌آرمه وقتی تحت بار محوری خالص قرار دارد که در لحظه‌ی نهایی باربری، کرنش فشاری در تمام نقاط مقطع مساوی باشد. از آنجا که شکست فشاری مقطع بتن‌آرمه با خرد شدن بتن تحت فشار حاصل می‌شود، بتن در لحظه‌ی شکست فشاری مقطع باید به کرنش فشاری نهایی یا ϵ_{cu} برسد. بنابراین بار محوری خالص در یک عضو فشاری را می‌توان به صورت باری تعریف کرد که در صورت افزایش تا رسیدن مقطع به نقطه‌ی نهایی شکست، کرنش فشاری تمام نقاط مقطع را همزمان به ϵ_{cu} برساند.

بار محوری خالص در ستون‌های بتن‌آرمه به باری اطلاق می‌شود که بر مرکز پلاستیک مقطع وارد شود. با این تعریف، مرکز پلاستیک مقطع فشاری نقطه‌ای از مقطع خواهد بود که اگر باری در آن نقطه وارد شود، در لحظه‌ی نهایی شکست، کرنش تمام نقاط مقطع را همزمان به ϵ_{cu} برساند. تعیین موقعیت مرکز پلاستیک مقطع فشاری به سادگی امکان‌پذیر نیست اما اگر مقطع ستون کاملاً متقارن باشد و فولادهای طولی ستون نیز از نظر اندازه و نوع کاملاً متقارن باشند، مرکز پلاستیک بر مرکز سطح منطبق می‌گردد.

در عمل بسیار بعید است که در یک سازه‌ی واقعی، بار محوری، خالص و بدون هیچگونه خروج از مرکزیت داشته باشیم. مسائل اجرایی در ساخت و تفاوت‌های شرایط عملی و محاسباتی، همچون بارگذاری نامتقارن به دلیل اختلاف ضخامت دال‌ها در دهانه‌های مجاور همگی باعث می‌شوند که عملاً بار محوری به طور خارج از محور اعمال شود. به همین دلیل آیین‌نامه‌ها معمولاً منظور نمودن یک حداقل خروج از مرکزیت را برای بار محوری لازم می‌دانند. ACI318 در نسخه‌های قبل از سال ۱۹۸۹ این آیین‌نامه، در بررسی ستون‌های تحت بار محوری، وارد کردن حداقل خروج از مرکزیتی برابر با $\max\{0.1h, 25\text{ mm}\}$ را برای ستون‌های با تنگ بسته و با بعد h ، و برابر با $\max\{0.05D, 25\text{ mm}\}$ را برای ستون‌ها با دورپیچ و قطر D ، لازم می‌دانست. این آیین‌نامه از سال ۱۹۸۹ به بعد به جهت کاستن از حجم محاسبات مربوط به در نظر گیری حداقل خروج از مرکزیت در آنالیز و طراحی ستون‌ها، مسئله خروج از مرکزیت را در ستون‌ها را با کاهش ۲۰ درصد از ظرفیت باربری محوری خالص برای ستون‌های با تنگ بسته و با کاهش ۱۵ درصد ظرفیت باربری محوری خالص برای ستون‌های با دورپیچ منظور نمود که با روش قبلی آیین‌نامه نتایجی تقریباً یکسان دارد. روابط مربوط به طراحی این نوع ستون‌ها با در نظر گرفتن مقدار حداقل خروج از مرکزیت در روابط زیر آورده شده است [۲۵-۴۲].

برای ستون با تنگ بسته:

$$P_{n(max)} = 0.8P_0 = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (۱-۵-۴)$$

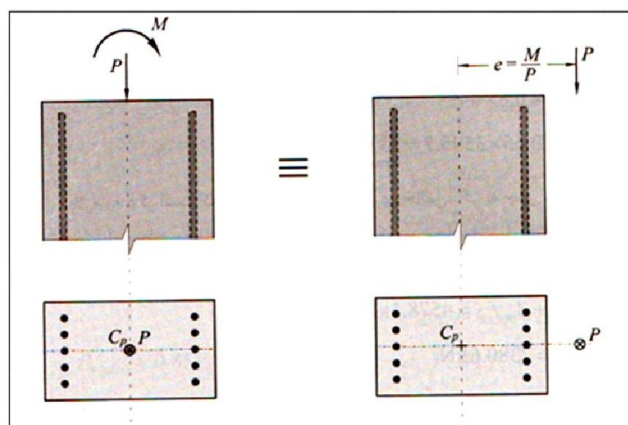
برای ستون دورپیچ:

$$P_{n(max)} = 0.85P_0 = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (۲-۵-۴)$$

۴-۶ اعضا فشاری تحت بار محوری و لنگر خمشی

آنچه در اکثر مسائل عملی برای یک عضو فشاری بتن آرمه اتفاق می‌افتد، وجود همزمان بار محوری و لنگر خمشی است.

شکل (۳-۴) ترکیب یک بار محوری که بر مرکز پلاستیک C_p مقطع ستون وارد شده است و به طور همزمان با یک لنگر M اثر می‌کند را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، می‌توان اثر توأم این بار محوری مرکزی و لنگر خمشی را با یک بار محوری خارج از مرکز که در فاصله‌ی e از مرکز پلاستیک وارد می‌شود، نشان داد؛ به طوری که $P \times e = M$ باشد. در بررسی‌های ستون‌های بتن آرمه تحت بار محوری و لنگر خمشی، معمولاً راحت‌تر خواهد بود که اثر لنگر خمشی با اعمال یک بار محوری خارج از مرکز و با خروج از مرکزیت e نشان داده شود.



شکل (۳-۴): نمایش بار محوری و لنگر خمشی وارد بر یک ستون با بار محوری در یک خروج از مرکزیت

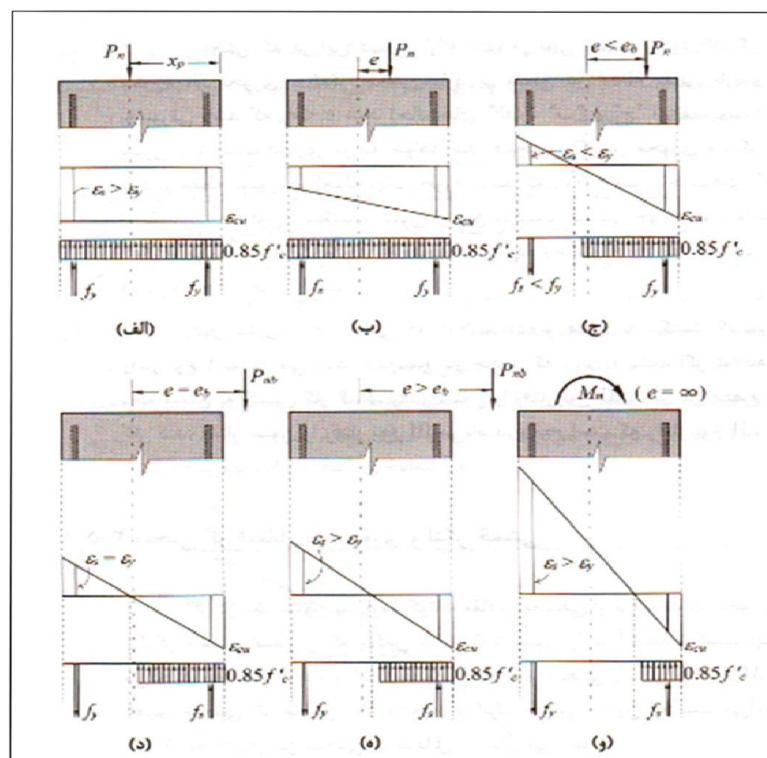
۴-۷ حالت‌های شکست یک ستون بتن آرمه

برای یک ستون بتن آرمه دو حالت شکست محتمل است که وقوع هر یک از حالات شکست، به نسبت لنگر خمشی به بار محوری وارد بر ستون بستگی دارد. در خروج از مرکزیت‌های کم، شکست فشاری که با شکست مقطع ستون با خرد شدن بتن در فشار آغاز و تکمیل می‌شود اتفاق می‌افتد؛ و در خروج

از مرکزیت‌های زیاد، شکست کششی که شکست مقطع ستون با تسلیم مقطعی از فولادهای مقطع در کشش و در یک طرف مقطع آغاز شده و سرانجام با خرد شدن بتن در وجه دیگر ستون تکمیل می‌گردد، اتفاق می‌افتد. در شکل (۴-۴) یک ستون بتن‌آرمه تحت مقادیر مختلفی از بار محوری اسمی P_n و لنگر خمشی اسمی M_n که به صورت همزمان ستون را در آستانه‌ی شکست قرار می‌دهند، در خروج از مرکزیت‌های مختلف به همراه نمودارهای تنش و کرنش در هر حالت نشان می‌دهد.

در شکل (۴-۴):

الف) بار محوری مرکزی (بار محوری خالص). در این حالت بار محوری خالص و بدون لنگر خمشی و یا با لنگر خمشی بسیار ناچیز بر ستون اعمال می‌شود. بنابراین کرنش همه نقاط مقطع همزمان به $\epsilon_{cu} = 0.003$ می‌رسد.



شکل (۴-۴): رفتار یک ستون بتن‌آرمه و نمودارهای توزیع کرنش و توزیع تنش در مقطع در ترکیبات مختلف بار محوری اسمی و لنگر خمشی اسمی.

ب) بار محوری بزرگ و لنگر خمشی کوچک، به طوری که کل مقطع به فشار کار کند. در این حالت مقدار خروج از مرکزیت e در حدی کوچک است که کرنش در تمام قسمت‌های مقطع فشاری است.

شکست مقطع با خرد شدگی بتن اتفاق می‌افتد؛ در حالی که فولادهای واقع در سمت خروج از مرکزیت به تنش تسلیم فشاری رسیده‌اند، ولی فولادهای جهت مقابل ممکن است در فشار به تسلیم نرسیده باشند.

ج) بار محوری بزرگ و لنگر خمشی بزرگ‌تر از حالت قبل، به طوری که قسمتی از مقطع به کشش کار کند، ولی فولادهای کششی به حد تسلیم نرسند. در این حالت مقدار خروج از مرکزیت بزرگتر از حالت قبل است؛ به طوری که کرنش در قسمتی از مقطع کششی است. تنش فولادهای فشاری در حد تنش تسلیم و یا بسیار نزدیک به آن است؛ در حالی که تنش فولادهای کششی به حد تنش تسلیم نرسیده است. در این حالت نیز شکست مقطع با خرد شدن بتن در قسمت فشاری مقطع رخ می‌دهد.

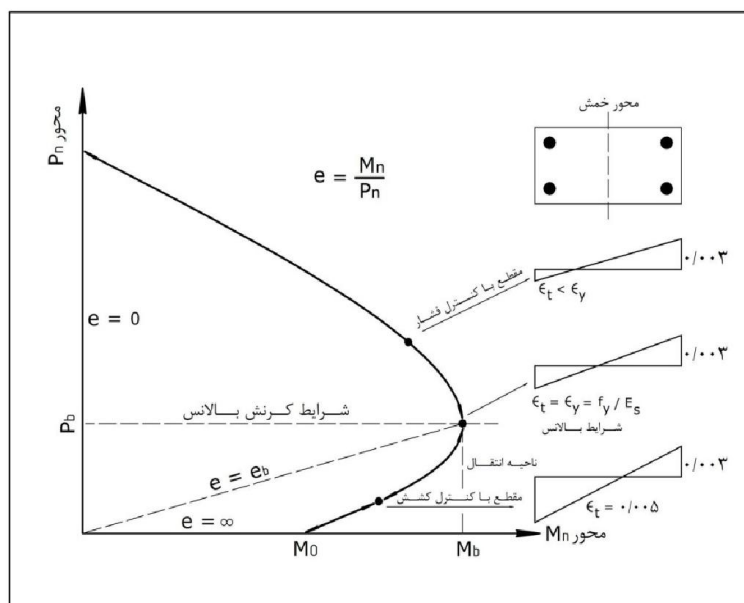
د) بار محوری و لنگر خمشی متناظر با وضعیت متوازن. در این حالت ترکیب بار محوری و لنگر خمشی به گونه‌ای است که قسمتی از مقطع تحت کشش قرار گرفته است و درست در همان لحظه‌ای که بتن در قسمت فشاری به کرنش نهایی می‌رسد، فولادهای کششی نیز به کرنش تسلیم ϵ_y می‌رسند. این حالت یک حالت مرزی بین شکست فشاری و شکست کششی محسوب می‌شود و مقادیر بار محوری اسمی و لنگر خمشی اسمی متناظر با شکست مقطع ستون در این حالت با M_{nb} و P_{nb} نشان داده می‌شوند. همچنین خروج از مرکزیت متناظر با این حالت با e_b نشان داده می‌شود.

ه) بار محوری کوچک و لنگر خمشی بزرگ، به طوری که $e > e_b$ باشد. در این حالت کشش ایجاد شده در یک وجه مقطع، فولادهای آن وجه را به تنش تسلیم می‌رساند. شکست مقطع ستون در این حالت شکست کششی است؛ به طوری که شکست با تسلیم فولادهای کششی آغاز شده و با خرد شدن بتن در وجه فشاری تکمیل می‌گردد.

و) لنگر خمشی بزرگ. این حالت معادل آن است که یک بار محوری بسیار کوچک در خروج از مرکزیت بی‌نهایت قرار دارد. رفتار مقطع در این حالت کاملاً مانند رفتار تیر بوده و شکست مقطع با تسلیم فولادها در وجه کششی مقطع آغاز شده و با خرد شدن بتن در وجه فشاری تکمیل می‌گردد.

از بحثی که در این قسمت ارائه شد، می‌توان استنتاج کرد که در یک ستون، بار محوری و لنگر خمشی وارد بر مقطع در لحظه‌ی نهایی باربری ستون به صورتی باشد که $e < e_b$ شود (حالت‌های الف، ب، ج، از تقسیم‌بندی فوق) ستون با شکست فشاری مواجه خواهد شد. همچنین اگر بار محوری و لنگر خمشی وارد بر مقطع ستون در لحظه‌ی نهایی طوری باشد که $e > e_b$ شود (حالت‌های ه، و، از تقسیم‌بندی فوق) شکست ستون از نوع شکست کششی خواهد بود. حالت "د" از تقسیم‌بندی فوق فقط یک حالت مرزی است [۲۵].

همانطور که در بالا مشاهده شد، حالات گوناگونی در ترکیب نیروی محوری و لنگری خمشی می‌توان مشاهده نمود. حد بالا، لنگر خمشی صفر و نیروی محوری مطابق روابط (۴-۵) و حد پایین، نیروی محوری صفر و لنگر خمشی M_{r0} می‌باشد. ما بین این دو حالت حدی، بی‌نهایت ترکیب مختلف از این دو نیرو می‌توان یافت. اثر متقابل این دو نیرو را می‌توان با استفاده از شکل زیر که به آن منحنی اندرکنش می‌گویند، بررسی کرد. شکل‌هایی که در بالا برای نشان دادن شکست فشاری و کششی مورد بررسی قرار گرفتند در شکل زیر تحت عنوان ناحیه‌های کنترل فشار و کنترل کشش نشان داده شده‌اند [۲۴].



شکل (۴-۵): دیاگرام اندرکنش شماتیک بار-ممان ($P-M$)، برای یک ستون بتن مسلح

تا اینجا مروری بر روابط طراحی و انواع شکست در ستون‌های بتن‌آرمه داشتیم اما با توجه به موضوع پایان نامه که در ارتباط با کامپوزیت‌های FRP است، در ادامه سعی می‌کنیم که تأثیر FRP را بر روی مقاومت بررسی کنیم و روابط طراحی ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP را براساس آیین‌نامه‌های موجود بررسی کنیم.

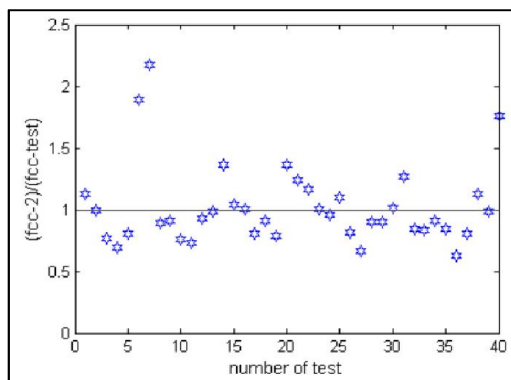
۴-۸ مدل‌های ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار بتن محصور در FRP

تأثیر محصور شدگی ناشی از FRP توسط محققین زیادی مورد بررسی قرار گرفته است و نتایج قابل توجهی به دست آمده است. در این میان مطالعات آزمایشگاهی مهمی صورت پذیرفته و مدل‌های تجربی متعددی نیز برای تشریح رفتار اعضای بتن‌آرمه محصور شده با FRP ارائه شده است. محمد کارکن در سال ۱۳۹۰ مقایسه‌ای بین شش مدل پیشنهاد شده برای بتن محصور شده با FRP انجام داد. مقایسه این مدل‌ها با اطلاعات آزمایشگاهی موجود نشان داد که نامطمئنی قابل توجهی با این مدل‌ها همراه است.

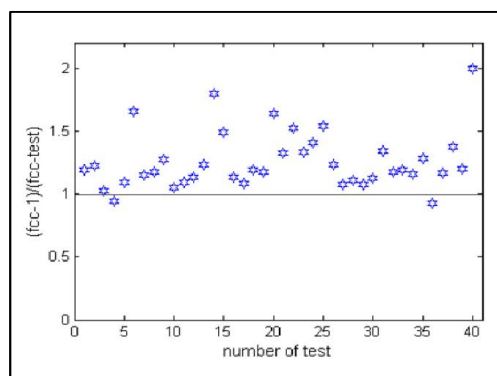
جدول (۴-۱): رابطه‌های پیشنهادی برای تعیین مقاومت فشاری بتن محصور شده

Nnumber	Model
۱	Saadatmanesh et al. (1994) $f'_{cc} = f'_c \left(-1.25 + 2.25 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c} - \frac{2 f'_l}{f'_c}} \right)$
۲	Kono et al. (1998) $f'_{cc} = f'_c (1 + 0.0572 f'_l)$
۳	Samaan et al. (1998) $f'_{cc} = f'_c \left(1 + 6.0 \frac{f_l^{0.7}}{f'_c} \right)$
۴	Saafi et al. (1999) $f'_{cc} = f'_c \left(1 + 2.2 \left(\frac{f'_l}{f'_c} \right)^{0.84} \right)$
۵	Spoelstra and Monti (1994) $f'_{cc} = f'_c \left(0.2 + 3 \left(\frac{f'_l}{f'_c} \right)^{0.5} \right)$
۶	Xiao and Wu (2000) $f'_{cc} = f'_c \left(1.1 + \left(4.1 - 0.75 \frac{f_c'^2}{E_1} \right) \frac{f'_l}{f'_c} \right)$

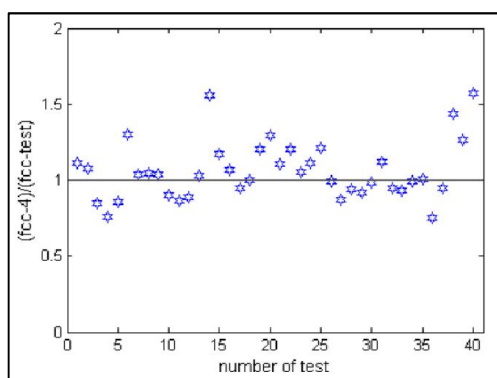
در شکل‌های زیر میزان تطابق این مدل‌ها با نتایج آزمایشگاهی آورده شده است. نتایج این تحقیق حاکی از آن است که مدل spoelstra & monti در بین مدل‌های موجود از دقت بالایی برخوردار است [۴۳].



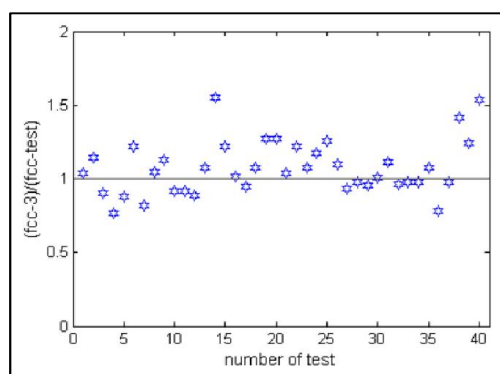
دقت رابطه ۲



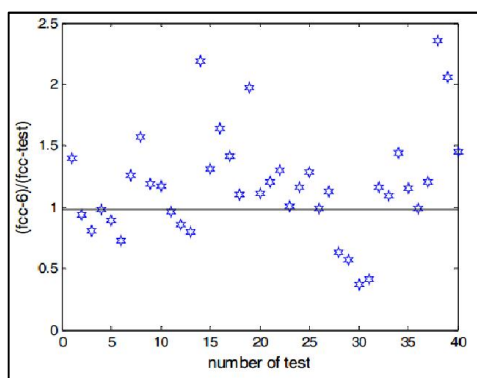
دقت رابطه ۱



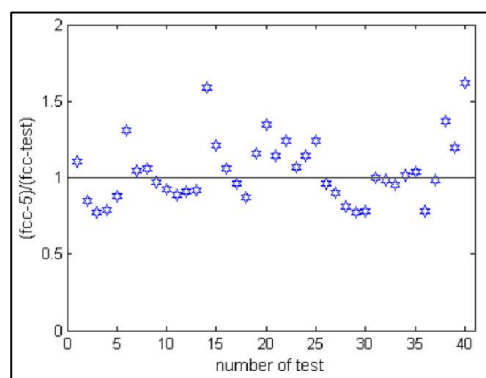
دقت رابطه (۴)



دقت رابطه (۳)



دقت رابطه (۶)



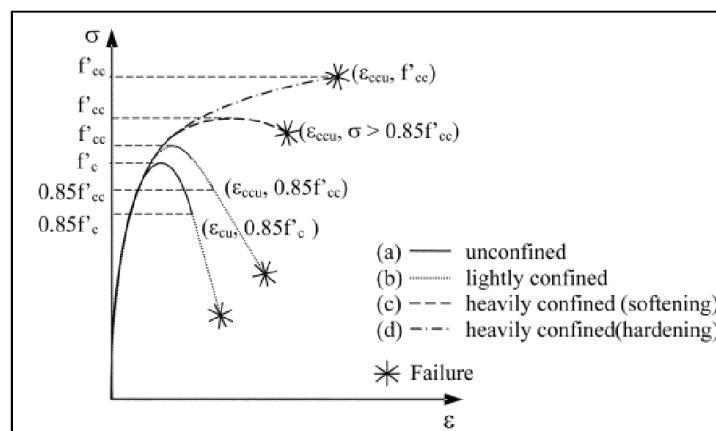
دقت رابطه (۵)

شکل (۴-۶): میزان انطباق مدل‌های ارائه شده با نتایج آزمایشگاهی

۴-۹ طراحی ستون‌های بتن آرمه تقویت شده بر اساس آیین‌نامه آمریکا

سیستم‌های FRP می‌توانند مقاومت فشاری محوری یک ستون را با استفاده از محصور شدگی افزایش دهند. محصور شدگی با استفاده از قرار دادن الیاف در راستای عمود بر محور طولی ستون انجام می‌شود. هر گونه محصور شدگی یا قرار گیری الیاف در راستای طولی تأثیری در افزایش مقاومت ندارد.

بر اساس درصد محصور شدگی، شکل زیر میزان تغییر تنش و کرنش را نشان می‌دهد. در این شکل f'_c و f'_{cc} نشان دهنده مقاومت ماکزیمم یک ستون محصور نشده و محصور شده هستند. کرنش نهایی ϵ_{cu} در یک ستون محصور نشده و یک ستونی که کم محصور شده باشد در تنشی معادل با $0.85f'_c$ همانطور که در منحنی a (برای ستون محصور نشده) و منحنی b (برای ستون کم محصور شده) از شکل نشان داده شده است اتفاق می‌افتد.



شکل (۴-۷): رفتار تنش - کرنش ستون محصور نشده و محصور شده با FRP

کرنش شکست در ستون‌های که محصور شدگی آنها در حد متوسط و زیاد است در تنشی بزرگتر از $0.85f'_c$ اتفاق می‌افتد.

قبل از شرح دادن مدل لازم به ذکر است که براساس آیین‌نامه به دلیل اینکه ویژگی‌های کامپوزیت‌های FRP از قبیل تنش و کرنش نهایی که توسط کارخانه ارائه می‌شود، بدون در نظر گرفتن شرایط محیطی است، لذا طبق آیین‌نامه جهت طراحی ابتدا بایستی مقدار تنش و کرنش

گزارش شده توسط کارخانه را با توجه به نوع الیاف و شرایط محیطی، در یکی از ضرایب جدول زیر ضرب کرد. در این پایان نامه از ضریب کاهش محیطی ۰,۹۵ استفاده شده است.

جدول (۴-۲): ضرایب کاهش محیطی

شرایط محیطی	نوع الیاف	ضریب کاهش محیطی
محیط‌های داخلی	کربن	۰,۹۵
	شیشه	۰,۷۵
	آرامید	۰,۸۵
محیط‌های خارجی	کربن	۰,۸۵
	شیشه	۰,۶۵
	آرامید	۰,۷۵
محیط‌های خورنده	کربن	۰,۸۵
	شیشه	۰,۵۰
	آرامید	۰,۷۵

۴-۹-۱ روابط طراحی اعضا تحت نیروی محوری

مقاومت فشاری محوری یک ستون غیر لاغر و ساخته شده با استفاده از بتن معمولی با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید. لازم به ذکر است که ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت موجود در روابط FRP باید بر اساس آیین‌نامه ACI318-05 باشد.

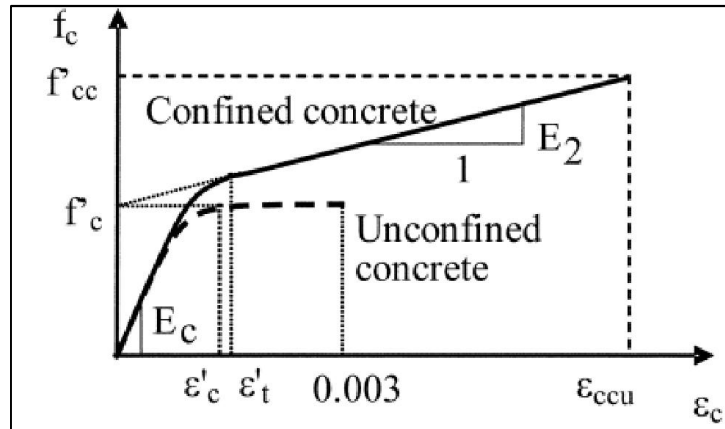
برای عضو غیر پیش‌تنیده با خاموت‌های مارپیچ:

$$\phi P_n = 0.85\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۴-۶)$$

برای عضو غیر پیش‌تنیده با استفاده از تنگ:

$$\phi P_n = 0.8\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (۴-۷)$$

مدل‌های زیادی که رفتار تنش-کرنش بتن یک ستون تقویت شده را در ناحیه فشاری را شبیه سازی کردند موجود است. اما مدلی که آیین‌نامه ACI318-05 استفاده می‌کند مدل لام و تنگ^۱ است که در سال ۲۰۰۳ ارائه شد. شکل و فرمول‌های این مدل در ادامه آورده شده است.



شکل (۸-۴): مدل تنش-کرنش لام وتنگ برای ستون محصور شده با FRP

که f'_{cc} بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده، f'_c مقاومت نهایی بتن محصورنشده، E_c مدول الاستیسیته بتن، E_2 شیب قسمت دوم و خطی مدل، ϵ'_t کرنش متناظر با تنش انتقال به ناحیه خطی دوم و ϵ_{ccu} کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری بتن محصورشده است

$$f_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \epsilon_c^2 & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon'_t \\ f'_c + E_2 \epsilon_c & \epsilon'_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{ccu} \end{cases} \quad (۸-۴)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\epsilon_{ccu}} \quad (۹-۴)$$

$$\epsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (۱۰-۴)$$

ماکزیمم مقاومت فشاری محوری و ماکزیمم فشار محصور شدگی طبق این مدل به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l \quad (۱۱-۴)$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \epsilon_{fe}}{D} \quad (۱۲-۴)$$

در روابط فوق، f'_c مقاومت فشاری بتن محصور نشده و κ_a ضریب هندسه است که نحوه محاسبه آن در ادامه آورده شده است. کرنش مؤثر در FRP از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

(۱۳-۴)

$$\varepsilon_{fe} = K_{\varepsilon} \varepsilon_{fu}$$

مقدار ضریب K_{ε} بر اساس نتایج آزمایشگاهی مقدار ۰,۵۸۶ اختیار می‌شود.

ماکزیمم کرنش محوری در یک ستون محصور شده با استفاده از رابطه (۴-۱۴) به دست می‌آید. این

مقدار باید محدود به رابطه (۴-۱۵) باشد تا از ایجاد ترک‌های غیرمجاز در بتن جلوگیری شود.

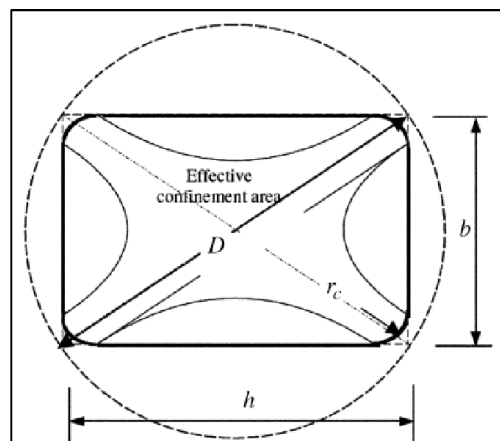
$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.50 + 12K_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \quad (۴-۱۴)$$

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad (۴-۱۵)$$

ضریب K_b نیز مانند ضریب K_a مربوط به هندسه یا به عبارتی شکل ستون است. نحوه محاسبه این دوضریب در بندهای زیر آورده شده است:

۱) مقاطع دایره: در مقاطع دایره ضرایب شکل K_a ، K_b برابر واحد در نظر گرفته می‌شوند.

۲) مقاطع غیر دایره: در مقاطع مستطیلی مقدار فشار محصور شدگی براساس دایره‌ای با قطر D محاسبه می‌شود، که این قطر معادل است با قطر مستطیل.



شکل (۴-۹): مقطع دایره معادل با مقطع مستطیل

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} \quad (۴-۱۶)$$

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad (۱۷-۴)$$

در روابط فوق A_e مساحتی از بتن است که به صورت کامل با FRP محصور شده است. این مقدار به ابعاد مقطع، شعاع گوشه‌ها و درصد آرماتور وابسته است.

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right] - \rho_g}{3A_g - \rho_g} \quad (۱۸-۴)$$

۴-۹-۲ روابط طراحی اعضا تحت نیروی محوری و خمشی

تحقیقات نشان می‌دهد که استفاده از ژاکت FRP برای عضوی که تحت نیروی محوری و ممّان قرار داد نیز باعث افزایش مقاومت می‌شود. رابطه‌های قسمت قبل برای این قسمت نیز کاربرد دارند اما توجه به این نکته حائز اهمیت است که ACI 440.2R-08 کرنش مؤثر در ژاکت FRP را به مقدار زیر محدود می‌کند.

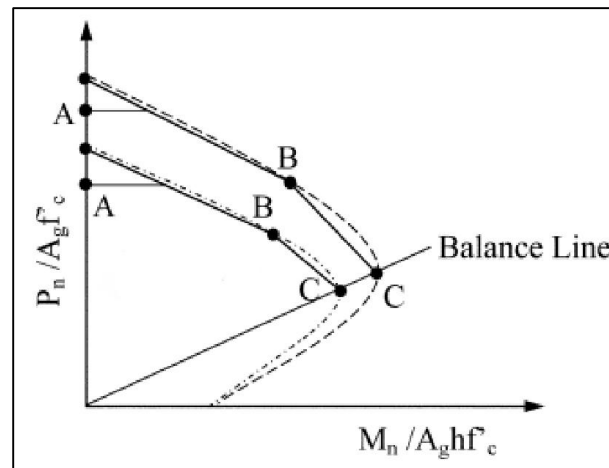
$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (۱۹-۴)$$

تعیین دیاگرام اندرکنش (P – M) یک ستون مقاوم‌شده با FRP موضوعی غیربديهی بوده و مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت تعیین دیاگرام اندرکنش (P – M) ستون‌های محصورشده با FRP گزارش شده است. منحنی‌های اندرکنش آزمایشگاهی ستون‌های محصورشده با FRP که دارای جزئیات مناسب باشند، به دلیل اینکه انجام این آزمایشات بسیار مشکل است و تقاضا جهت کاربرد آن نیز زیاد نیست، در دسترس نمی‌باشند.

تفاوت دیاگرام اندرکنش بار-ممان ستون‌های مقاوم‌شده با ژاکت FRP، با دیاگرام اندرکنش ستون‌های بتن‌آرمه، فقط در ناحیه کنترل فشار آن است. مدل این منحنی در ناحیه کنترل فشار با ارضای سازگاری کرنش‌ها و تعادل نیروها با استفاده از مدل تنش-کرنش پیشنهادی ACI 440.2R-

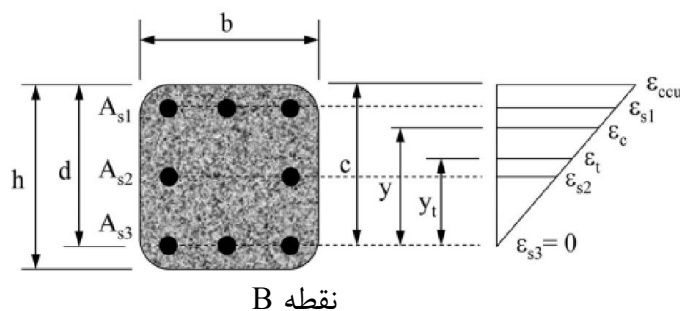
08 به دست می‌آید. در ناحیه‌ی کنترل کشش می‌توان از مدل تنش-کرنش بتن محصورنشده و یا بلوک تنش ویتنی استفاده کرد.

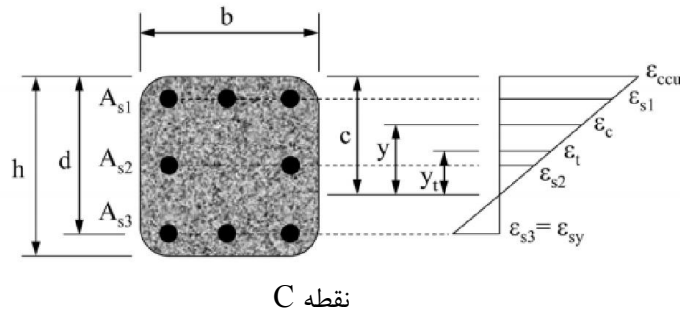
برای راحتی می‌توان مدل تنش-کرنش بتن محصورشده را با ۲ خط مستقیم که از سه نقطه با ویژگی‌های زیر می‌گذرد جایگزین کرد:



شکل (۴-۱۰): دیاگرام اندرکنش ستون محصور شده و محصور نشده

- نقطه A، نقطه‌ای که ستون فقط تحت تأثیر نیروی محوری قرار دارد.
- نقطه B، نقطه‌ای که کرنش آرماتورها کششی صفر است و کرنش ϵ_{ccu} در بتن اتفاق می‌افتد.
- نقطه C، نقطه‌ای که در آن کرنش در دورترین تار فشاری بتن به ϵ_{ccu} می‌رسد و کرنش ردیف آخر آرماتورها کششی به ϵ_{sy} می‌رسد (حالت بالانس).





شکل (۴-۱۱): توزیع کرنش در نقاط B و C در دیاگرام اندرکرنش

برای یک بتن محصور شده، مقدار نیروی محوری معادل با نقطه A (نقطه‌ای که مماس در آن صفر است) مطابق روابط (۴-۶) و (۴-۷) به دست می‌آید، اما برای نقاط B و C به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi P_{n(B,C)} = \phi \left[A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D \right] + \sum A_{sk} f_{sk} \quad (۴-۲۰)$$

$$\phi M_{n(B,C)} = \phi \left[E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I \right] + \sum A_{si} f_{si} d_i \quad (۴-۲۱)$$

پارامترهای موجود در این دو رابطه به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (۴-۲۲)$$

$$B = \frac{-b(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (۴-۲۳)$$

$$C = -b f'_c \quad (۴-۲۴)$$

$$D = b f'_c c + \frac{b c E_2}{2} (\epsilon_{ccu}) \quad (۴-۲۵)$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (۴-۲۶)$$

$$F = b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12 f'_c} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)^2}{3} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (۴-۲۷)$$

$$G = - \left(\frac{b}{2} f'_c + b \left(c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left(\frac{\epsilon_{ccu}}{c} \right) \right) \quad (۴-۲۸)$$

$$H = bf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) \quad (29-4)$$

$$I = \frac{bc^2}{2} - bcf'_c \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bc E_2}{2} \left(c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu}) \quad (30-4)$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}} \quad (31-4)$$

$$c = \begin{cases} d & \text{for Point B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \text{for Point C} \end{cases} \quad (32-4)$$

[۴۴-۴۲-۳۸]

در این پایان نامه از روابطی که برای نیروی محوری همراه با لنگر خمشی آورده شده همراه با شرایط آماري کشور آمریکا، جهت بررسی شاخص قابلیت اعتماد آیین نامه ACI440.2R استفاده شده است.

۴-۱۰ روابط طراحی ستون‌های بتن آرمه تقویت شده براساس آیین نامه ایران

۴-۱۰-۱ ستون‌های مستطیلی کوتاه تحت فشار خالص

این بخش در مورد ستون‌هایی با نسبت ابعاد مقطع کمتر یا مساوی ۱٫۵ و حداکثر بعد مقطع برابر ۹۰۰ میلیمتر کاربرد دارد. همچنین ستون‌ها باید دارای گوشه‌های گرد شده با شعاع حداقل برابر مقدار زیر باشد:

$$r \geq \min \left\{ \frac{b}{6}, 35mm \right\} \quad (33-4)$$

در صورتی که شعاع انحنای گوشه ستون منجر به کاهش قابل ملاحظه‌ای از پوشش بتن و یا کمبود جزئی یا کلی یک یا چند آرماتور شود، باید مقاومت ستون با توجه به آن کاهش یابد. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان با ایجاد گوشه‌های بتنی مدور در وجوه ستون که به طور مناسبی به آن گیردار شده‌اند، مقطع را به حالت دایره نزدیک کرد تا حداقل شعاع انحنای مورد نظر حاصل شود.

فشار محصور شدگی به سبب مقاوم سازی یک مقطع مستطیلی با مصالح FRP مطابق رابطه ذیل محاسبه می گردد:

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} t_{frp} (b+h)}{bh} \quad (34-4)$$

که کرنش مصالح FRP برای محصور شدگی غیر پیش تنیده تا حداکثر نسبت ابعاد مقطع ۱,۵، برابر $\varepsilon_{frp} = 0.002$ در نظر گرفته می شود.

برای محصور شدگی پیوسته نسبت حجمی مقاومت به صورت رابطه (۳۵-۴) تعریف می شود:

$$\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \quad (35-4)$$

مقاومت فشاری بتن محصور شده از رابطه زیر تعیین می شود:

$$f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pr} \omega_w) \quad (36-4)$$

ضریب عملکرد برای یک مقطع مستطیلی، α_{pr} ، به کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار α_{pr} برابر واحد در نظر گرفته می شود.

نشریه ۳۴۵ تنها به بیان فرمول های مربوط به نیروی محوری اکتفا کرده است و در رابطه با نیروی محوری همراه با لنگر خمشی سخنی در این نشریه به میان نیامده است. به همین دلیل ما در این پایان نامه یکبار براساس شرایط آماری کشور ایران و نشریه ۳۴۵، شاخص قابلیت اعتماد ستون های تحت نیروی محوری را بررسی می کنیم و جهت بررسی شاخص ایمنی ستون همراه با لنگر خمشی از فرمول های کشور آمریکا همراه با شرایط آماری ایران استفاده می کنیم [۳۷].

۴-۱۱ ترکیبات بار

همانطور که گفته شد آیین نامه ایران براساس روش حالت حدی است. در این روش از ضرایب کاهش مقاومت جزئی استفاده می کند. آیین نامه ایران برای بتن از ضریب کاهش $\phi_c = 0.6$ و برای فولاد از ضریب $\phi_s = 0.85$ استفاده می کند. ضرایب افزایشی بار نیز طبق روابط زیر است [۴۵]:

$$U = 125D + 1.5L$$

$$U = D + 1.2L + 1.2(E \text{ or } W)$$

$$U = 0.85D + 1.2(E \text{ or } W)$$

$$U = 1.2D + 1.5L + 1.5W$$

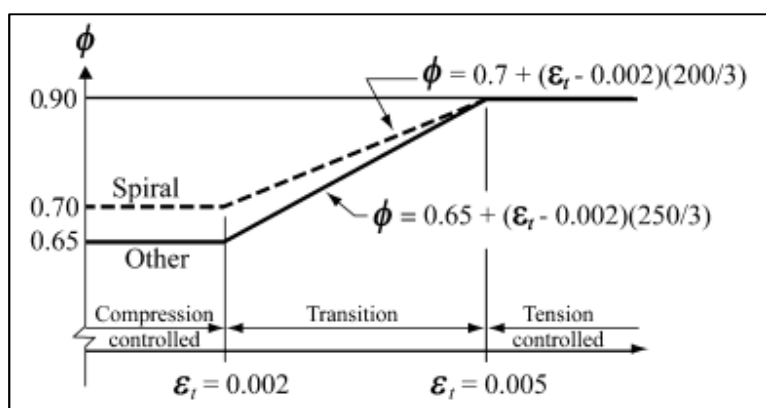
$$U = D + 1.2L + 0.84E$$

اما آیین‌نامه آمریکا از یک ضریب کاهش که در کل رابطه‌های موجود ضرب می‌شود استفاده می‌کند.

برای ستون‌های بتن‌آرمه براساس نوع شکست، آیین‌نامه سه نوع ناحیه را در نظر می‌گیرد: ناحیه

شکست فشاری، ناحیه انتقال و ناحیه شکست کششی. ضریب کاهش در هر یک از سه مرحله فوق به

صورت شکل زیر است:



شکل (۴-۱۲): ضریب کاهش مقاومت براساس آیین‌نامه آمریکا

ضرایب افزایش بار آیین‌نامه نیز مطابق روابط زیر است [۴۲]:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L$$

$$U = 1.2D + 1.4E + 1.0L$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.4E$$

فصل پنجم:

مدلهای بار و مقاومت

۵-۱ مقدمه

منابع زیادی از عدم قطعیت به صورت ذاتی در طراحی سازه‌ها وجود دارد. بر خلاف آنچه ما اغلب فکر می‌کنیم، پارامترهایی همچون بارگذاری و ظرفیت‌های انتقال بار اعضای سازه‌ای مقادیر معینی نیستند (کمیت‌های کاملاً شناخته شده‌ای نیستند). آنها متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین نمی‌توانند ایمنی مطلق (احتمال گسیختگی صفر) را داشته باشند. بنابراین سازه‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که عملکرد آنها همراه با یک احتمال معینی از گسیختگی همراه باشد.

به منظور نشان دادن تفاوت بین کمیت‌های قطعی و تصادفی، بارهای اعمالی به یک پل را بررسی می‌کنیم. بار وارده به پل در هر زمانی به عوامل زیادی وابسته است مانند تعداد وسایل روی پل، وزن، شکل و اندازه وسیله‌ها. به دلیل اینکه ما اطلاعات کامل و جزئی درباره هر وسیله و تعداد وسیله‌های گذرنده از روی پل نداریم بنابراین نمی‌توانیم مقدار بار وارده به پل را به صورت دقیق محاسبه کنیم، بنابراین به دلیل وجود عدم قطعیت می‌توان بار را به عنوان یک متغیر تصادفی در نظر گرفت.

بنابراین به دلیل عدم قطعیت‌های موجود در معادلات طراحی و متغیرهای تأثیرگذار در معادلات از جمله بارها، مقاومت یک مقطع بتن‌آرمه ممکن است عملاً با مقدار محاسبه شده یا اسمی آن متفاوت باشد. بعضی از این عدم قطعیت‌ها اهمیت بسیاری در فرآیند تعیین شاخص قابلیت اعتماد دارند و برخی همانگونه که خواهیم دید به نحوی کم اثر هستند که می‌توان از آنها چشم‌پوشی کرد [۵].

عدم قطعیت‌ها بسته به نوع کنترل کیفیت و شرایط آب و هوایی و اقلیمی، اثرات متفاوتی را بر قابلیت اعتماد تحمیل خواهند کرد. بدین جهت مشخصات آماری بدست آمده از آزمایش‌های انجام شده در ایران، که از این پس اصطلاح "شرایط آماری ایران" را بدانها اطلاق خواهیم کرد و مشخصات آماری بدست آمده از آزمایش‌های آمریکا که اصطلاح "شرایط آماری آمریکا" یا "شرایط آماری ACI" را در مورد آنها به کار خواهیم برد، در ادامه مطرح خواهند شد. متغیرهای آماری موجود در مقاطع بتن‌آرمه را می‌توان به دو دسته کلی متغیرهای بار و متغیرهای مقاومت تقسیم نمود؛ که در ادامه هر یک از آنها شرح داده شده‌اند.

۵-۲ متغیرهای بار

بارها به صورت‌های متفاوتی به سازه وارد می‌شوند. این بارها برحسب نوع اطلاعات آماری موجود و مشخصات پدیده بار، می‌توانند به سه دسته تقسیم شوند.

گروه ۱: در این گروه، شدت بارها در طول زمان ثابت است و مقدار آن بستگی به زمان ندارد، بار مرده و بار زنده دائمی مثال‌هایی از این دسته‌اند.

گروه ۲: در این گروه، شدت بار در یک بازه زمانی تعریف می‌شود در نتیجه این بارها به زمان بستگی دارند، بارهای باد، برف و بار زنده گذرا مثال‌هایی از این نوع هستند.

گروه ۳: اطلاعات مربوط به این نوع بارها از اندازه گیری‌های کمیابی به دست می‌آیند چون این بارها در دوره زمانی معینی بوقوع نمی‌پیوندند. این بارها در مدت زمان کوتاهی اثر می‌کنند. زلزله، گردبادها و سونامی‌ها مثال‌هایی از این نوع هستند.

همچنین به یک نوع بار در زمان طراحی و در طول عمر سازه، مقادیر مختلفی را می‌توان نسبت داد:

(۱) مقدار پیش‌بینی شده: این مقدار در واقع اندازه‌ای است که طراح با توجه به شرایط سازه‌ای، جهت بار مورد نظر را محاسبه و پیش‌بینی نموده است. به عنوان مثال وزن لایه‌های تشکیل دهنده سقف، بار مرده پیش‌بینی شده ناشی از سقف را تشکیل می‌دهند.

(۲) مقدار اسمی: در بسیاری از موارد آیین‌نامه‌های بارگذاری بر اساس شرایط منطقه احداث ساختمان و دیگر فرضیات، محدودیت‌ها و مقادیری جهت اندازه بار در نظر می‌گیرند، که با لحاظ نمودن این محدودیت‌ها، مقدار اسمی به دست می‌آید. به عنوان مثال مبحث ششم حداقل بار معادل گسترده نظیر تیغه‌ها برای مصالح معمولی را ۱۰۰ دکانیوتن بر متر مربع در نظر گرفته است، در حالی که ممکن است مقداری کمتر از این مقدار برای این بار حاصل شود.

(۳) مقدار مبتنی بر آزمایش‌های تجربی: این مقدار با نمونه‌گیری و بررسی اندازه دقیق بار در زمان معین و محل مورد نظر در عضو، حاصل می‌شود و تابع زمان و مکان است. مجموعه این اندازه‌گیری‌ها

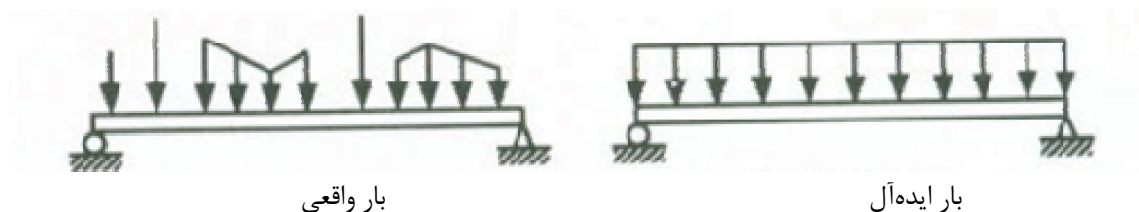
در زمان‌ها و مکان‌های مختلف، مقدار واقعی بار را مشخص می‌نمایند. این مقدار در واقع یک متغیر تصادفی بوده و احتمال وقوع آن با یکی از توزیع‌ها بیان می‌شود [۴۶-۵].

۵-۲-۱ مدل بار

یک بار کلی Q_i که برای انجام تحلیل ایمنی باید مدل شود، توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$Q_i = A_i \cdot B_i \cdot C_i \quad (۱-۵)$$

در رابطه فوق A_i ، بیانگر عدم قطعیت ناشی از اندازه واقعی خود بار؛ B_i ، بیانگر عدم قطعیت ناشی از فرضیاتی است که بار چگونه بر سازه اعمال می‌شود. برای مثال شکل ۵-۱ دو تیر را نشان می‌دهد. روی تیر سمت چپ ترکیبی از بارهای متمرکز و گسترده غیر یکنواخت وارد شده است. روی تیر سمت راست، بار وارد بر تیر، به منظور تحلیل تیر، به صورت یک بار گسترده یکنواخت در طول کل دهانه تیر، ساده‌سازی و اثر داده شده است.



شکل (۱-۵): ایده‌آل سازی بارهای وارد بر یک سازه

از متغیر C_i ، برای لحاظ نمودن عدم قطعیت ناشی از تقریبات مختلف و ایده‌آل سازی‌های استفاده شده در خلق مدل تحلیل سازه استفاده می‌شود. مثال‌هایی از این دست، شامل ایده‌آل سازی دو بعدی از سازه‌های سه بعدی می‌باشد.

برای انجام تحلیل ایمنی، حداقل به مقادیر میانگین، واریانس یا انحراف معیار احتیاج داریم. با به کارگیری اصول توابع متغیرهای تصادفی، می‌توان از روابط زیر استفاده کرد:

$$\mu_Q \approx \mu_A \cdot \mu_B \cdot \mu_C \quad (۲-۵)$$

$$\lambda_Q \approx \lambda_A \cdot \lambda_B \cdot \lambda_C \quad (۳-۵)$$

$$V_Q \approx \sqrt{V_A^2 + V_B^2 + V_C^2} \quad (۴-۵)$$

در روابط فوق μ بیانگر میانگین، λ ضریب انحراف و V ضریب پراکندگی است [۴۶-۵].

۵-۲-۲ بار مرده

بار مرده در طراحی عموماً به صورت ثقلی به سازه وارد می‌شود که شامل وزن اجزاء سازه و وزن قسمت‌های غیر سازه‌ای که بطور دائم به سازه متصل هستند می‌باشد. بار مرده از توزیع احتمالی نرمال پیروی می‌کند و فرض می‌شود شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است.

جدول (۵-۱) برخی پارامترهای احتمالی این نوع بار را نشان می‌دهد.

جدول (۵-۱): پارامترهای آماری بار مرده

نوع سازه	ضریب انحراف بار مرده	انحراف معیار بار مرده	ضریب تغییرات بار مرده
ساختمان‌ها	۱,۰۰	۰,۰۹-۰,۰۶	۰,۱۰-۰,۰۸
پل‌ها	۱,۰۵-۱,۰۳	۰,۰۸-۰,۰۴	۰,۱۰-۰,۰۸

اغلب یک تمایل در گروهی از طراحان وجود دارد که کل بار مرده را دست پایین برآورد کنند. بنابراین از ضریب انحراف $\lambda_D = 1.05$ به جای مقادیر نشان داده شده در جدول فوق استفاده می‌کنند. الینگوود^۱ و همکارانش برای بار مرده توزیع نرمال، ضریب تغییرات ۰,۱ و ضریب انحراف ۱,۰۵ را پیشنهاد می‌کنند [۴۶].

۵-۲-۳ بار زنده

۵-۲-۳-۱ بار زنده طراحی

بار زنده بیانگر وزن مردم و اثاثیه آنها، مبلمان، قسمت‌های متحرک و دیگر اثاثیه قابل حمل و تجهیزات می‌باشد. معمولاً بار زنده به عنوان یک بار گسترده یکنواخت ایده‌آل سازی می‌شود. مقدار این بار به نوع کاربری سازه بستگی دارد. همچنین مقدار بار زنده به تعداد جمعیت مورد انتظار که از سازه بهره‌برداری می‌نمایند و همینطور اثرات اجتماع و ازدحام احتمالی بستگی دارد. پارامترهای آماری بار زنده به سطح تأثیر بستگی دارد. توزیع بار زنده به سطح بزرگتر، باعث دریافت شدت بار کمتری خواهد شد. آیین‌نامه بارگذاری آمریکا و همچنین مبحث ششم مقررات ملی ایران ضرایب

1. Ellingwood

تقلیل را برای بار زنده به عنوان یک تابع از سطح تأثیر مشخص نموده است. بر اساس آیین نامه آمریکا وقتی سطح تأثیر (A_I) بزرگتر از ۳۷,۱۶ کیلونیوتن بر متر مربع باشد، مقدار بار زنده طراحی (اسمی) L_n از رابطه زیر بدست می آید:

$$L_n = L_0 \cdot \left(0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{A_I}} \right) \rightarrow \frac{kN}{m^2} \quad (5-5)$$

که در رابطه فوق، L_0 بار زنده طراحی کاهش نیافته از آیین نامه می باشد. برای استفاده از معادله بالا چند شرط وجود دارد که جزئیات آن در ASCE آمده است. از نظر آماری بهتر است که بار زنده را به دو دسته بار زنده پایدار (ثابت) و بار زنده ناپایدار (گذرا) تجزیه کنیم که جزئیات هر کدام در ادامه آورده شده است [۴-۴۶].

(۱) بار زنده پایدار (ثابت): بار زنده پایدار، عبارت است از وزن مردم و اثاثیه آنها، مبلمان، قسمت های متحرک و اثاثیه ثابت قابل حمل و تجهیزات.

در این تعریف اصطلاح پایدار برای نشان دادن این موضوع است که می توان بار موجود را به عنوان یک موقعیت معمول، انتظار داشت. بار زنده پایدار همچنین به عنوان یک بار زنده L_{apt} شناخته می شود. L_{apt} عبارت است از باری که عمدتاً به صورت تیپ در یک دفتر، آپارتمان، مدرسه، هتل و جاهای مشابه آنها وجود دارد.

تحقیقات انجام شده توسط کرنل ۱۹۸۰، گالامبس^۱ ۱۹۷۷، الینگوود^۲ ۱۹۷۷ و اورتیس و دوشی^۳ ۱۹۷۷ نشان داده است که می توان بار زنده پایدار را به عنوان یک متغیر تصادفی با توزیع گاما مدل کرد. جدول (۵-۲) بعضی مقادیر نمونه از ضریب انحراف و ضریب تغییرات بار زنده پایدار را به عنوان تابعی از سطح تأثیر ارائه می نماید [۴۶-۵].

1. Galambos
2. Ellingwood
3. Orotis & Doshi

جدول (۲-۵): داده‌های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان تابعی از سطح تأثیر

ضریب تغییرات	ضریب انحراف	سطح تأثیر (ft^2)
۰,۵۹-۰,۸۹	۰,۲۴	۲۰۰
۰,۲۶-۰,۵۵	۰,۳۳	۱۰۰۰
۰,۲۰-۰,۴۶	۰,۵۲	۵۰۰۰
۰,۱۸-۰,۴۵	۰,۶۰	۱۰۰۰۰

۲) بار زنده ناپایدار (گذرا): بار زنده گذرا یا ناپایدار شامل وزن افرادی که ممکن است در یک مدت کوتاه در محلی جمع شوند و یا وزن وسایلی که برای مدت کوتاهی در یک اتاق انبار شوند. تعریف فوق با این فرض است که تمام افراد در یک اتاق جمع باشند یا اینکه تمام مبلمان در یک اتاق انبار شده باشند. از آنجایی که بار کمیاب است و پیش‌بینی وقوع آن مشکل می‌باشد لذا این بار به عنوان یک بار ناپایدار شناخته می‌شود. همانند بار زنده پایدار، بار زنده ناپایدار هم تابعی از سطح تأثیر می‌باشد.

۲-۳-۲-۵ حداکثر بار زنده

برای انجام طراحی لازم است که نحوه ترکیب بارهای زنده پایدار و ناپایدار در طول مدت عمر سازه (۵۰-۱۰۰ سال) مورد ملاحظه قرار گیرد. خصوصیات احتمالی بار زنده ماکزیمم به متغیرهای بار زنده ناپایدار، مدت اثر بار زنده دائمی (پایدار)، طول عمر سازه و احتمالات مربوط به متغیرهای تصادفی وابسته است.

بار زنده ماکزیمم را می‌توان توسط توزیع حدی نوع I برای محدوده مقادیر احتمالی که معمولاً در مطالعات ایمنی مورد ملاحظه قرار می‌گیرند مدل نمود. مقدار ضریب انحراف $\lambda = 1$ و ضریب تغییرات $V = 0.25$ توسط الینگوود و همکارانش برای این نوع بار در نظر گرفته شد. ضرایب تغییرات بار زنده حداکثر در جدول (۳-۵) نشان داده شده است [۴۶-۵].

جدول (۳-۵): ضرایب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله

ضریب تغییرات	سطح تأثیر (ft^2)
۰,۱۴-۰,۲۳	۲۰۰
۰,۱۳-۰,۱۸	۱۰۰۰
۰,۱۰-۰,۱۶	۵۰۰۰
۰,۰۹-۰,۱۶	۱۰۰۰۰

۵-۲-۴ بارهای محیطی

۵-۲-۴-۱ بار باد

• شرایط آماری آمریکا

بار وارد بر یک سازه ناشی از باد، یک تابع از چندین پارامتر می‌باشد. برخی از این پارامترها عبارتند از: سرعت باد، جهت وزش باد، هندسه سازه، توپوگرافی موضوعی و برای اهداف طراحی، ابتدا فشارهای باد بر روی سطوح خارجی سازه محاسبه می‌شوند و سپس این فشار به بارها یا اثرات بار تبدیل می‌شوند [۵].

فرمول‌های مورد استفاده برای تعیین فشارهای باد بر سازه‌ها در ایالات متحده به صورت کلی زیر هستند:

$$P_z = q_z \cdot G \cdot C \quad (۶-۵)$$

$$q_z = 0.00256 K_z \cdot K_{zt} \cdot V^2 \rightarrow Pa \quad (۷-۵)$$

در فرمول‌های فوق p_z فشار طراحی، q_z سرعت باد، k_z یک ضریب نمایش از سرعت فشار، k_{zt} یک ضریب مکان نگاری است، V سرعت پایه باد، I ضریب اهمیت، G ضریب تندباد و C هم یک ضریب فشار است [۴۷].

در بیشتر تحقیقات انجام شده توزیع سرعت باد مورد بررسی قرار می‌گیرد، اما برای تعیین توزیع فشار باد روی سازه لازم است عدم قطعیت‌ها و توزیع‌های احتمالی سایر پارامترهای دخیل در تعیین فشار

باد مورد بررسی قرار بگیرند. اما توزیع احتمالی بار باد، مهم‌ترین مورد برای محاسبات ایمنی سازه‌ها می‌باشد.

الینگوود در سال ۱۹۸۱ با استفاده از آیین‌نامه بارگذاری ASCE7-95 توزیع فشار باد را بر اساس روابط زیر محاسبه کرد. بر اساس این آیین‌نامه فشار باد با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

(۸-۵)

$$W = q . G . C_p$$

$$q_z = 0.0025 K_z . V^2 \quad (۹-۵)$$

که در روابط فوق، سرعت بر اساس دوره بازگشت ۵۰ ساله محاسبه می‌شود و مقدار ضریب k_{zt} که در رابطه (۷-۵) وجود داشت برای ساده‌سازی در نظر گرفته نمی‌شود و مقدار ضریب اهمیت برابر واحد قرار می‌گیرد. پارامترهای موجود در فرمول فوق به عنوان متغیر تصادفی در نظر گرفته می‌شوند که نوع توزیع و پارامترهای آماری هر یک از آنها در جدول (۴-۵) نشان داده شده است. در نهایت با بررسی‌های انجام شده، الینگوود در سال ۱۹۸۱ توزیع حدی نوع I را با مقدار ضریب انحراف ۰,۷۸ و ضریب تغییرات ۰,۳۷، بهترین توزیع برای پوشش فشار باد بیان می‌کند.

جدول (۴-۵): مشخصات آماری مربوط به پارامترهای فشار باد

پارامتر	مقدار میانگین / مقدار اسمی	ضریب پراکندگی	توزیع
k_z	۱	۰,۱۶	نرمال
G	۱	۰,۱۱	نرمال
C_p	۱	۰,۱۲	
V	۱	۰,۱۲	حدی نوع I
W	۰,۷۸	۰,۳۷	حدی نوع I

پس از ارائه نتایج الینگوود در سال ۱۹۸۱، تاکنون محققین زیادی بر روی تعیین توزیع مناسب برای سرعت باد کار کردند. با توجه به بررسی‌های صورت گرفته توزیع حدی نوع I و توزیع ویبل (توزیع حدی نوع III) بهترین توزیع‌ها برای پوشش سرعت باد هستند. به عنوان نمونه می‌توان به مقاله

Justus در سال ۱۹۹۷، Anastasiades در سال ۲۰۱۳، Waewsak در سال ۲۰۱۱ و ... اشاره کرد [۴۸-۴۶].

• شرایط آماری ایران

بر اساس آیین‌نامه ایران (مبحث ششم) فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل به دست آید:

(۵-۱۰)

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

که در آن:

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 می‌کند.

I_w : ضریب اهمیت برای بار باد

C_e : ضریب بادگیری

C_g : ضریب اثر جهشی باد

C_p : ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.

q : فشار مبنای باد: بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهت وزش باد اعمال می‌کند. مقدار این فشار برابر با $0.0000613 V^2$ بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع و V سرعت مبنای باد به کیلومتر بر ساعت است [۴۹].

سرعت‌های پایه باد بر اساس یک احتمال سالیانه متجاوز از دو درصد که متناسب با میانگین بازگشت ۵۰ ساله می‌باشد، بنا نهاده شده است. در مبحث ششم مقررات ملی، فشار مبنای باد q ، بر اساس سرعت متوسط ساعتی باد که احتمال تجاوز از این مقدار در سال دو درصد است و به طور متعارف با دوره بازگشت ۵۰ ساله بیان می‌گردد، به دست می‌آید.

نکته حائز اهمیت این است که تاکنون تحقیق جامع و کاملی بر روی تعیین توزیع مناسب سرعت باد و فشار باد در ایران انجام نگرفته است و در تحقیق‌های مختلف از شرایط آماری کشور آمریکا استفاده می‌شود. آقای مهندس سید احمد میرشریفی و آقای دکتر وحیدرضا کلات‌جاری در تحقیقاتی که در سال ۱۳۸۲ در خصوص مطالعه داده‌های آماری باد در کشور عزیزمان انجام دادند، به اطلاعات مفیدی جهت استفاده در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها دست یافتند. تحقیقات آنها نشان داد که توزیع حدی نوع I و توزیع لگ نرمال بهترین توزیع‌ها جهت پوشش سرعت باد در ایران هستند.

در این پایان نامه سعی شده است که با استفاده از داده‌های جدید، توزیع سرعت باد مورد بررسی قرار بگیرد. برای این منظور، پس از دریافت اطلاعات هواشناسی مربوط به سرعت باد از سازمان مربوطه، این اطلاعات مورد ارزیابی قرار گرفتند. اطلاعات فوق مربوط به سال‌های ۱۹۵۰ تا ۲۰۱۰ بودند که در شهرهای مختلف تعداد سال‌های ثبت داده متفاوت بود.

داده‌های آماری ثبت شده در سازمان هواشناسی براساس روز، جهت و مقدار سرعت ماکزیمم ماهانه است و همانطور که گفته شد مبحث ششم صحبت از سرعت متوسط ساعتی باد می‌کند. اما چنین داده‌هایی در سازمان هواشناسی موجود نیست و شاید یکی از دلایل آن تفاوت در نحوه ثبت داده‌ها در استان‌های مختلف باشد. به عنوان مثال در یک استان داده‌ها هر سه ساعت یکبار ثبت می‌شد اما در استان دیگر فقط یک داده در طول روز و آن هم مقدار ماکزیمم ثبت می‌شد.

نتایج تحقیقات صورت گرفته نشان داد که سرعت‌های موجود در مبحث ششم براساس میانگین سرعت‌های ماکزیمم سالانه است. به همین دلیل، براساس داده‌های موجود، مقادیر ماکزیمم در هر سال برای شهرهای مختلف به دست آمد.

بعد از طی مرحله فوق، هیستوگرام مربوط به فراوانی برای شهرهای مختلف ترسیم و مقادیر میانگین و انحراف معیار برای دوره‌های موجود اطلاعاتی محاسبه شدند.

در قدم بعدی نیاز به آن داشتیم تا نوع تابع توزیع متغیر مورد بررسی را مشخص نمائیم. برای حصول به چنین امری با توجه به شکل منحنی می‌توان تابع توزیعی را برای آن حدس زد و با استفاده از

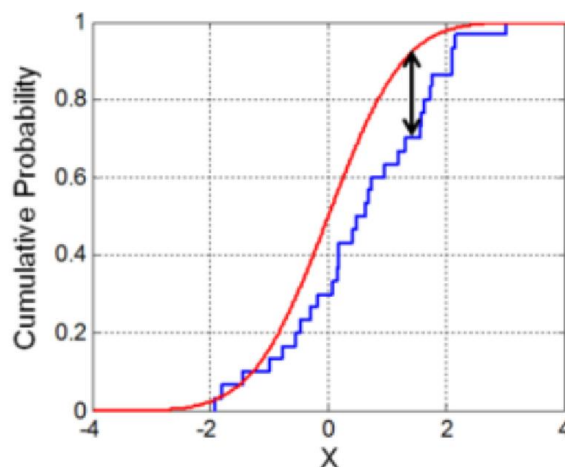
روش‌های آماری مربوط به تعیین بهترین توزیع، موسوم به آزمون‌های نیکویی برازش، میزان نزدیکی داده‌ها را به توزیع انتخابی کنترل نمود.

سال	روز	جهت	سرعت	روز	جهت	سرعت	روز	جهت	سرعت	روز	جهت	سرعت	روز	جهت	سرعت
1951	21	290	24	15	270	20	21	270	30	16	270	29	21	270	29
1952	13	270	12	15	310	10	18	270	4	12	270	7	12	270	7
1953	12	310	12	12	270	12	15	250	14	14	360	10	14	360	10
1954	20	230	29	13	230	21	15	230	25	13	270	9	13	270	9
1955	9	230	25	21	310	24	15	310	8	21	290	9	21	290	9
1956	7	270	29	11	300	1	15	260	13	13	350	1	13	350	1
1957	11	150	20	15	280	12	19	280	29	13	270	1	13	270	1
1958	10	290	11	13	280	24	12	270	20	12	290	4	12	290	4
1959	10	20	1	17	300	25	14	260	11	13	270	1	13	270	1
1960	14	270	3	16	270	6	15	290	6	15	260	1	15	260	1
1961	11	260	24	11	270	14	16	300	9	14	280	13	14	280	13
1962	12	270	29	14	260	22	14	270	25	15	270	6	15	270	6
1963	9	270	18	11	270	13	15	270	20	23	290	28	23	290	28
1964	12	330	19	9	270	16	19	270	21	15	270	3	15	270	3
1965	9	250	11	12	270	9	12	270	13	14	260	2	14	260	2
1966	10	270	15	11	230	18	14	290	20	15	270	14	15	270	14
1967	11	260	11	11	270	2	14	290	8	13	280	16	13	280	16

شکل (۵-۲): نمونه‌ای از داده‌های گرفته شده از سازمان هواشناسی - مربوط به شهر تهران

در ادامه شرح مختصری به آزمون‌های نیکویی برازش آورده شده است.

(۱) آزمون کولموگروف-اسمیرنوف^۱: در علم آمار، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف، یک آزمون ناپارامتریک است که می‌تواند جهت مقایسه توزیع نمونه با توزیع مرجع مورد استفاده قرار بگیرد. این آزمون به صورت کمی، فاصله بین توزیع تجربی و CDF توزیع مرجع را بررسی می‌کند.



شکل (۵-۳): استفاده از آزمون کولموگروف-اسمیرنوف جهت تست توزیع

1. Kolmogorov-Smirnov test

به بیان ساده، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف، توزیع مناسب را براساس بیشترین فاصله مدل تجربی با مدل احتمالاتی پیدا می‌کند. تئوری این آزمون در رابطه زیر خلاصه می‌شود.

$$D_n = \sup |F_n(x) - F(x)| \quad (۵-۱۱)$$

در فرمول فوق $\sup$ به معنای بیشترین فاصله بین توزیع تجربی و توزیع احتمالاتی است. $F_n(x)$ مقدار توزیع احتمالاتی در x ، $F(x)$ مقدار مدل تجربی در x است.

۲) آزمون اندرسون-دارلینگ^۱: آزمون اندرسون-دارلینگ آزمون آماری است که بررسی می‌کند آیا یک نمونه مشخص از داده‌ها از یک توزیع احتمالاتی خاص پیروی می‌کنند یا خیر.

این آزمون برخلاف آزمون کولموگروف-اسمیرنوف، از تمام نقاط جهت به دست آوردن توزیع مناسب استفاده می‌کند.

$$A = n \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{(F_n(x) - F(x))^2}{F(x)(1 - F(x))} dF(x) \quad (۵-۱۲)$$

۳) آزمون کای اسکوار: تئوری این آزمون برخلاف دو آزمون فوق براساس میزان فراوانی است. مفهوم جدیدی به نام فراوانی مورد انتظار در این آزمون معرفی شده است که این مقدار براساس تابع چگالی احتمال توزیع احتمالاتی به دست می‌آید.

مراحل کلی این روش، که به منظور تخمین بهترین توزیع برای متغیرهای تصادفی مورد استفاده قرار می‌گیرد، به شرح زیر می‌باشد:

- ۱) نمودار هیستوگرام را برای اطلاعات به دست آمده از آزمایش‌ها، رسم می‌کنیم.
- ۲) با توجه به اطلاعات فوق و فراوانی داده‌ها در هر فاصله از مقدار متغیر تصادفی، می‌توان میانگین و واریانس داده‌ها را محاسبه نمود. در این مرحله از روی شکل هیستوگرام هم می‌توان توزیعی برای متغیر تصادفی مورد نظر فرض کرد.

۳) حالا بر اساس آنکه برای متغیرمان چه اهمیتی قائل هستیم (این متغیر به چه میزان می‌تواند بر روی نتایج طراحی تأثیر بگذارد) ضریب اهمیت (α) را بین ۱ تا ۰.۵٪ برای محاسبات در نظر می‌گیریم.

1. Anderson- Darling

۴) مقدار کای اسکوار را محاسبه می‌کنیم:

$$\chi_{cal}^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - e_i)^2}{e_i} \quad (۱۳-۵)$$

که در آن:

χ_{cal}^2 : مقدار محاسبه شده‌ی کای اسکوار

O_i : تعداد مشاهدات در i امین فاصله

e_i : تعداد مشاهداتی که باید طبق توزیع فرض شده در مرحله‌ی ۲، در i امین فاصله وجود داشته باشد.

۵) در این مرحله تعداد درجات آزادی N را از فرمول زیر محاسبه می‌کنیم:

$$N = a - r - 1 \quad (۱۴-۵)$$

a : تعداد فاصله‌های منظور شده در سرتاسر داده‌ها می‌باشد.

r : طول فاصله‌ی داده‌ها یا طول دسته‌ها می‌باشد.

۶) حال از روی جدول کای اسکوار (موجود در کتاب‌های آماری) برای $(1-\alpha)$ و N مقدار حداکثر

مجاز χ_{cal}^2 تعیین می‌نماییم.

۷) چنانچه مقدار به دست آمده برای χ_{cal}^2 در مرحله‌ی ۴، کمتر از مقداری باشد که از جدول به دست آمده است، توزیع انتخابی، توزیع مناسبی می‌باشد.

ما در این پایان نامه از آزمون کای اسکوار استفاده کردیم. این کار با استفاده از برنامه‌ای که به زبان ویژوال بیسیک در محیط اکسل نوشته شد، صورت پذیرفت. گام اول این برنامه محاسبه پارامترهای آماری (میانگین، واریانس) برای داده‌های موجود بود. در گام دوم با تعیین مینیمم و ماکزیمم داده‌ها، بازه‌هایی به طول ۲ واحد، تشکیل شدند و مقدار فراوانی موجود در هر بازه با استفاده از برنامه محاسبه و در ستون مورد نظر چاپ می‌شد.

جدول (۵-۵): فراوانی‌های به دست آمده توسط برنامه برای شهر قم

فراوانی	طول دسته	نشان دسته (index)	x_i	فواصل مربوط به سرعت (m/s)
1	2	7	8	6-8
0	2	9	10	8-10
1	2	11	12	10-12
0	2	13	14	12-14
7	2	15	16	14-16
8	2	17	18	16-18
5	2	19	20	18-20
9	2	21	22	20-22
4	2	23	24	22-24
2	2	25	26	24-26
2	2	27	28	26-28
1	2	29	30	28-30
1	2	31	32	30-32
0	2	31	34	32-34

پس از به دست آمدن فراوانی، پارامترهای مربوط به هر توزیع از طریق داده‌های موجود، محاسبه و مقدار تابع چگالی احتمال برای هر بازه بدست آمد. با محاسبه تابع چگالی احتمال در واقع سطح زیر منحنی و مقدار فراوانی مورد انتظار به دست می‌آید. در نهایت مقدار کای اسکوار براساس رابطه (۵-۱۳) محاسبه می‌شود.

در شکل زیر توزیع حدی نوع I برای شهر قم مورد بررسی قرار گرفته است، همانطور که گفته شد ابتدا پارامترهای α و u مربوط به این پارامتر محاسبه و در ستون‌هایی با عنوان $p(i)$ و $e(i)$ ، فراوانی مورد انتظار محاسبه و در ستون بعدی مقدار کای اسکوار محاسبه شده است. همانطور که مشاهده می‌کنید مقداری که از محاسبات برای کای اسکوار به دست آمده از مقدار خوانده شده از جدول کمتر است بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که توزیع حدی نوع I برای پوشش سرعت باد این منطقه مناسب است.

M	L	K	J	I	H
N	χ^2	e(i)	p(i)	u	a
12	0.000	0.000	0.000	17	0.278
12	0.03736	0.03736365	0.00091131	17	0.278
12	0.12598	0.70250842	0.01804566	17	0.278
12	3.36043	3.36043424	0.10000747	17	0.278
12	0.00342	6.84691727	0.26700545	17	0.278
12	0.0094	8.27900167	0.46893232	17	0.278
12	0.74063	7.32998144	0.64771236	17	0.278
12	2.3926	5.40416537	0.77952127	17	0.278
12	0.04876	3.58207803	0.86688903	17	0.278
12	0.02425	2.23268462	0.92134475	17	0.278
12	0.3212	1.34316976	0.95410499	17	0.278
12	0.05478	0.7917471	0.97341589	17	0.278
12	0.62918	0.46127549	0.98466651	17	0.278
12	0.26694	0.26694236	0.9911773	17	0.278
	8.01494				
table	21.026				

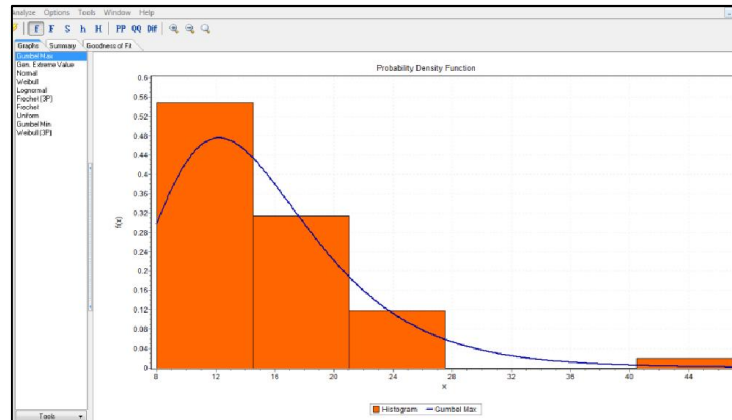
شکل (۵-۴): بررسی آزمون کای اسکوار برای شهر قم

جهت تعیین دقیق‌تر توزیع مناسب برای سرعت باد، از نرم‌افزار آماری Easyfit استفاده شد. این نرم‌افزار یکی از بهترین و قوی‌ترین نرم‌افزارهای آماری برای برازش توزیع است. نرم‌افزار Easyfit دارای ۶۵ تا توزیع است. این نرم‌افزار علاوه بر محاسبه پارامترهای آماری میانگین، انحراف معیار، چولگی، چارک‌ها و ... قادر به برازش توزیع به داده‌های موجود در حالت‌های پیوسته و گسسته است. با توجه به منوهای موجود در برنامه، شما می‌توانید توزیع‌هایی که می‌خواهید به داده‌های شما برازش داده شود را انتخاب و حتی دسته‌بندی را به صورت دستی وارد کنید. صفحه‌نهایی این نرم‌افزار که نتایج برازش توزیع‌ها را نشان می‌دهد، شامل سه کاربرگ است. در کاربرگ اول گراف و توزیع‌ها را نشان می‌دهد، در کاربرگ دوم مقدار پارامترهای تمام توزیع‌های انتخاب شده را نشان می‌دهد و در کاربرگ سوم توزیع‌ها را براساس سه آزمون نیکویی برازش رتبه‌بندی می‌کند، که در این کاربرگ شما می‌توانید تشخیص دهید که چه توزیعی براساس چه آزمونی، توزیع مناسبی برای داده‌های شما می‌باشد.

در این مطالعه توزیع مناسب جهت پوشش سرعت باد ۵۸ شهر موجود در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بررسی شدند که نتایج حاصل از آن در شکل‌ها و جدول زیر آورده شده است.

جدول (۵-۶): توزیع مناسب برای سرعت باد شهرهای مبحث ششم

نام شهر	توزیع	نام شهر	توزیع
آبادان	حدی نوع II	تبریز	حدی نوع II
آباده	حدی نوع I	تربت حیدریه	حدی نوع I
آبعلی	حدی نوع II	تهران	حدی نوع II
اراک	حدی نوع I	جاسک	حدی نوع II
اردبیل	حدی نوع III	جزیره سیری	حدی نوع I
ارومیه	حدی نوع II	جزیره کیش	لگ نرمال
آغاجاری	حدی نوع II	چابهار	حدی نوع I
اصفهان	حدی نوع III	خرم آباد	لگ نرمال
امیدیه	حدی نوع I	خوی	حدی نوع II
اهواز	حدی نوع I	دزفول	حدی نوع II
ایران شهر	حدی نوع I	رامسر	حدی نوع III
بابلسر	حدی نوع I	رشت	حدی نوع II
بجنورد	لگ نرمال	زابل	حدی نوع I
بم	حدی نوع III	زاهدان	حدی نوع I
بندرانزلی	حدی نوع I	زنجان	حدی نوع II
بندر عباس	حدی نوع I	سبزوار	حدی نوع II
بندر لنگه	حدی نوع III	سرخس	حدی نوع II
بوشهر	حدی نوع I	سقز	حدی نوع III
بیرجند	حدی نوع I	سمنان	حدی نوع III
پارس آباد مغان	حدی نوع I	سنندج	حدی نوع III
شاهرود	حدی نوع III	قائم شهر	لگ نرمال
شهرکرد	لگ نرمال	قزوین	حدی نوع II
شیراز	حدی نوع II	قم	حدی نوع I
طیس	حدی نوع III	کاشان	حدی نوع I
فسا	حدی نوع I	کرمان	حدی نوع II
کرمانشاه	حدی نوع III	منجیل	حدی نوع I
گرگان	لگ نرمال	نوشهر	حدی نوع III
مراغه	حدی نوع I	همدان	حدی نوع I
مشهد	حدی نوع II	یزد	حدی نوع I



شکل (۵-۵): هیستوگرام و برازش توزیع به داده‌های شهر بابل

Goodness of Fit - Summary							
#	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
4	Gumbel Max	0.10103	1	0.90326	3	3.23	1
3	Gen. Extreme Value	0.1348	2	0.82816	1	3.295	2
6	Lognormal	0.13932	4	0.83469	2	3.3018	3
5	Gumbel Min	0.18582	8	4.0757	7	5.0901	4
8	Weibull	0.13604	3	2.915	6	6.7312	5
9	Weibull (3P)	0.19916	9	7.3459	9	7.7939	6
2	Frechet (3P)	0.14091	5	1.0088	4	10.844	7
1	Frechet	0.15059	6	1.3848	5	12.575	8
7	Uniform	0.1822	7	6.3132	8	N/A	

شکل (۵-۶): نتیجه برازش توزیع‌های مختلف به داده‌های شهر بابل

با توجه به جدول فوق مشاهده می‌شود که توزیع‌های حدی بهترین توزیع‌ها برای پوشش سرعت باد هستند. اما با توجه به تحقیقات صورت گرفته توسط الینگوود و انتخاب توزیع حدی نوع I، همچنین تحقیقات مهندس میرشریفی و انتخاب توزیع حدی نوع I برای داده‌ها، ما نیز در این پایان نامه توزیع حدی نوع I را جهت تعیین شاخص قابلیت اعتماد برای بار باد انتخاب می‌کنیم. البته لازم به ذکر است که در هیچ‌کدام از شهرهای جدول فوق توزیع حدی نوع I به عنوان یک توزیع مناسب برای پوشش سرعت باد، رد نشده بود.

همانطور که قبلاً نیز گفته شد، طبق مبحث ششم سرعت باد براساس دوره بازگشت ۵۰ ساله محاسبه می‌شود، بنابراین نیاز داریم که سرعت‌های به دست آمده را برای دوره ۵۰ ساله محاسبه کنیم. برای

این کار، پس از محاسبه پارامترهای آماری میانگین و انحراف معیار برای داده‌های ماکزیمم شهرهای

مورد نظر، میانگین این داده‌ها را برای دوره ۵۰ ساله طبق فرمول‌های زیر محاسبه کردیم:

$$\bar{V}_{50} = \bar{V} \left(1 + \frac{\sqrt{6}}{\pi} V_v \ln 50 \right) \quad (۱۵-۵)$$

$$\bar{V}_{50} \cdot V_{v50} = \bar{V} \cdot V_v \quad (۱۶-۵)$$

جدول (۷-۵): سرعت‌های با دوره بازگشت ۵۰ سال

نام شهر	سرعت km/h مبحث ششم	سرعت محاسباتی	نام شهر	سرعت km/h مبحث ششم	سرعت محاسباتی
آبادان	90	96.25	تبریز	110	113.84
آباده	100	119.91	تربت حیدریه	80	98.42
آبعلی	110	156.75	تهران	100	101.34
اراک	90	113.18	جاسک	100	109.48
اردبیل	130	153.32	جزیره سیری	110	102.51
ارومیه	90	88.36	جزیره کیش	100	97.46
آغاجاری	110	146.87	چابهار	90	91.43
اصفهان	110	109.87	خرم آباد	80	109.13
امیدیه	110	136.31	خوی	90	93.84
اهواز	110	124.16	دزفول	110	129.65
ایران‌شهر	110	143.64	رامسر	90	110.75
بابل‌سر	100	125.07	رشت	90	102.08
بجنورد	130	172.75	زابل	120	139.83
بم	110	131.74	زاهدان	130	136.19
بندرانزلی	110	121.82	زنجان	80	107.56
بندر عباس	100	106.27	سبزوار	90	100.58
بندر لنگه	90	90.13	سرخس	110	99.03
بوشهر	100	133.71	سقز	100	111.52
بیرجند	90	85.37	سمنان	80	96.75
پارس آباد مغان	100	91.23	سنندج	90	97.84
شاهرود	80	110.01	قائم شهر	90	87.27
شهرکرد	80	101.12	قزوین	100	128.3
شیراز	80	104.79	قم	90	119.11
طَبَس	90	121.2	کاشان	100	109.89
فسا	90	112.6	کرمان	130	139.98
کرمانشاه	90	102.19	گرگان	80	108.98
گرگان	80	108.98	نوشهر	90	111.88
مراغه	110	109	همدان	100	99.57
مشهد	90	91.36	یزد	110	121.94

جهت تعیین شاخص قابلیت اعتماد به روش راکویتز-فیسler نیاز به مقدار اسمی و ضریب پراکندگی هر متغیر داریم. جهت تعیین ضریب اسمی سرعت باد، از میانگین ضریب اسمی‌های به دست آمده براساس داده‌های جدول فوق استفاده کردیم، در نهایت مقدار ضریب اسمی برابر ۰,۱۵ و ضریب پراکندگی برابر ۰,۱۵ به دست آمد.

۵-۲-۴-۲ بار برف

وزن برف روی پشت بام‌ها می‌تواند یک بار مهم باشد که برای سازه‌های واقع در مناطق کوهستانی و مناطق برفی باید مورد توجه و بررسی قرار گیرد. برای اهداف طراحی، بار برف روی یک پشت بام، اغلب بر اساس اطلاعات موجود درباره پوشش برف زمین محاسبه می‌شود. به عنوان مثال در ایالات متحده بار برف روی پشت بام برای پشت بام‌های صاف (حداکثر شیب پنج درجه) را می‌توان با استفاده از فرمول زیر محاسبه کرد:

$$P_f = 0.7 C_e C_t I P_g \quad (۱۷-۵)$$

در فرمول فوق، C_e بیانگر ضریب نمایی، C_t ضریب حرارتی، I ضریب اهمیت و P_g بیانگر بار برف روی زمین می‌باشد.

برای پشت بام‌های شیب‌دار بار برف با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$P_s = C_s P_f \quad (۱۸-۵)$$

در فرمول فوق، C_s بیانگر ضریب شیب پشت بام بوده و P_f هم بیانگر بار برف مربوط به پشت بام بدون شیب می‌باشد.

تحلیل‌های آماری داده‌ها که توسط الینگوود و همکارانش انجام شد، پیشنهاد می‌نماید که می‌توان بار برف زمین را با استفاده از یک توزیع لگاریتمی نرمال یا توزیع اکسپوننسیل نوع II مدل نمود [۴۶].

پارامترهای احتمالاتی بار برف که توسط الینگوود بیان شد به صورت زیر است:

جدول (۵-۸): پارامترهای احتمالاتی بار برف

متغیر تصادفی	توزیع احتمال	ضریب اسمی	ضریب تغییرات
بار برف حداکثر طول عمر	حدی نوع II	۰,۸۲	۰,۲۶
بار برف سالیانه	لگ نرمال	۰,۲۰	۰,۷۳

با توجه به اینکه مطالعاتی در این زمینه در کشور عزیزمان، ایران صورت نگرفته از داده‌های آماری فوق برای کشور ایران نیز استفاده می‌کنیم.

۵-۲-۴-۳ بار زلزله

طراحی در برابر زلزله، براساس یک فلسفه طراحی است که با دیگر بارهای طراحی متفاوت است. برای بارهایی از قبیل باد و برف، واقعه طراحی براساس یک فاصله بازگشت میانگین ۵۰ ساله تعریف می‌شود و این موضوع مورد انتظار است که در دوره بازگشت، سازه خراب نمی‌شود و تحت حالات بار بحرانی فقط مقدار کمی آسیب می‌بیند.

پارامتر مورد استفاده برای به کمیت درآوردن شدت حرکت زمین عبارت است از شتاب مؤثر حداکثر زمین (PGA). در مطالعات ایمنی، شتاب زمین (A) عموماً به عنوان یک متغیر تصادفی مدل می‌شود و برای بررسی آن طبق پیشنهاد کرنل^۱ در سال ۱۹۶۸ تابع توزیع احتمال مقدار حدی نوع II معرفی شده است. در ادبیات لرزه‌ای تحلیل ریسک، اغلب به جای تابع توزیع فوق، از تابع توزیع تجمعی مکمل نوع II (CDF) استفاده می‌شود. فرم ریاضی تابع مکمل $G_A(a)$ توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$G_A(a) = 1 - F_A(a) = 1 - e^{-(u/a)^k} \quad (۱۹-۵)$$

در رابطه فوق u و k پارامترهای توزیع می‌باشند. در ایالات متحده، مطالعات نشان داده‌اند که پارامتر k به منطقه وابسته است و مقدارش از ۲/۳ در شرقی‌ترین قسمت ایالات متحده تا ۳/۳ در غربی‌ترین قسمت ایالات متحده تغییرات دارد. تحقیقات الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰ نشان داد که توزیع حدی نوع II توزیع مناسب برای پوشش بار زلزله است و مقدار ضریب اسمی ۰,۷۵ و ضریب پراکندگی ۱,۳۸ را برای آن به دست آوردند [۴۶-۱۹].

در ایران مقدار پارامترها با توجه به به بررسی‌های انجام شده به شرح زیر است:

1. Cornell

جدول (۵-۹): مقادیر پارامترهای توزیع بار زلزله

کشور ایران	پارامتر توزیع
۱,۳۰۶۵۶۸	V_x
۰,۶۹۴۷۴۴	λ_x
۲,۳۳۱۷	K
۰,۴۴۵۵	U

۵-۲-۵ پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار

آقای الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰ میلادی پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار را به شرح جدول (۵-۱۰) ارائه نموده‌اند:

جدول (۵-۱۰): پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار

متغیر تصادفی	توزیع احتمالات	ضریب تغییرات	ضریب انحراف
بار مرده (D)	نرمال	۰/۱۰	۱/۰۵
بار زنده حداکثر طول عمر (L_{Max})	حدی نوع I	۰/۲۵	۱/۰
بار زنده لحظه‌ای (L_{apt})	گاما	۰/۸	۰/۲۴
بار برف حداکثر طول عمر (S_{Max})	حدی نوع II	۰/۲۶	۰/۸۲
بار برف سالیانه (S_{ann})	لگ نرمال	۰/۷۳	۰/۲۰
بار باد حداکثر طول عمر (W_{Max})	حدی نوع I	۰/۳۷	۰/۷۸
بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{Max})	حدی نوع II	۱/۳۱	۰/۶۹

لازم به ذکر است که جهت بررسی شرایط آماری ایران، از بار مرده، بار زنده و بار برف جدول فوق استفاده می‌کنیم و پارامترهای آماری باد و زلزله را از جدول (۵-۱۱) برداشت می‌کنیم.

جدول (۵-۱۱): پارامترهای آماری مربوط به بار باد و زلزله برای کشور ایران

متغیر تصادفی	توزیع احتمالات	ضریب تغییرات	ضریب انحراف
بار باد حداکثر طول عمر (W_{Max})	حدی نوع I	۰/۱۲	۱,۱۵
بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{Max})	حدی نوع II	۱/۳۸	۰/۷۵

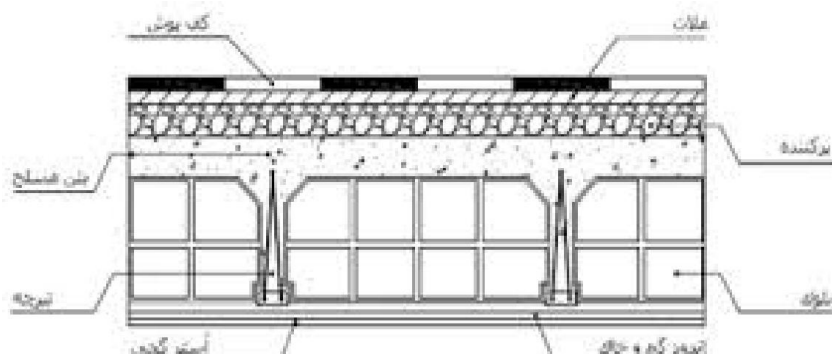
۵-۲-۶ نسبت تأثیرات بارها به اثرات بار مرده

در تعیین توابع حالت حدی، با توجه به شرایط بارگذاری و موقعیت عضو مورد نظر در ساختمان با نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای ثقیلی به اثرات بار مرده و نیز نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای

جانبی به اثرات بار مرده روبرو می‌شویم. در مسائل قابلیت اعتماد معمولاً نسبت بار زنده به بار مرده به طور عادی در محدوده ۰,۵ تا ۲ در نظر گرفته می‌شود. نسبت بار برف نیز در محدوده ۰,۲ تا ۰,۷ در نظر گرفته می‌شود. در خصوص بارهای جانبی با توجه به گستردگی زیاد، معمولاً این نسبت بین ۰,۵ تا ۴,۵ در نظر گرفته می‌شود [۴۶].

۵-۲-۶-۱ تعیین نسبت بار زنده به مرده

در ادامه سعی می‌کنیم نسبت بار زنده به بار مرده را بررسی کنیم. مرسوم‌ترین سقف‌های مورد استفاده در ایران، سقف‌های کامپوزیت، تیرچه و دال بتنی است. که در این بین شاید بتوان گفت که سقف تیرچه بلوک از دو نوع دیگر متداول است. بنابراین با در نظر گرفتن یک وزن متعارف برای سقف تیرچه بلوک نسبت بار زنده در مکان‌های مختلف را به بار مرده بررسی می‌کنیم. البته لازم به ذکر است که نسبت‌های به دست آمده برای سقف‌هایی با دال بتنی یا کامپوزیت نیز کاربرد دارد.



شکل (۵-۷): دتایل سقف تیرچه بلوک

محاسبه بار مرده سقف تیرچه بلوک:

$$0.025 * 2250 = 56.25 \text{ kg/m}^2 \quad \text{موزائیک:}$$

$$0.03 * 2100 = 63 \text{ kg/m}^2 \quad \text{ملات ماسه سیمان:}$$

$$0.02 * 1600 = 32 \text{ kg/m}^2 \quad \text{ملات گچ و خاک:}$$

$$0.01 * 1300 = 13 \text{ kg/m}^2 \quad \text{ملات گچ:}$$

وزن بلوک: با فرض استفاده از بلوک یونولیتی وزن تقریب 10 kg/m^2 را برای آن در نظر می‌گیریم.

$$\frac{100}{50} * [0.1 * 0.25 * 2500] = 125 \text{ kg} / \text{m}^2$$

وزن تیرچه بتنی:

$$0.05 * 2500 = 125 \text{ kg} / \text{m}^2$$

وزن دال بتنی:

با توجه به محاسبات فوق و اگر به صورت تقریبی وزن یک سقف تیرچه بلوک را تقریباً برابر kg / m^2 ۴۵۰ در نظر بگیریم، در این صورت خواهیم داشت:

جدول (۵-۱۲): تعیین نسبت بار زنده به مرده

مکان	مقدار بار زنده kg / m^2	L / D
سالن‌های عمومی و	دارای صندلی ثابت: ۳۰۰	۰,۶۷
محل‌های تجمع	فاقد صندلی ثابت: ۵۰۰	۱,۱
راه پله	۵۰۰	۱,۱
ساختمان‌های	اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی: ۲۵۰	۰,۴۴
مسکونی	اتاق‌های محل تجمع و راهروها: ۵۰۰	۱,۱
ساختمان‌های	۲۵۰	۰,۵۵
آموزش و فرهنگی	۳۰۰	۰,۶۷
ساختمان‌های اداری	دفاتر کار معمولی: ۲۵۰	۰,۵۵
	راهروها: ۳۵۰	۰,۷۸

با توجه به جدول فوق، ما در این پایان نامه از نسبت‌های ۰,۵، ۱ و ۱,۵ برای بار زنده به مرده استفاده کردیم [۴۹].

۵-۲-۶-۲ تعیین نسبت بار برف به بار مرده

جهت تعیین نسبت بار برف به بار مرده از بار برف مبنا موجود در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده می‌کنیم. در این مبحث [۴۹]:

در مناطق با برف بسیار کم: ۰,۲۵ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه با برف کم: ۰,۵ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه با برف متوسط: ۱ کیلونیوتن بر متر مربع

منطقه با برف زیاد: ۱,۵ کیلونیوتن بر متر مربع

مناطق با برف سنگین: ۲ کیلونیوتن بر متر مربع

مناطق با برف فوق سنگین: ۳ کیلونیوتن بر متر مربع

جهت محاسبه نسبت مذکور، از مناطق با برف سنگین و فوق سنگین، به دلیل اینکه مناطق خیلی کمی در کشورمان دارای این نوع برف هستند و همین طور به دلیل عدم استفاده از بار برف در محاسبات ساختمانی، صرف نظر می‌کنیم. از این رو نسبت بار برف به بار مرده به صورت زیر به دست می‌آید:

جدول (۵-۱۳): نسبت بار برف به بار مرده در مناطق مختلف

نوع منطقه	S/D
مناطق با برف بسیار کم	۰,۰۵
مناطق با برف کم	۰,۱۱
مناطق با برف متوسط	۰,۲۲
مناطق با برف زیاد	۰,۳۳

۵-۲-۷ قانون ترک استرا^۱

قانون ترک استرا یک روش تقریبی برای مدل کردن ترکیبات بار می‌باشد. روش براساس این مشاهده بنا شده است که وقتی یک مؤلفه بار به یک مقدار اکسترمم می‌رسد، دیگر مؤلفه‌های بار اغلب در مقادیر متوسط خود اثر می‌کنند. به عبارت دیگر امکان اینکه دو مؤلفه بار یا بیشتر، به طور همزمان در مقادیر اکسترمم خود اثر نمایند بسیار بعید است؛ به گونه‌ای که از آن صرف نظر شده است.

اگر فرض کنیم که $X_1, X_2, \dots, X_n$ مؤلفه‌های بار هستند و بار کلی Q به صورت زیر تعریف شود:

$$Q = X_1 + X_2 + \dots + X_n \quad (۵-۲۰)$$

هدف در اینجا این است که مقادیر میانگین و واریانس مقدار حداکثر Q در ۵۰ سال تعیین شود. با به کارگیری قانون ترک استرا این کمیت‌ها را به دست می‌آوریم. برای هر مؤلفه بار X_i باید دو نوع توزیع به صورت روابط زیر در نظر گرفت:

(۱) تابع توزیع تجمعی برای مقدار حداکثر ۵۰ سال:

$$F(x) = P(\max X_i \leq x \text{ in } 50 \text{ years}) \quad (۵-۲۱)$$

1. Turkstra

(۲) تابع توزیع تجمعی برای مقدار نقطه اختیاری در هر لحظه:

$$F(x) = P(\max X_i \leq x \text{ at any moment}) \quad (22-5)$$

همچنین می‌توان برای هر مؤلفه بار یک مقدار میانگین و واریانس، برای مقدار حداکثر ۵۰ سال $(\mu_{\max X_i})$ با استفاده از معادله (۲۱-۵) و مقدار میانگین را برای هر نقطه دلخواه $(\mu_{X_i}^{apt})$ با استفاده از معادله (۲۲-۵) تعیین نمود. قانون ترک‌استرا بیان می‌کند که برای به دست آوردن مقدار حداکثر بار کل Q تعریف شده طبق معادله (۲۰-۵)، برای n مؤلفه بار باید n ترکیب ممکن از بارها را در نظر گرفت. این ترکیبات به صورت روابط زیر بیان می‌شوند:

$$Q_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} \max(X_1) + X_2^{apt} + \dots + X_n^{apt} \\ (X_{11}^{apt}) + \max(X_2) + \dots + X_n^{apt} \\ (X_{11}^{apt}) + X_2^{apt} + \dots + \max(X_n^{apt}) \end{array} \right\} \quad (23-5)$$

اکنون می‌توان مقدار میانگین را با استفاده از فرمول زیر محاسبه نمود [۴۶-۵]:

$$\mu_{Q_{\max}} = \left\{ \begin{array}{l} \mu_{\max X_1} + \mu_{X_2^{apt}} + \dots + \mu_{X_n^{apt}} \\ \mu_{X_{11}^{apt}} + \mu_{\max X_2} + \dots + \mu_{X_n^{apt}} \\ \mu_{X_{11}^{apt}} + \mu_{X_2^{apt}} + \dots + \mu_{\max X_n^{apt}} \end{array} \right\} \quad (24-5)$$

۳-۵ مدل‌های مقاومت

ظرفیت باربری یک سازه بستگی کامل به مقاومت اعضا و اتصالات آن دارد. مقاومت یک عضو معمولاً با R که تابعی از جنس و هندسه مقطع و اندازه آن می‌باشد نشان داده می‌شود. اگرچه در طراحی، این مقادیر ثابت در نظر گرفته می‌شوند ولی در حقیقت پارامترهای تصادفی می‌باشند. بنابراین مقاومت R نیز یک متغیر تصادفی است.

منابع ممکن ایجاد عدم قطعیت در مقاومت را می‌توان به سه گروه زیر تقسیم نمود:

- (۱) مشخصات مکانیکی مواد: عدم قطعیت موجود در مقاومت مواد، مدول الاستیسیته، تنش‌های ترک خوردگی و ترکیبات شیمیایی.

۲) ساخت: عدم قطعیت در اندازه عضو که می‌تواند روی مرکز سطح، ممان اینرسی و مدول مقطع اثر بگذارد.

۳) تحلیل: عدم قطعیت منتهی از تقریب روش‌ها در محاسبات و فرض برای مدل توزیع تنش-کرنش که هر کدام را می‌بایست مورد بررسی قرار داد.

توصیف خصوصیات آماری اعضای بتن‌آرمه تقویت شده با الیاف، از طریق آزمایش، بررسی‌های میدانی و قضاوت مهندسی انجام‌پذیر است. از آنجا که انجام آزمایش و مطالعات میدانی مستلزم صرف وقت و هزینه زیاد می‌باشد؛ استفاده از شبیه‌سازی عددی امروزه کاربرد وسیعی پیدا کرده است. برای شبیه‌سازی مقاومت مقطع به دو روش می‌توان عمل کرد که در ذیل مرور می‌گردد:

• شبیه‌سازی بر مبنای مدل تجربی

در این روش غالباً متغیر تصادفی مقاومت به صورت حاصل‌ضرب مقاومت اسمی (R_n) که توسط طراحان مورد استفاده قرار می‌گیرد و سه پارامتر عدم قطعیت فوق‌الذکر مدل می‌شود:

$$R = R_n \cdot M \cdot F \cdot P \quad (25-5)$$

در رابطه بالا M ، F و P پارامترهایی هستند که به ترتیب بیانگر عدم قطعیت مربوط به مواد، ساخت و آنالیز (ضریب حرفه‌ای) می‌باشند. ضریب مواد به صورت نسبت مقاومت واقعی به مقاومت اسمی تعریف می‌شود. ضریب ساخت به صورت نسبت خواص هندسی (ابعاد، مدول مقطع پلاستیک یا الاستیک، ممان اینرسی) مقطع واقعی به اسمی تعریف می‌شود و نهایتاً ضریب حرفه‌ای به صورت ظرفیت مقطع تست شده به ظرفیت پیش‌بینی شده توسط روابط تعریف می‌شود. مقاومت اسمی یا طراحی، مقاومتی است که توسط آیین نامه ارائه می‌شود. برای مدل مقاومتی که در معادله بالا ارائه شد مقادیر میانگین، ضریب انحراف و ضریب تغییرات با استفاده از تقریب درجه یک به صورت زیر بیان می‌شود [۴۶-۵-۵۰].

$$\mu_R = R_n \cdot \mu_M \cdot \mu_F \cdot \mu_P \quad (26-5)$$

$$\lambda_R = \lambda_M \cdot \lambda_F \cdot \lambda_P \quad (27-5)$$

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (5-28)$$

• شبیه‌سازی بر مبنای روابط تئوریک

در این روش، مقاطع تقویت شده با استفاده از اصول مقاومت مصالح و بر پایه روابط دقیق ظرفیت خمشی، برشی و سایر رفتارها، آنالیز می‌گردد. برای انجام شبیه‌سازی عددی از روش مونت کارلو استفاده می‌شود که مراحل آن به صورت زیر قابل بیان است:

گام ۱: مجموعه‌ای از روش‌های نسبتاً دقیق برای محاسبه مقاومت اعضای تقویت شده در برش، خمش و نیروی محوری تعیین می‌شود. با مقایسه نتایج آزمایشگاهی، در صورت وجود با مقادیر تئوری میزان انحراف و پراکندگی روش‌های محاسباتی به دست می‌آید؛ این مقدار به عنوان خطای مدل نامیده می‌شود.

گام ۲: مجموعه‌ای از سطح این مقطع‌ها و اعضای تیپ انتخاب می‌شود. هر یک از اعضای تقویت شده به وسیله تعدادی مقاومت اسمی مصالح و ابعاد اسمی تعریف شده‌اند. حال برای هر عضو خاص محاسبات مذکور در گام‌های ۳ تا ۵، به شرح زیر انجام می‌گردد.

گام ۳: بر اساس مقاومت اسمی مصالح مصرفی و ابعاد اسمی مقطع و روش محاسباتی مورد اشاره، مقاومت اسمی عضو R_n محاسبه می‌شود.

گام ۴: مجموعه‌ای از مقاومت مصالح، شامل مقاومت بتن، مقاومت الیاف، مقاومت فولاد و ابعاد مقطع شامل عرض و ارتفاع مؤثر، سطح مقطع آرماتورهای طولی، سطح مقطع فولادهای عرضی، ضخامت پوشش الیاف و ... با توجه به نوع توزیع آماری هر متغیر، به صورت تصادفی تولید می‌شوند. این مجموع مقاومت‌ها به همراه خطای مدل که آن هم به طور تصادفی تعیین شده، برای تخمین ظرفیت تئوریک عضو، R به روش دقیق مورد استفاده قرار می‌گیرد. سپس نسبت R / R_n محاسبه می‌گردد. روش فوق به دفعات لازم تکرار می‌شود، تا توزیع عددی به R / R_n به دست آید.

گام ۵: با تکرار مراحل ۲ و ۴، برای تعدادی از مقاطع اسمی و میانگین و ضریب پراکندگی مربوط به R / R_n به دست می‌آید.

در غالب موارد برای بیان توزیع نسبت مقاومت‌ها، یک تابع توزیع نرمال یا لگ-نرمال از دقت کافی برخوردار است [۴۶-۵۰].

۵-۳-۱ مطالعه ستون‌های بتن آرمه تقویت شده با FRP

در اعضا بتن آرمه تقویت شده متغیرهای اصلی که در مقاومت عضو مؤثر هستند، شامل مقاومت فشاری بتن، تنش حد جاری شدن فولاد، تنش و کرنش الیاف و اندازه مقطع می‌باشد.

جهت بررسی پراکندگی مقاومت چند فرض مهم هست که آنها را ذکر می‌کنیم:

❖ پراکندگی مشخصات مواد و ابعاد، نسبت به میانگینی که در عمل انتظار می‌رود در نظر گرفته می‌شود.

❖ مقاومت مواد تحت بارهای ایستا سنجیده می‌شود.

❖ از تغییرات مقاومت بتن و فولاد در طولانی مدت چشم‌پوشی می‌شود.

برای نشان دادن اینکه عمر طولانی بتن چگونه روی مقاومت اثر می‌گذارد، مقاومت بتن در ۹۹ نقطه از یک ساختمان ۲۲ ساله توسط Gradiner & Hatcher در سال ۱۹۷۰ مورد آزمایش قرار گرفت.

میانگین مقاومت آزمایشات $56 \frac{n}{mm^2}$ و انحراف معیار آن $3.5 \frac{n}{mm^2}$ بود. میانگین مقاومت استوانه‌ای

۲۸ روزه همان پروژه $26 \frac{n}{mm^2}$ و مقاومت طراحی مشخصه $21 \frac{n}{mm^2}$ بود. اگر نسبت مقاومت ۲۲

ساله به مقاومت ۲۸ روزه را محاسبه کنیم، عدد ۲,۱۵ را خواهیم داشت. این یک افزایش چشم‌گیر

است در حالی که معمولاً از آن چشم‌پوشی می‌شود [۴۶].

۵-۳-۱-۱ مشخصات آماری بتن

مقاومت فشاری بتن در عمل با مقاومت تعیین شده از محاسبات متفاوت می‌باشد که عوامل اصلی این

پراکندگی عبارتند از :

- تغییرات در خواص مصالح و نسبت اختلاط بتن
- تفاوت در روش‌های مخلوط کردن

- تفاوت در روش‌های حمل و ریختن بتن

- تفاوت در روش‌های عمل آوردن بتن

از سوی دیگر عواملی از قبیل حجم بتن‌ریزی، سرعت بارگذاری و شکل نمونه نیز در نحوه‌ی تغییرات مقاومت بتن مؤثرند و این موضوع خود می‌تواند دلیلی برای اختلاف نتایج کار محققین باشد. همچنین بتن مصرفی در بنا، به دلایل زیر دارای مقاومت کمتری نسبت به نمونه‌های استوانه‌ای کنترل شده از همان بتن می‌باشد [۲۸]:

اثر نحوه‌ی بتن‌ریزی، روش‌های عمل آوردن بتن، اندازه و شکل سازه و ...

کمیته ACI-214 برای رده‌های مختلف کنترل کیفیت، ضرایب پراکندگی زیر را پیشنهاد کرده است [۵۱]:

جدول (۵-۱۴): معیار ارزیابی بتن‌های ساخته شده براساس آیین‌نامه

ضریب پراکندگی	کنترل کیفیت
$> 3\%$	عالی
$3\% - 4\%$	خیلی خوب
$4\% - 5\%$	خوب
$5\% - 6\%$	متوسط
$< 6\%$	ضعیف

بر پایه نتایج تعداد زیادی از آزمایش‌های انجام شده بر روی مکعب‌ها و استوانه‌های بتنی ریخته شده در محل، مقادیر ضریب پراکندگی و انحراف معیار برای کنترل کیفیت‌های متفاوت در جدول زیر آورده شده است:

جدول (۵-۱۵): معیار ارزیابی بتن ساخته شده براساس آزمایش‌های انجام شده

ضریب پراکندگی	ضریب پراکندگی	کنترل کیفیت
$28 \text{ MPa} < f'_c < 50 \text{ MPa}$	$f'_c < 28 \text{ MPa}$	
$2.8 / \mu$	0.10	عالی
$4.2 / \mu$	0.15	متوسط
$5.6 / \mu$	0.20	ضعیف

در رابطه با تابع چگالی احتمال مقاومت فشاری بتن، اغلب محققین بر این اعتقادند که توزیع مقاومت فشاری بتن با تابع توزیع نرمال قابل توصیف است.

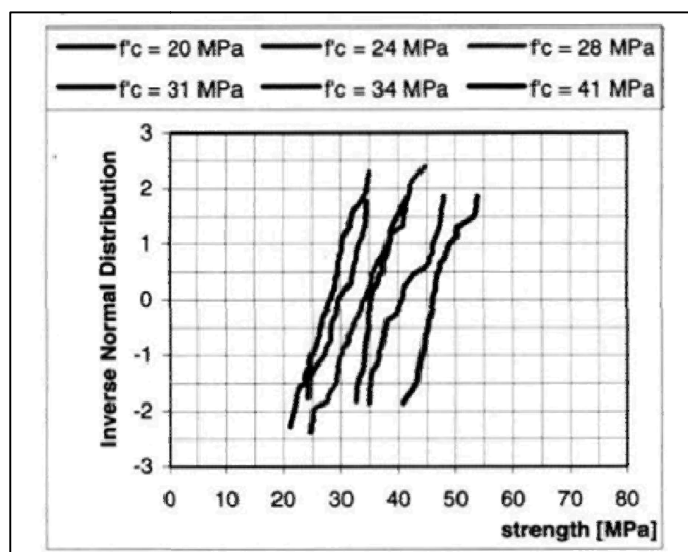
الینگوود در سال ۱۹۸۰ و میرزا در سال ۱۹۸۲ تحقیقاتی جهت به دست آوردن پارامترهای آماری مقاومت‌های فشاری و کششی بتن انجام دادند. نتایج هر دو محقق تقریباً مشابه بود [۴۶-۵۲]:

جدول (۵-۱۶): نتایج مربوط به پارامترهای آماری بتن در سال ۱۹۸۰

ضریب پراکندگی	میانگین	مقاومت فشاری بتن (psi)
۰,۱۸	۲۷۶۰	۳۰۰۰
۰,۱۸	۳۳۹۰	۴۰۰۰
۰,۱۵	۴۰۲۸	۵۰۰۰
مقاومت کششی بتن (psi)		
۰,۱۸	۳۰۶	۳۰۰۰
۰,۱۸	۳۳۹	۴۰۰۰
۰,۱۸	۳۶۶	۵۰۰۰

نواک^۱ در سال ۲۰۰۲، تحقیقاتی را جهت تعیین توزیع و پارامترهای آماری مقاومت فشاری بتن انجام داد. نتایج وی بسیار متفاوت با نتایج الینگوود و میرزا بود. نواک در مقاله خود دلیل این اختلاف را بهبود پیشرفت در نحوه اجرا در طی ۲۰-۳۰ سال اخیر بیان می‌کند [۵۳-۵۴].

خلاصه‌ای از نتایج وی در جدول و شکل زیر آورده شده است:



شکل (۵-۸): مقاومت فشاری نمونه‌های اندازه‌گیری شده

1. Nowak

جدول (۵-۱۷): نتایج آماری مربوط به مقاومت بتن، ۲۰۰۲

مقاومت فشاری بتن (MPa)	میانگین	ضریب پراکندگی	ضریب اسمی
۲۱	۲۷,۹۷	۰,۱۰۲	۱,۳۵۰
۲۸	۳۴,۳۱	۰,۱۴۵	۱,۲۴
۳۵	۳۹,۴۸	۰,۰۵۸	۱,۱۵۰

امیری شاهمیرانی در سال ۱۳۷۸، جهت به دست آوردن شرایط آماری ایران، ۵۳ کارگاه ساختمانی در محدوده شهر تهران و حومه را مورد بررسی قرار داد. طی این مطالعه، آماری در خصوص پارامترهایی نظیر مقاومت فشاری بتن، حد تسلیم میلگردها و ابعاد مقطع به دست آمد. این مطالعات نشان داد که شاخص‌های احتمالاتی پارامترها تفاوتی محسوس نسبت به مقادیر گزارش شده در منابع کشورهای صنعتی دارد. اما در عین حال، قانون حاکم بر این متغیرها، با آنچه در منابع مذکور گزارش شده هماهنگ است. یافته مهم دیگر، بالا بودن مصرف سیمان در واحد حجم بتن، نسبت به مقادیر استاندارد بود. این واقعیت نشان داد که عیار سیمان به عنوان یک پارامتر مهم در اینگونه مطالعات باید به حساب آید.

در یک دسته‌بندی کلی، کارگاه‌ها را می‌توان به سه گروه عالی، متوسط و ضعیف تقسیم کرد. مسئله مهم در این خصوص، ضوابط این درجه‌بندی است. با مراجعه به منابع بین‌المللی دیده می‌شود که این دسته‌بندی بر پایه یک معیار اساسی انجام می‌گیرد که عبارتست از ضریب پراکندگی مقاومت فشاری بتن، هر چقدر میزان ضریب پراکندگی کمتر باشد، کیفیت تولید در آن کارگاه بهتر بوده و کارگاه دارای درجه‌بندی مناسب‌تری است.

بررسی‌های صورت گرفته، نشان داد که به دلیل رعایت نشدن مصرف استاندارد سیمان در کارگاه‌ها، معیار ضریب پراکندگی به تنهایی نمی‌تواند معیار جامعی برای درجه‌بندی باشد.

برای آنکه عیار سیمان به عنوان یک ضابطه برای درجه‌بندی کارگاه‌ها وارد گردد، لازم است که این پارامتر به صورت یک معیار کمی تعریف گردد. برای این منظور، وی به عرف موجود در صنعت ساختمان در داخل کشور و نیز برخی توصیه‌های فنی سازمان برنامه و بودجه استناد کرد، بدین معنی که مقاومت فشاری استاندارد ۲۸ روزه بتن بر حسب کیلوگرم بر متر مربع با مقدار مصرف سیمان در

یک متر مکعب بتن بر حسب کیلوگرم مقایسه شد. در صورتی که اختلاف این دو عدد، یعنی عیار سیمان منهای مقاومت ۲۸ روزه، به صورت محسوس از ۵۰ کمتر بود، مصرف سیمان عالی تلقی شد. در صورتی که این اختلاف در حد ۵۰ بود، مصرف سیمان متوسط و در حالتی که این عدد به صورت معنی داری از ۵۰ فراتر می‌رفت، مصرف سیمان ضعیف تلقی شد. در نهایت با ترکیب دو معیار فوق، کارگاه‌ها دسته‌بندی گردیدند.

جدول (۵-۱۸): معیار دسته‌بندی کارگاه‌های ایران

ضابطه عیار سیمان ضریب پراکندگی	عالی	متوسط	ضعیف
عالی	عالی	متوسط	ضعیف
متوسط	متوسط	متوسط	ضعیف
ضعیف	ضعیف	ضعیف	ضعیف

بر این پایه، کیفیت تولید در صورتی عالی درجه‌بندی می‌شود که بتن از یکنواختی لازم برخوردار باشد، یعنی ضریب پراکندگی کمتر از ۱۰ درصد، همچنین مصرف سیمان از مقادیر استاندارد فراتر نرود. کیفیت متوسط نیز به شرایطی تعلق می‌گیرد که هر دو ضابطه ضریب پراکندگی و عیار سیمان در حد متوسط ارضا شود و کیفیت ضعیف به سومین حالت، یعنی ناهمگونی زیاد در مقاومت بتن و یا مصرف بیش از حد سیمان، وجود داشته باشد. بررسی آمار به دست آمده از ۵۳ کارگاه ساختمانی نشان داد که هیچکدام از آنها درجه عالی را احراز نکردند. بدین ترتیب درجه‌بندی کارگاه‌ها به دو دسته متوسط و ضعیف محدود گردید.

بعد از دسته‌بندی کارگاه‌ها براساس داده‌های موجود، پارامترهای آماری (میانگین، انحراف معیار و ضریب پراکندگی) برای هر نوع بتن با مقاومت خاص به دست آمد. نتایج به دست آمده در جدول (۵-۱۹) آورده شده است [۵۰-۵۵].

جدول (۵-۱۹): پارامترهای آماری مقاومت بتن در کشور ایران

عیار بتن	کیفیت	مقادیر اسمی	توزیع	میانگین	انحراف معیار	ضریب تغییرات
kg/m^3		kg/cm^2	احتمال	kg/cm^2	kg/cm^2	
۲۵۰	متوسط	۲۱۰	لگ نرمال	۱۶۴	۱,۵۴	۰,۱۲
۲۵۰	متوسط ⁺	۲۱۰	نرمال	۱۸۷	۲۲,۷	۰,۱۲
۳۵۰	ضعیف	۳۱۵	نرمال	۲۱۶	۳۵	۰,۱۶
۳۵۰	متوسط ⁻	۳۱۵	لگ نرمال	۲۸۹	۵۰,۲	۰,۱۷
۳۵۰	متوسط	۳۱۵	نرمال	۲۹۶	۳۷,۴	۰,۱۳
۳۵۰	متوسط ⁺	۳۱۵	لگ نرمال	۳۱۵	۳,۳۳	۰,۱۱
۴۰۰	ضعیف	۳۷۰	لگ نرمال	۳۲۳	۵,۱۳	۰,۱۷
۴۰۰	متوسط ⁺	۳۷۰	نرمال	۳۳۶	۳,۷۴	۰,۱۲

همچنین حاجی کاظم در سال ۱۳۷۸، با استفاده از ۱۰۶۵ نمونه از کارگاه‌های مختلف تهران برای کنترل کیفیت متوسط پارامترهای آماری زیر را به دست آورد [۲۸]:

جدول (۵-۲۰): پارامترهای آماری مقاومت بتن توسط حاجی کاظم

عیار سیمان	مقدار اسمی	میانگین	انحراف معیار	ضریب تغییرات	توزیع
kg/m^3	kg/cm^2				
۲۵۰	۲۱۰	۱۶۴,۰۷	۱۹,۵۴	۰,۱۲	لگ نرمال
۳۵۰	۳۱۵	۲۹۵,۶۷	۳۷,۴	۰,۱۸	نرمال

اما نکته قابل تأمل در پارامترهای به دست آمده در تحقیقات امیری شاهمیرانی و حاجی کاظم این است که طبق بند ۹-۵-۱-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، مقاومت فشاری بتن مقاومتی است که حداکثر ۵ درصد تمامی مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد براساس آزمایش‌های ۲۸ روزه کمتر از آن باشد.

و بر اساس بند ۹-۵-۳-۳ مبحث نهم، جهت تعیین طرح اختلاط بتن باید از مقاومت فشاری متوسط استفاده کرد، که طبق این بند مقاومت فشاری متوسط لازم، با توجه به روابط موجود در مبحث، مقدار آن از مقدار مقاومت مشخصه بیشتر است. اما نتایج به دست آمده دارای مقدار میانگینی کمتر از مقاومت مشخصه است [۴۵]!

۵-۳-۱-۲ مشخصات آماری تنش تسلیم فولاد

مقاومت حد جاری شدن فولاد f_y یکی از خواص فولاد است که در طراحی سازه های بتن آرمه مورد استفاده قرار می گیرد. مقدار اسمی f_y با مقدار واقعی آن به دلیل وجود پراکندگی هایی که برخی از آنها در زیر ذکر شده تفاوت دارد:

- پراکندگی در جنس مصالح

- پراکندگی در سطح مقطع

- تغییرات در نحوه بارگذاری

- پراکندگی در کرنش نظیر جاری شدن

الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰، برای آرماتورهایی با مقاومت جاری شدن ۲۸۰۰ و ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع به ترتیب میانگین ۳۱۷۰ و ۴۷۲۵، ضریب پراکندگی ۰,۱۶ و ۰,۰۹۸ و تابع توزیع لگ نرمال را پیشنهاد می کند.

امیری شاهمیرانی (۱۳۷۸) با استفاده از مطالعات آماری که از ۱۰۶ کارگاه مختلف حاصل شد، مشخصات آماری تنش جاری شدن میلگرد $AIII$ با مقاومت اسمی ۴۰۰۰ و AII با مقاومت اسمی ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع را ارائه کرده است. میانگین و ضریب پراکندگی این دو نوع فولاد در جدول زیر مشخص گردیده است [۱۲-۴۶]:

جدول (۵-۲۱): مشخصات آماری آرماتورها برای کشور ایران

توزیع	ضریب پراکندگی	انحراف معیار kg/cm^2	میانگین kg/cm^2	مقدار اسمی kg/cm^2	
نرمال	۰,۰۸	۲۴,۲۲	۳۲۱۴	۳۰۰۰	تنش تسلیم میلگرد AII
نرمال	۰,۰۶	۲۴,۸۲	۴۰۸۰	۴۰۰۰	تنش تسلیم میلگرد $AIII$

۵-۳-۱-۳ عدم قطعیت در سطح مقطع آرماتورها

در طی فرآیند غلطک کاری و ساخت، سطح مقطع واقعی آرماتورها با سطح مقطع اسمی تعیین شده تفاوت‌هایی پیدا می‌کند. مهندس محاسب اطلاع دقیقی از این تفاوت‌ها ندارد و همواره از مقادیر اسمی استفاده می‌کند.

بهترین تابع توزیع احتمالی که این تفاوت‌ها در مقادیر اسمی و واقعی سطح مقطع فولادها تخمین می‌زند، تابع توزیع نرمال است. حاجی کاظم (۱۳۷۸)، با استفاده از منابع خارجی، ضمن تأکید بر مطلب فوق، نسبت سطح مقطع میانگین به سطح مقطع اسمی را برابر واحد و ضریب پراکندگی مربوط به آن را ۰,۰۱ پیشنهاد می‌کند. الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰، ضریب پراکندگی را برابر ۰,۰۳ پیشنهاد می‌کنند.

امیری شاهمیرانی به جای مطالعات آماری روی سطح مقطع میلگردها، مطالعات آماری را بر روی قطر میلگردها انجام داده است. بدین ترتیب که اختلاف بین قطر عملی و اسمی برای میلگردهایی که از ۱۰۶ کارگاه مختلف به دست آمده است، مد نظر قرار گرفته است. وی اختلاف قطر میلگرد عملی و اسمی را ۰,۳۷ میلیمتر و مقدار انحراف معیار آن را ۲,۷۸ میلیمتر بیان می‌کند. با توجه به اینکه این ارقام کمی غیر معقول به نظر می‌رسند، مطالعه‌ی آماری مجددی توسط حاجی کاظم در سال ۱۳۷۸، انجام شد و مقادیر بالا به شرح زیر اصلاح شدند:

$$\sigma_{\Delta db} = 0.279 \text{ mm}$$

$$\mu_{\Delta db} = 0.01 \text{ mm}$$

همچنین نتایج حاصله نشان دادند که اختلاف بین میانگین مقدار A_s اسمی و میانگین A_s عملی ناچیز است. ضریب پراکندگی محاسبه شده‌ی A_s با قطرهای مختلف میلگرد در جدول زیر نشان داده شده است:

جدول (۵-۲۲): ضریب پراکندگی آرماتورها

قطر میلگرد	۸	۱۰	۱۲	۱۴	۱۶	۱۸	۲۰	۲۲	۲۵	۲۸	۳۰	۳۲
ضریب پراکندگی	۰,۰۹	۰,۰۴	۰,۰۲	۰,۰۳	۰,۰۴	۰,۰۳	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۳	۰,۰۲	۰,۰۲	۰,۰۳

می‌توان میانگین این ضرایب پراکندگی را که برابر ۰,۰۳ است به عنوان ضریب پراکندگی A_3 پذیرفت. ملاحظه می‌شود که نتایج به دست آمده از آمار مربوط به میلگرد در ایران، دقیقاً همان مقادیری است که توسط الینگوود و همکارانش به دست آمد. البته این امر چنان دور از ذهن هم نیست، زیرا تکنولوژی ساخت میلگرد، تقریباً در نقاط مختلف جهان یکسان می‌باشد [۱۲-۴۶].

۵-۳-۱-۴ عدم قطعیت در ابعاد مقاطع

تغییر در ابعاد و اندازه‌های هندسی اعضا بتن‌آرمه به دلایل عدیده‌ای به وجود می‌آید که برخی از آنها عبارتند از:

- انحراف از مقادیر مشخص شده شکل سطح مقطع و ابعاد آن
- انحراف آرماتورها، تنگ‌ها و خاموت‌ها از موقعیت واقعی خود
- انحراف تیرها و ستون‌ها از محل قرارگیری واقعی خود
- کیفیت پایین اجرای سازه

الینگوود و همکارانش مشخصات آماری ابعاد اسمی ستون‌های بتن‌آرمه را با میانگین ابعاد اسمی به علاوه ۱,۵۲۴ میلیمتر و انحراف معیار ۶,۳۵ میلیمتر معرفی می‌کنند که مقدار اندکی است. نواک در سال ۲۰۰۳، بر اساس تحقیقات خود مقدار ضریب اسمی ۱,۰۰۵ و ضریب پراکندگی ۰,۰۴ را پیشنهاد می‌کند.

در رابطه با شرایط آماری ایران، امیری شاهمیرانی با مطالعه بر روی ۱۰ پروژه در سطح تهران که منجر به پدید آمدن ۱۰۳ نمونه شده است، اختلاف مقادیر عملی و اسمی عرض مقطع، مقادیر میانگین و انحراف معیار، اختلاف مؤثر عملی و اسمی را به شرح زیر محاسبه نموده است [۱۲-۴۶]:

$$\mu_{\Delta b} = 10.5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\Delta b} = 21.8 \text{ mm}$$

$$\mu_{\Delta d} = -0.34 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\Delta d} = 17.4 \text{ mm}$$

مورد دیگری که در مقاومت ستون‌های بتن‌آرمه اهمیت زیادی دارد، عدم قطعیت‌های موجود در FRP است. به دلیل اهمیت این موضوع و همچنین جدید بودن آن، این نوع عدم قطعیت را در یک بخش جداگانه بررسی می‌کنیم. اما قبل از شروع این بخش؛ در جدول‌های (۵-۲۳) تا (۵-۲۶)، خلاصه‌ای از شرایط آماری گفته شده و استفاده شده در این پایان نامه آورده شده است.

بتن:

جدول (۵-۲۳): شرایط آماری آمریکا

مقاومت (MPa)	مقدار میانگین	ضریب اسمی	ضریب پراکندگی
۲۱	۲۷,۹۷۰	۱,۳۵۰	۰,۱۰۲
۲۸	۳۴,۳۱۰	۱,۲۴۰	۰,۱۴۵
۳۵	۳۹,۴۸۰	۱,۱۵۰	۰,۰۵۸

جدول (۵-۲۴): شرایط آماری ایران

مقادیر اسمی kg / cm^2	کیفیت	توزیع احتمال	میانگین kg / cm^2	انحراف معیار kg / cm^2	ضریب تغییرات
۲۱۰	متوسط	لگ نرمال	۱۶۴	۱,۵۴	۰,۱۲
۲۱۰	متوسط ⁺	نرمال	۱۸۷	۲۲,۷	۰,۱۲
۳۱۵	ضعیف	نرمال	۲۱۶	۳۵	۰,۱۶
۳۱۵	متوسط ⁺	لگ نرمال	۳۱۵	۳,۳۳	۰,۱۱
۳۷۰	ضعیف	لگ نرمال	۳۲۳	۵,۱۳	۰,۱۷
۳۷۰	متوسط ⁺	نرمال	۳۳۶	۳,۷۴	۰,۱۲

میلگرد:

جدول (۵-۲۵): شرایط آماری آمریکا

مقدار اسمی kg / cm^2	میانگین kg / cm^2	ضریب پراکندگی	توزیع
۲۸۰۰	۳۱۷۰	۰,۱۶	لگ نرمال
۴۲۰۰	۴۷۲۵	۰,۰۹۸	لگ نرمال

جدول (۵-۲۶): شرایط آماری ایران

مقدار اسمی kg / cm^2	میانگین kg / cm^2	انحراف معیار kg / cm^2	ضریب پراکندگی	توزیع	
۳۰۰۰	۳۲۱۴	۲۴,۲۲	۰,۰۸	نرمال	تنش تسلیم میلگرد AII
۴۰۰۰	۴۰۸۰	۲۴,۸۲	۰,۰۶	نرمال	تنش تسلیم میلگرد AIII

سطح مقطع آرماتورها

مقدار ضریب اسمی با توجه به مساوی بودن مقدار میانگین با مقدار اسمی برابر واحد و ضریب پراکندگی آن ۰,۰۳ بر هر دو شرایط آماری (آمریکا و ایران) در نظر گرفته می‌شود.

ابعاد مقطع

با توجه به غیر منطقی بودن مقادیر به دست آمده برای ایران، مقدار ضریب اسمی و ضریب پراکندگی بر اساس تحقیقات نواک برای هر دو شرایط آماری برابر با ۱,۰۰۵ و ۰,۰۴ در نظر گرفته می‌شود.

۵-۳-۲ عدم قطعیت در FRP

۵-۳-۲-۱ مقدمه

کامپوزیت‌های FRP در حدود ۵۰ سال است که در مهندسی سازه در زمینه‌های ترمیم، مقاوم‌سازی و بازسازی سازه‌های بتن مسلح در موقعیت‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته‌اند. طی دهه اخیر رشد چشمگیری در استفاده از مصالح FRP که نوع پیشرفته‌ای از کامپوزیت‌ها هستند، صورت پذیرفته است. این مواد دارای جذابیت‌های مهندسی زیادی مانند نسبت مقاومت به وزن بالا، مقاومت بالا در برابر خستگی، دوام زیاد در مقابل خوردگی و ... هستند که منجر به افزایش کاربرد آنها شده است. افزایش استفاده و بهینه‌سازی FRP به مقدار زیادی به توسعه دستورالعمل‌های طراحی آن بستگی دارد. آگاهی از خصوصیات مواد FRP و پتانسیل‌های آن برای بوجود آوردن عدم قطعیت‌ها برای توسعه هر چه بهتر دستورالعمل‌های طراحی حیاتی است. آیین‌نامه‌های طراحی زیادی برای FRP وجود دارد، اگرچه هر کدام از این آیین‌نامه‌ها ویژگی‌های مختص خود را دارند اما همه آنها در یک زمینه مشترک هستند و آن این است که این دستورالعمل‌ها براساس آیین‌نامه‌های موجود برای طراحی سازه‌های بتنی جدید، که هنوز ساخته نشده‌اند، نوشته شده‌اند. درحالی‌که FRP (یا در حقیقت هر نوع ماده‌ای که برای مقاوم‌سازی استفاده می‌شود) بر روی سازه‌ای اعمال می‌شود که شرایط سازه جدید مطابق با آیین‌نامه را ندارد و دارای عدم قطعیت‌های زیادی است که برای یک طراحی درست باید مورد توجه قرار بگیرد [۵۶-۷].

FRP به عنوان یک تقویت کننده خارجی به سه صورت اعمال می‌شود:

- استفاده از نوارهای پیش‌ساخته FRP، که فقط نصب آن به سازه در کارگاه انجام می‌شود. این نوارها به علت اینکه در کارخانه تحت شرایط کنترل شده ساخته می‌شوند، دارای سطح یکنواختی زیاد و ویژگی‌های مکانیکی خوبی هستند. با توجه به ساخت الیاف تحت شرایط کنترل شده، هنگام نصب بر روی سازه احتمال ایجاد تغییراتی در ویژگی‌های آن وجود ندارد. اما در این مورد تنها چسبی که بین بتن و FRP استفاده می‌شود می‌توان منبعی برای ایجاد عدم قطعیت‌ها باشد.

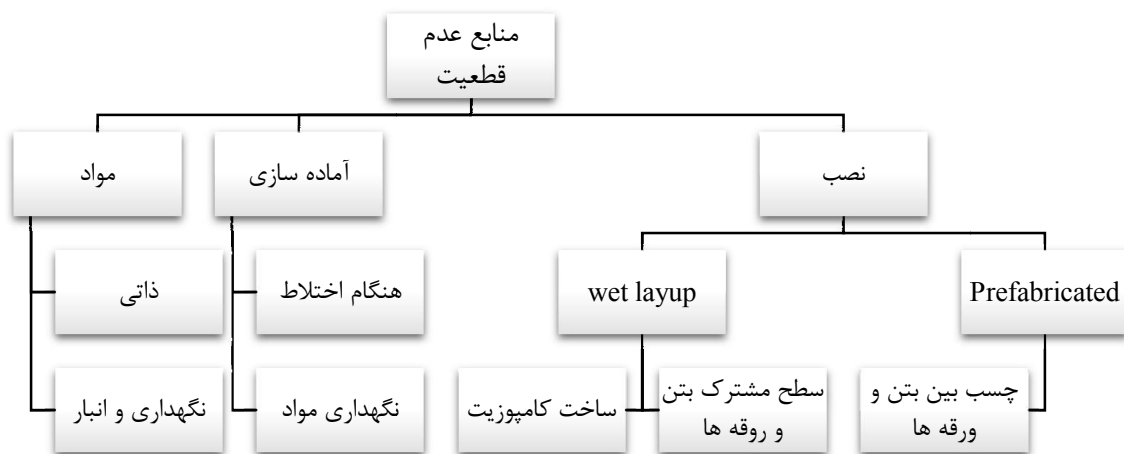
- استفاده از روش wet-layup

در این روش الیاف خشک FRP در کارگاه با رزین آغشته می‌شوند و سپس این الیاف خیس مستقیماً به سطح بتن چسبانده می‌شوند. بنابراین عملیات آغشته شدن، چسباندن و عمل‌آوری در یک مرحله ترکیب می‌شود. در این روش محصول تر، خیلی انعطاف‌پذیر است و می‌تواند به راحتی با هر هندسه‌ای منطبق شود. و همین موضوع می‌تواند باعث ایجاد عدم قطعیت‌های زیادی شود. به همین دلیل هنگامی که FRP در محل ساخته می‌شود، عوامل زیادی بر روی ویژگی‌های FRP اثر می‌گذارند و در نتیجه عدم قطعیت‌های زیادی را بوجود می‌آورند.

- تزریق رزین

این روش، روش جدیدی است که محصول نهایی آن از لحاظ یکنواختی و چسبندگی لایه‌ها به هم قابل قبول است. در این روش الیاف در قالب هندسه خواسته شده ساخته می‌شوند و بر روی سطح بتن با استفاده از کیف خلأ قرار می‌گیرند، سپس رزین تحت خلأ به الیاف تزریق می‌شود تا کامپوزیت ساخته شود [۱۰-۵۷].

۵-۳-۲-۲ منابع عدم قطعیت



شکل (۵-۹): منابع عدم قطعیت در FRP [۵۷]

منابع تولید کننده عدم قطعیت در FRP را می توان به سه دسته کلی تقسیم کرد:

(۱) **عدم قطعیت ها در ساخت FRP:** در هر مرحله از فرآیند ساخت FRP پتانسیل هایی برای ایجاد تغییرات در ویژگی های نهایی FRP وجود دارد. قبل از اینکه الیاف با رزین اشباع شوند، باید رزین ها با هم ترکیب شوند. در این مرحله احتمال ترکیب رزین ها با نسبت های نامناسب یا مخلوط نشدن خوب مواد با همدیگر وجود دارد. هر کدام از این اتفاق ها می تواند تأثیر بدی روی عمل آوری رزین داشته باشد. هنگامی که الیاف آغشته شده به رزین بر روی سازه قرار می گیرد ممکن است ناحیه ای خالی و ناحیه هایی پر از رزین بوجود آورد و همچنین احتمال دارد که الیاف به صورت دقیق و منظم روی سازه قرار نگیرند. نامنظم قرار گرفتن لایه ها باعث استفاده از لایه های بیشتر بر روی نامنظمی های هندسه سازه می شود. یکی از فاکتورهای مهم در ایجاد عدم قطعیت تغییر شرایط محیطی در مراحل ترمیم است [۱۰].

(۲) **منابع عدم قطعیت در طراحی:** با وجود اینکه ساخت FRP در کارگاه باعث بوجود آمدن عدم قطعیت های زیادی می شود اما این عدم قطعیت ها می توانند در مراحل طراحی نیز بوجود بیایند. این عدم قطعیت ها ناشی از نحوه تعیین مقادیر طراحی توسط تولید کننده ها می باشد. تولید کننده ها شاید ویژگی هایی را برای الیاف و رزین ها به طور مستقل تعیین کنند یا شاید آنها از مقادیر اسمی برای

کامپوزیت‌ها استفاده کنند یا بسته به کاربرد مقادیر طراحی خاصی را برای آنها در نظر بگیرند. تعیین مشخصات کامپوزیت‌ها به مقدار زیادی به ضخامت تعیین شده برای کامپوزیت بستگی دارد [۵۸-۱۰]. در کنار دو دسته فوق، شاید بتوان گفت مهم‌ترین و در عین حال محجورترین منبع تولید عدم قطعیت را عدم قطعیت در سازه موجود معرفی کرد:

۳) **عدم قطعیت‌ها در سازه‌های موجود:** در برخی از مطالعات مربوط به بررسی قابلیت اعتماد سازه‌های مقاوم سازی شده با FRP، عدم قطعیت‌های موجود در خود سازه در نظر گرفته نشده است. خوردگی آرماتورها، تخریب بتن، از بین رفتن چسبندگی بین آرماتورها و بتن و سایر عواملی که باعث می‌شوند سازه نیاز به ترمیم داشته باشد باید به عنوان عدم قطعیت در سازه‌ها مورد بررسی قرار بگیرد. برای طراحی ترمیم براساس قابلیت اعتماد لازم است که همه عدم قطعیت‌ها به طور آماری مورد بررسی قرار بگیرند. اما متأسفانه، اطلاعات کمی در این زمینه وجود دارد و اطلاعات موجود هم به کیفیت بازرسی انجام شده وابسته است [۵۸].

۵-۳-۲-۳ توزیع احتمالی FRP

گسترش استفاده از FRP در مهندسی عمران، نیاز به تدوین روش‌های استاندارد جهت تخمین مقاومت اسمی و سختی این الیاف و همچنین تدوین آیین‌نامه‌ای مناسب جهت تعیین ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت دارد. در حال حاضر روش استاندارد جهت آزمایش کامپوزیت‌های FRP و نحوه گزارش این نتایج وجود ندارد. تولید کننده‌های مختلف، داده‌های خود را در شکل‌های مختلف و اغلب بدون توضیح در رابطه به روش استفاده شده، ارائه می‌دهند. مهندسين سازه برای اطمینان از ویژگی‌های کامپوزیت‌های FRP و پذیرش استفاده از آنها در موقعیت‌های مختلف، نیاز به داده‌های معتبر و دانستن نحوه آزمایش آنها دارند.

در همین راستا، توزیع تجمعی احتمال^۱ و پارامترهای آماری که برای ارائه ویژگی‌های مواد از آن استفاده می‌شود، تأثیر مهمی در محاسبات مربوط به قابلیت اعتماد و در نتیجه آیین‌نامه‌های طراحی دارند [۹].

ما در اینجا تنها به تعدادی از مطالعات انجام شده در زمینه تعیین توزیع احتمال مناسب برای FRP اشاره می‌کنیم و با توجه به متفاوت بودن اطلاعات در مقالات مختلف، یک مقاله را به عنوان مرجع قرار داده و از آن استفاده کردیم.

(۱) شاید بتوان گفت اولین مطالعه جامع و کامل بر روی ویژگی‌های آماری کامپوزیت‌های FRP توسط ارتش آمریکا انجام شد که در سال ۱۹۹۷ تحت عنوان کتاب مواد کامپوزیتی منتشر شد. این کتاب شامل معرفی الیاف، معرفی ویژگی‌های آنها، معرفی رزین‌ها، نحوه ساخت، نحوه آزمایش و می‌باشد و یک فصل از این کتاب اختصاص به بررسی آماری کامپوزیت‌های FRP دارد. در این فصل روابط آماری مورد استفاده برای تعیین توزیع و انواع توزیع‌ها آورده شده‌اند، اما کتاب فقط بیان می‌کند که توزیع ویبل دو پارامتری، بهترین توزیع برای پوشش ویژگی‌های کامپوزیت FRP است، اما داده‌ها و نمودارهای مربوط به این بررسی در کتاب آورده نشده است.

(۲) در سال ۲۰۰۲، Okeil و همکارانش توزیع لگ‌نرمال را با ضریب اسمی ۱,۳۳ و ضریب پراکندگی ۱,۷-۲,۵ درصد پیشنهاد می‌کند [۵۰].

(۳) کاربهاری^۲ و همکارانش در سال ۲۰۰۵، توزیع ویبل را برای ارائه ویژگی‌های FRP پیشنهاد می‌کنند. اما با توجه به نتایج داده شده شاید بتوان گفت توزیع لگ‌نرمال نیز توزیع مناسبی برای این داده‌ها است [۵۹].

(۴) در سال ۲۰۰۶، Zureick و همکارانش مقاله‌ای با عنوان مشخصات آماری کامپوزیت‌های FRP [۹] منتشر کردند؛ که در این مقاله با ارائه دادن دسته‌ای از داده‌ها و بررسی نمودارهای توزیع‌های مختلف، به این نتیجه رسیدند که تابع توزیع ویبل دو پارامتری بهترین توزیع است.

1. CDF
2. Karbhari

آنها در کار خود سه توزیع نرمال، لگ نرمال، توزیع ویبل دو پارامتری را مورد بررسی قرار دادند. این توزیع‌ها برای هر دو دسته داده مربوط به مقاومت و سختی کامپوزیت‌ها مورد بررسی قرار گرفتند و برای تعیین توزیع مناسب از آزمون نیکویی برازش اندرسون-دارلینگ استفاده کردند. داده‌های این آزمایش ۶۰۰ نمونه از الیاف شیشه‌ای بودند که در ۲۴ گروه، دسته‌بندی شدند. خلاصه‌ای از این داده‌ها و نتایج آن در جدول (۲۷-۵) آورده شده است.

مقدار OSL^1 موجود در جدول فوق نشان دهنده سطح ایمنی است. این مقدار از طریق جدول (۲۸-۵) محاسبه می‌شود و سطح آن در این مقاله ۵ درصد انتخاب شده است و بدین معنی است که اگر مقدار OSL به دست آمده از مقدار ۵ درصد کمتر باشد توزیع در نظر گرفته شده برای پوشش ویژگی مورد بررسی مناسب نیست.

جدول (۲۸-۵): فرمول‌های مورد استفاده در تحقیق ژئوریک

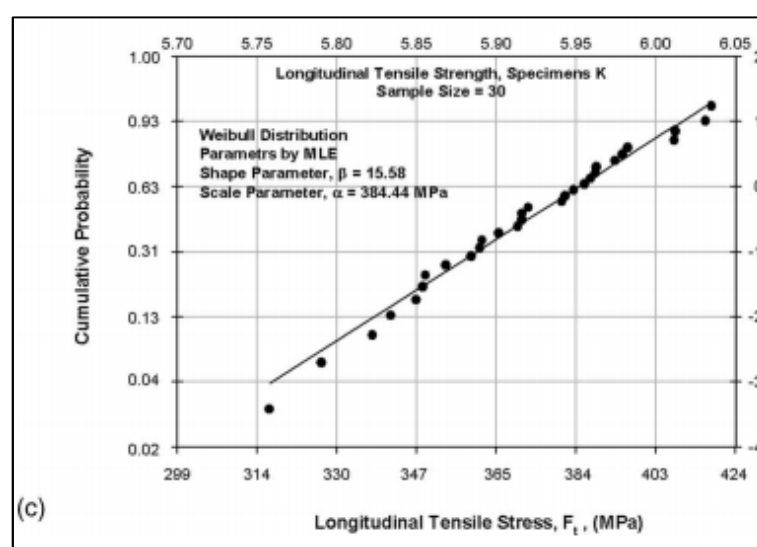
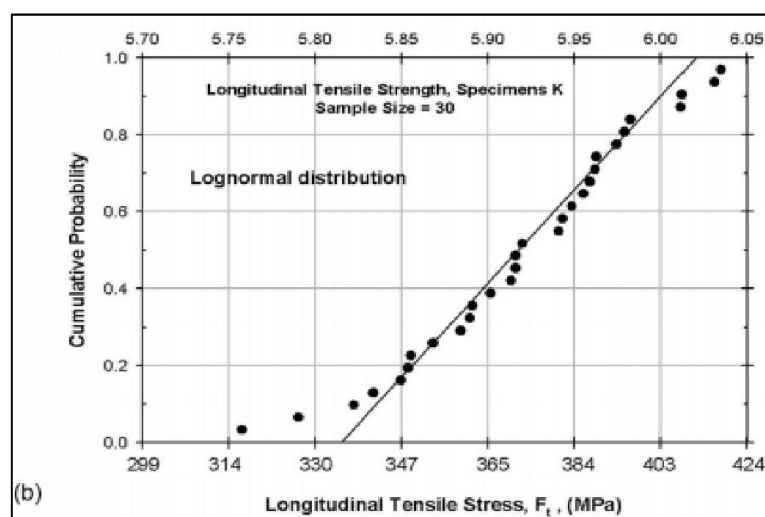
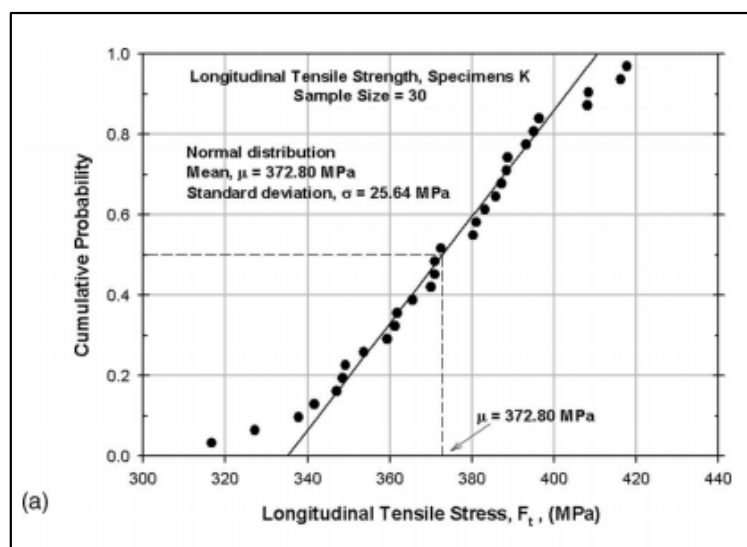
ویبل	لگ نرمال	نرمال	ویژگی
$0 < x < \infty$	$0 < x < \infty$	$-\infty < x < \infty$	متغیر
$\left(\frac{\beta}{\alpha}\right)\left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^{\beta}\right]$	$\frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\xi}\right)^2\right]$	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$	تابع چگال احتمال $f_x(x)$
$\frac{1}{1 + \exp\left[-0.10 + 1.24 \ln AD^* + 4.548 AD^*\right]}$	$\frac{1}{1 + \exp\left[-0.48 + 0.78 \ln AD^* + 4.58 AD^*\right]}$		OSL
$\left[1 + \frac{0.2}{\sqrt{n}}\right] A_n^2$	$\left[1 + \frac{4}{n} - \frac{25}{n^2}\right] A_n^2$		AD

1. Observed Significance Level

جدول (۵-۲۷): داده‌ها و نتایج ژئوریک

ویژگی ماده	اندازه نمونه	ضریب پراکندگی	OSL		ویبل
			نرمال	لگ نرمال	
مقاومت طولی کششی					
VG1-6	۳۰	۰/۰۷۴	۰/۱۱۳	۰/۱۹۵	۰/۰۰۹
VD7-12	۳۰	۰/۱۳۰	۰/۱۹۸	۰/۱۲۰	۰/۳۰۲
VG13-18	۲۴	۰/۱۰۲	۰/۱۴۲	۰/۱۴۷	۰/۱۳۶
VG19-24	۲۴	۰/۰۷۷	۰/۱۴۲	۰/۲۶۰	۰/۰۰۸
K	۳۰	۰/۰۶۹	۰/۷۵۷	۰/۶۸۴	۰/۶۹۹
مقاومت طولی فشاری					
VG1-6	۳۰	۰/۰۷۳	۰/۰۶۴	۰/۱۵۴	۰/۰۰۱
VD7-12	۳۰	۰/۰۹۳	۰/۵۷۶	۰/۶۶۲	۰/۲۱۳
VG13-18	۲۴	۰/۱۱۴	۰/۱۰۶	۰/۱۱۷	۰/۰۸۸
VG19-24	۲۴	۰/۱۰۶	۰/۵۴۲	۰/۴۶۷	۰/۴۶۹
K	۳۰	۰/۱۲۲	۰/۱۴۷	۰/۱۰۶	۰/۲۱۴
مقاومت برشی					
VG19-24	۲۴	۰/۰۷۲	۰/۲۰۴	۰/۱۰۳	۰/۵۱۷
K	۱۸	۰/۰۹۸	۰/۱۹۵	۰/۲۷۵	۰/۰۷۳
مدول طولی کششی					
VG1-6	۳۰	۰/۰۶۸	۰/۵۰۰	۰/۵۱۷	۰/۱۷۹
VD7-12	۳۰	۰/۰۹۶	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰	۰/۰۲۲
VG13-18	۲۴	۰/۱۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰۱۰
VG19-24	۲۴	۰/۰۴۶	۰/۵۱۹	۰/۵۴۶	۰/۱۷۱
K	۳۰	۰/۰۶۳	۰/۳۷۲	۰/۳۷۹	۰/۱۸۰
مدول فشاری طولی					
VG1-6	۳۰	۰/۰۵۴	۰/۳۳۳	۰/۳۶۱	۰/۱۵۴
VD7-12	۳۰	۰/۰۸۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۵۳
VG13-18	۲۴	۰/۱۳۲	۰/۰۱۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۰
VG19-24	۲۳	۰/۰۴۰	۰/۱۹۹	۰/۱۷۴	۰/۲۹۹
K	۳۰	۰/۰۴۰	۰/۵۸۷	۰/۵۶۳	۰/۵۰۴
مدول برشی					
VG19-24	۲۴	۰/۱۱۳	۰/۲۹۷	۰/۳۵۰	۰/۰۶۵
K	۱۸	۰/۱۰۴	۰/۳۲۰	۰/۴۷۳	۰/۱۱۶

CDFهای هر یک از توزیع‌های مورد بررسی در شکل (۵-۱۰) نشان داده شده است.

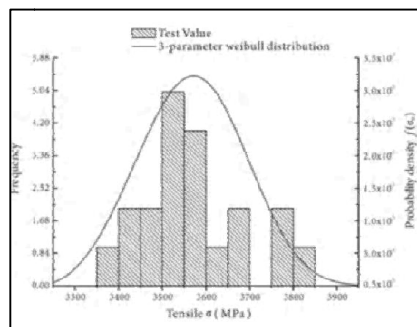


شکل (۵-۱۰): نتایج توزیع‌های مختلف بر روی داده‌ها؛

a: توزیع نرمال؛ b: توزیع لگ‌نرمال؛ c: توزیع ویبل

مقدار OSL برای توزیع‌های نرمال، لگ‌نرمال، ویبیل در ستون‌های ۴-۶ جدول (۵-۲۷) برای دسته‌های مختلف نشان داده شده است. در رابطه با مقاومت، توزیع‌های نرمال و لگ‌نرمال در هیچ کدام از ۱۲ دسته رد نمی‌شوند؛ در حالی که توزیع ویبیل در سه دسته، توزیع مناسبی نیست. برای قسمت سختی، توزیع ویبیل با توجه به OSL‌های به دست آمده، توزیع بهتری نسبت به نرمال و لگ‌نرمال است. با وجود اینکه طبق جدول و شکل‌ها نمی‌توان گفت که توزیع ویبیل، توزیع مناسب برای پوشش ویژگی‌های کامپوزیت‌های FRP است؛ اما در بیشتر موارد از این توزیع برای بیان ویژگی‌های کامپوزیت‌های FRP استفاده می‌شود. شاید یکی از دلایل مناسب نبودن توزیع ویبیل در این مقاله را بتوان تعداد کم نمونه‌ها بیان کرد [۹].

۵) در سال ۲۰۱۰، وانگ^۱، ۲۵ نمونه تیر تقویت شده بر اساس آیین‌نامه چین ساخت و مورد آزمایش قرار داد و در نتیجه توزیع ویبیل سه پارامتری را بهترین توزیع برای برازش داده‌ها ارائه داد.



شکل (۵-۱۱): بررسی توزیع ویبیل برای ویژگی‌های FRP

متأسفانه به دلیل کمبود اطلاعات و اختلاف بین داده‌های موجود ما در این پایان‌نامه اطلاعات موجود در مقالات هانگ و زوو^۲ در سال ۲۰۱۱ [۸] و دیمیتری ول^۳ در سال ۲۰۰۳ [۷] را به عنوان مرجع قرار داده و از توزیع لگ‌نرمال برای مقاومت کامپوزیت‌های FRP، با ضریب اسمی ۱,۳۳ و ضریب پراکندگی ۰,۱۵ استفاده کردیم.

1. Wang
2. Hong & Zou
3. Dimitri Val

جهت متغیر در نظر گرفتن کرنش کامپوزیت‌های FRP، اطلاعات موجود کمتر از اطلاعات در زمینه مقاومت کامپوزیت‌های FRP بود. به همین دلیل داده‌های مقاله دکتر معرفت در سال ۱۳۸۳ [۵۰] مرجع قرار گرفت و از توزیع ویبل با ضریب اسمی ۱,۱۰ و ضریب پراکندگی ۰,۱ استفاده شد.

۴-۵ مطالعه آماری مقاومت ستون

مقاومت اعضای بتن‌آرمه به دلیل پراکندگی در مقاومت مصالح و ابعاد اعضا، همچنین در اثر عدم قطعیت‌های ذاتی مدل تئوریک محاسبه مقاومت، با مقاومت حقیقی آن تفاوت دارد. روش مونت کارلو که در فصل ۲ به آن اشاره شد، برای ایجاد مشخصات آماری مقاومت اعضا استفاده شده است. روش کار شامل مراحل زیر می‌باشد:

(۱) انتخاب مدل تئوریک برای محاسبه مقاومت عضو به ازای حاشیه حدی تعیین شده و انتخاب مدل خطای مرتبط با آن.

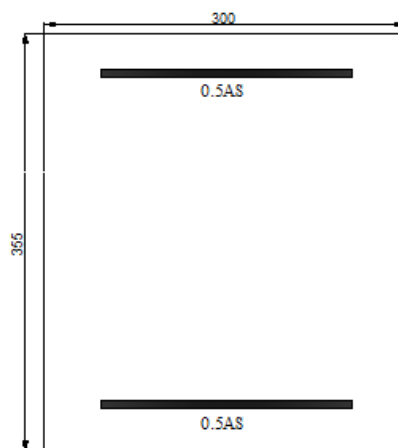
در این پایان نامه از فرمول‌های ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نشریه ۳۴۵ برای کشور ایران و آیین‌نامه‌های ACI318-05 و ACI208R برای کشور آمریکا استفاده شده است. در رابطه با خطای مدل، مدل‌ها و ضرایب مختلفی وجود دارد اما در این پایان نامه از مدل خطایی با ضریب اسمی واحد و ضریب پراکندگی ۰,۰۳ با توزیع نرمال استفاده شد [۲۸].

(۲) انتخاب یک سری از مقاطع یا اعضای نماینده (در ابعاد مختلف، شرایط مرزی مختلف، درصد فولاد مختلف، انواع بتن و فولاد و ...).

با توجه به محدود بودن منابع در زمینه مشخصات آماری ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP تحت شرایط آماری کشور آمریکا و عدم امکان دسترسی به بسیاری از منابع و با توجه به اینکه روش به دست آوردن تابع حالت حدی در این پایان نامه متفاوت با روش‌های مرسوم تعیین تابع حالت حدی بود؛ در فرآیندی بسیار زمانبر و گسترده برای انواع بتن و فولاد با شرایط کنترل کیفیت مختلف، درصد آرماتورهای مختلف، تعداد لایه‌های مختلف برای FRP و در خروج از مرکزیت‌های گوناگون، جامعه آماری برای کشور آمریکا ایجاد گردید.

از آنجایی که در مورد تعیین مشخصات آماری ستون‌های بتن‌آرمه در کشورمان نیز تحقیقی صورت نگرفته و در نتیجه امکان مقایسه آن با منابع داخلی وجود نداشت برای کشور ایران نیز همانند کشور آمریکا جامعه آماری گسترده‌ای تشکیل شد.

مقطع مورد نظر، ستونی مستطیل شکل با فولادگذاری در دو وجه موازی محور خمش با عرض ۳۰ و ارتفاع ۳۵ سانتی‌متر است. آنالیز مونت کارلو برای انواع بتن و فولاد تحت شرایط کشورهای ایران و آمریکا انجام گرفت.



شکل (۵-۱۲): مشخصات مقطع مورد بررسی

۳) برای عضو انتخابی، مقاومت اسمی P_n ، براساس مقاومت‌های اسمی مصالح و ابعاد جایگزین شده در مدل تئوریک، با ضریب مقاومت واحد محاسبه می‌شود.

۴) یک مجموعه از مقاومت‌های مصالح موجود و ابعاد، به طور تصادفی با استفاده از توزیع‌های آماری

هر متغیر ایجاد شده و مقاومت تئوریک $R = \sqrt{p_R^2 + \left(\frac{M_R}{h}\right)^2}$ با لحاظ مقدار تصادفی مدل خطا

محاسبه می‌شود [۸-۵۰-۲۸].

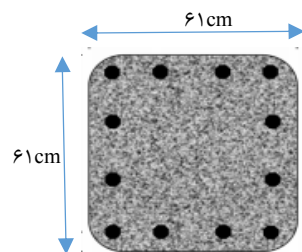
پس از آن نسبت R / R_n تعیین می‌شود. این روند تکرار شده و در نتیجه تعداد زیادی از نمونه‌های

R / R_n ایجاد شده و یک مدل احتمالاتی بر روی اطلاعات تولید شده منطبق خواهد شد. تعداد

چرخه‌های انجام آنالیز مونت کارلو برای هر متغیر ۲۰۰۰۰ بار در نظر گرفته شده است.

همانطور که گفته شد به دلیل نبود اطلاعات مربوط به ضریب اسمی و ضریب پراکندگی مقاومت، امکان درست آزمایی جواب‌های نهایی (مقدار ضریب اسمی و ضریب پراکندگی) وجود نداشت، به همین دلیل بخش اصلی برنامه که مربوط به محاسبه مقاومت (نیروی محوری و لنگر خمشی) بود با مثالی از آیین نامه ACI440.2R کنترل شد، که در ادامه مثال آیین‌نامه و داده‌های به دست آمده توسط برنامه آورده شده است:

مثال: ستونی با مشخصات زیر تحت بار محوری ۸۴۵۱ کیلونیوتن و لنگر خمشی ۳۸۰ KN-m قرار دارد. هدف افزایش ۳۰٪ بارگذاری موجود در خروج از مرکزیت ثابت است. تعداد لایه‌های مورد نیاز را محاسبه و منحنی اندرکنش را بررسی کنید.



مقاومت بتن	۴۵ مگاپاسکال
تنش تسلیم میلگرد	۴۰۰ مگاپاسکال
شعاع	۲۵ میلیمتر
درصد آرماتور	۲٫۶۵٪

مشخصات FRP نیز به شرح زیر است:

ضخامت هر لایه	۰٫۳۳ میلیمتر
تنش نهایی	۳۷۹۲ مگاپاسکال
کرنش نهایی	۰٫۰۱۶۷
مدول الاستیسیته	۲۲۷۵۲۷ مگاپاسکال

با توجه به اینکه در برنامه نوشته شده تعداد لایه به عنوان ورودی در نظر گرفته می‌شود و فقط نیاز به بررسی پارامترهای منحنی اندرکنش است، تعداد لایه‌ها را همانطور که در مثال به دست آمده است، ۶ لایه در نظر می‌گیریم و تنها پارامترهای منحنی اندرکنش را به صورت زیر محاسبه و کنترل می‌کنیم:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{45.5} = 317032$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right]}{3A_g}}{1 - \rho_g} =$$

$$\frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{610}{610} \right) (610 - 2 * 25)^2 + \left(\frac{610}{610} \right) (610 - 2 * 25)^2 \right]}{3 * 610 * 610}}{1 - 0.025} = 0.425$$

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 = 0.425 * (610 / 610)^2 = 0.425$$

مقدار κ_b نیز برابر با ۰,۴۲۵ است.

مقدار به دست آمده κ_a و κ_b توسط برنامه برابر مقدار ۰,۴۲۳۷ است. تفاوت عدد برنامه با مثال آیین‌نامه ناشی از رُند کردن عدد توسط آیین‌نامه است.

```
ka1 = nesbat1 * (b1 / h1) ^ 2
ka1 = 0.423737300652108 * (h1 / b1) ^ 0.5
```

$$\varepsilon_{fe} = 0.586 * 0.95 * 0.0167 = 0.0093$$

بنابراین چون مقدار ε_{fe} از ۰,۰۰۴ بزرگتر است مقدار ۰,۰۰۴ برای ε_{fe} انتخاب می‌شود.

$$f_l = \frac{2E_f n f \varepsilon_{fe}}{D} = \frac{2 * 227527 * 6 * 0.33 * 0.004}{\sqrt{610^2 + 610^2}} = 4.18$$

```
'----- calculation of fcc-----'
d1 = (b1 ^ 2 + h1 ^ 2) ^ 0.5
efel = 0.586 * eful
If efel > 0.004 Then efel = 0.004
f11 = (2 * ef1 * n * tf * efel) / d1
f11 = 4.17775805264266 < 0.08 Then f11 = 0.08 * fc1
fcc1 = fc1 + (1 * 3.3 * ka1 * f11)
```

$$f'_{cc} = f'_c + \Psi_f 3.3 \kappa_a f_l = 45.5 + 0.95 * 3.3 * 0.425 * 4.18 = 51$$

که با مقدار به دست آمده در برنامه مطابقت دارد.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left(1.50 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0.45} \right) = 0.002 \left(1.50 + 12 * 0.425 * \frac{4.18}{45.5} \left(\frac{0.004}{0.002} \right)^{0.45} \right) = 0.0042$$

و مقدار به دست آمده توسط برنامه:

$Ec1 = 4700 * (fc1) ^ 0.5$ $eccu1 = 0.002 * (1.5 + (12 * kb1 * (f11 / fc1) * (efe1 / 0.002) ^ 0.45))$ $eccu1 = 4.27556714274879E-03$
--

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} = \frac{51 - 45.5}{0.0042} = 1309.52$$

عدد به دست آمده توسط برنامه، ۱۲۹۸،۰۳ است که اختلاف به واسطه استفاده از اعداد واقعی پارامترهای مؤثر در E_2 است.

$$c = d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} = 559 * \frac{0.0042}{0.002 + 0.0042} = 378.7$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} = \frac{2 * 45.5}{31703.2 - 1309.52} = 0.00299$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}} = 372.7 \frac{0.00299}{0.0042} = 265.3$$

مقادیر به دست آمده به ترتیب ۳۸۰،۸؛ ۰،۰۰۲۹۹؛ ۲۶۶،۶ است. در ادامه پارامترهای A تا I را محاسبه می‌کنیم، به دلیل اینکه فرمول‌های این پارامترها در فصل آیین‌نامه‌های طراحی آورده شده است، در این قسمت از آوردن فرمول خودداری کرده و فقط جایگذاری می‌کنیم و عدد را با عدد برنامه مقایسه می‌کنیم:

$$A = \frac{-610(31703.2 - 1309.52)^2}{12 * 45.5} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right)^2 = -0.127$$

$$B = \frac{-610(31703.2 - 1309.52)}{2} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right) = -102.8$$

$$C = -bf'_c = -610 * 45.5 = -2775$$

$$D = 610 * 45.5 * 378.7 + \frac{610 * 378.7 * 1309.52}{2} (0.0042) = 11146085.9$$

مقادیر به دست آمده توسط برنامه:

$$A = -0.130 \quad B = -104.1 \quad C = -27755 \quad D = 11215116.4$$

$$E = \frac{-610(31703.2 - 1309.52)^2}{16 * 45.5} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right)^2 = -0.095$$

$$F = 610 \left(378.7 - \frac{610}{2} \right) \frac{(31703.2 - 1309.52)^2}{12 * 45.5} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right)^2 + \frac{610(31703.2 - 1309.52)}{3} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right) = 77.8$$

$$G = - \left(\frac{610}{2} 45.5 + 610 \left(378.7 - \frac{610}{2} \right) \frac{(31703.2 - 1309.52)}{2} \left(\frac{0.0042}{378.7} \right) \right) = -21454.6$$

$$H = 610 * 45.5 \left(378.7 - \frac{610}{2} \right) = 2045543.5$$

$$I = \frac{610 * 45.5 * 378.7^2}{2} - 610 * 378.7 * 45.5 * \left(378.7 - \frac{610}{2} \right) + \frac{610 * 378.7^2 * 1309.52}{3} (0.0042) - \frac{610 * 378.7 * 1309.52}{2} \left(378.7 - \frac{610}{2} \right) (0.0042) = 1329140795$$

نتایج حاصل از برنامه:

$$E = -0.0097 \quad F = 79.279 \quad G = -21774.05 \quad H = 2105182635 \quad I = 13258984445.4$$

اختلاف بیشتر پارامترهای فوق که پارامترهای مربوط به لنگر هستند، با اعداد مثال، ناشی از اثر بیشتر

پارامتر c در E, F, G, H, I است. پارامتر c به دلیل استفاده از عدد با تمام ارقام اعشار در برنامه با

مقدار c مثال اختلافی جزئی داشت.

```
'-----axial & bending moment -----'
```

```
Ec1 = 4700 * (fc1) ^ 0.5
eccu1 = 0.002 * (1.5 + (12 * kb1 * (f11 / fc1) * (efel / 0.002) ^ 0.45))
E21 = (fec1 - fc1) / eccu1
ept1 = (2 * fc1) / (Ec1 - E21)
xb = (dd * eccu1) / (ey + eccu1)
yt1 = (xb * ept1) / eccu1
```

```
AM1 = ((-b1 * (Ec1 - E21) ^ 2) / (12 * fc1)) * (eccu1 / xb) ^ 2
BM1 = (b1 * (Ec1 - E21) / 2) * (eccu1 / xb)
CM1 = -1 * b1 * fc1
DM1 = (b1 * xb * fc1) + ((b1 * xb * E21 * eccu1) / 2)
EM1 = ((-1 * b1 * (Ec1 - E21) ^ 2) / (16 * fc1)) * (eccu1 / xb) ^ 2
```

```
FM1 = b1 * (xb - (h1 / 2)) * ((Ec1 - E21) ^ 2 / (12 * fc1)) * ((eccu1 / xb) ^ 2) + (b1 * (Ec1 - E21) / 3) * (eccu1 / xb)
GM1 = -1 * ((b1 * fc1 / 2) + (b1 * (xb - h1 / 2) * ((Ec1 - E21) / 2) * (eccu1 / xb)))
HM1 = b1 * fc1 * (xb - (h1 / 2))
IM1 = (b1 * fc1 * (xb ^ 2) / 2) - (b1 * xb * fc1 * (xb - (h1 / 2))) + (b1 * E21 * eccu1 * (xb ^ 2) / 3) - (b1 *
```

پس از کنترل برنامه، با متغیر در نظر گرفتن مقاومت بتن، میلگرد، تعداد لایه‌ها و درصد آرماتور

مقادیر ضریب اسمی مقاومت که در جداول با λ مشخص شده است و ضریب پراکندگی مقاومت به

دست آمدند.

لازم به ذکر است مقادیر ضریب اسمی و ضریب پراکندگی تنها برای شرایط آماری کشور آمریکا به دست آمده‌اند. با توجه به اینکه آیین‌نامه بتن آمریکا از روش مقاومت و آیین‌نامه بتن ایران از روش حالت حدی استفاده می‌کند، بنابراین توابع عملکرد دو آیین‌نامه با هم متفاوت هستند. بنابراین با توجه به تابع عملکرد آیین‌نامه آمریکا که در فصل بعد به طور مفصل مورد بحث قرار می‌گیرد، نیاز به ضرایب اسمی و پراکندگی مقاومت داشتیم، نمونه‌ای از نتایج در این بخش آورده شده است و بخش بیشتر آن همراه با محاسبه شاخص قابلیت اعتماد در فصل بعد و در پیوست پایان نامه آورده شده است.

جدول (۵-۲۹): نمونه‌ای از نتایج مربوط به مقاومت برای شرایط آماری کشور آمریکا

$f_c = 21$	$F_y = 420$	$\rho = 0.01$
n (تعداد لایه)	$\lambda (\bar{R} / R_n)$	v
1	1286	0.0961
2	1.372	0.0989
3	1.434	0.1
4	1.461	0.101
5	1.485	0.102
6	1.508	0.103

$f_c = 35$	$F_y = 420$	$\rho = 0.01$
n (تعداد لایه)	λ	v
1	1.086	0.0715
2	1.161	0.0756
3	1.222	0.0782
4	1.28	0.0801
5	1.312	0.0816
6	1.328	0.0827

$f_c = 21$	$F_y = 420$	$\rho = 0.01$
$n=1$	λ	V
e/h= 0.1	1.291	0.0979
0.2	1.285	0.0934
0.3	1.282	0.0961
0.4	1.3	0.1
0.5	1.293	0.104
0.6	1.338	0.117
0.7	1.348	0.12
0.8	1.356	0.123
0.9	1.361	0.126
1	1.365	0.13

با استفاده از جداول نشان داده شده در این بخش و پیوست می‌توان در مورد ضریب اسمی و ضریب پراکندگی کشور آمریکا به نتایج زیر دست یافت. (موارد ذکر شده کلی و بدون در نظر گرفتن استثناهاست):

(۱) مقدار $\frac{\bar{R}}{R_n}$ یا همان ضریب اسمی (λ) ، در یک مقدار مشخص از F_y ، f_c و درصد آرماتور؛ با

افزایش تعداد لایه‌ها افزایش پیدا می‌کند. با افزایش تعداد لایه‌ها مقدار $\bar{R}$ و R_n هر دو افزایش پیدا می‌کند بنابراین مقدار ضریب اسمی افزایش پیدا می‌کند.

(۲) ضریب پراکندگی در یک مقدار مشخص از F_y ، f_c و درصد آرماتور؛ با افزایش تعداد لایه‌ها افزایش پیدا می‌کند. افزایش تعداد لایه‌ها باعث افزایش عدم قطعیت‌ها می‌شود و درصد خطا را زیاد می‌کند، بنابراین بدیهی است که با افزایش تعداد لایه‌ها ضریب پراکندگی افزایش پیدا کند.

(۳) مقدار ضریب اسمی با افزایش مقاومت بتن، کاهش پیدا می‌کند.

با افزایش مقاومت بتن مقدار مقاومت اسمی و مقدار میانگین مقاومت افزایش پیدا می‌کند، بنابراین انتظار می‌رود که مقدار ضریب اسمی افزایش پیدا کند. اما با بررسی‌های انجام شده در مقادیر به دست آمده برای صورت و مخرج، نشان از افزایش بیشتر مخرج نسبت به استفاده از مقاومت پایین‌تر بتن بود، بنابراین چون درصد افزایش مخرج بیشتر از صورت بود، مقدار ضریب اسمی با افزایش مقاومت بتن کاهش پیدا می‌کند.

(۴) مقدار ضریب پراکندگی با افزایش مقاومت بتن کاهش پیدا می‌کند.

هر چقدر که مقدار انحراف معیار کمتر باشد، در نتیجه میزان پراکندگی داده‌ها نسبت به مقدار میانگین کمتر است، پس در نتیجه می‌توان گفت که مقاومت‌هایی که به صورت تصادفی تولید شده‌اند، پراکندگی کمتری نسبت به میانگین دارند در نتیجه مقدار انحراف معیار کلی، کم می‌شود و از طرف دیگر با افزایش مقدار ضریب اسمی، در نهایت می‌توان گفت که مقدار ضریب پراکندگی کم می‌شود.

- (۵) با ثابت نگه داشتن تمام مشخصات به غیر از درصد آرماتور، همانطور که در جداول مشخص است، با افزایش درصد آرماتور مقدار ضریب اسمی و ضریب پراکندگی کاهش پیدا می‌کند.
- (۶) با کاهش تنش تسلیم آرماتورها، ضرایب اسمی و پراکندگی افزایش می‌یابد.
- با افزایش میزان تنش تسلیم، مخرج ضریب اسمی افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند بنابراین مقدار ضریب اسمی، با کاهش تنش تسلیم افزایش پیدا می‌کند.
- (۷) با افزایش خروج از مرکزیت مقدار ضریب اسمی و ضریب پراکندگی هر دو افزایش پیدا می‌کند.
- (۸) جهت بررسی آیین‌نامه‌ها و شرایط آماری ایران، ۴ مرحله‌ای که در ابتدا این بخش به آن اشاره شد مورد استفاده قرار گرفت، تنها با این تفاوت که مقدار مقاومت به دست آمده از تولید تصادفی بر مقدار اسمی آن تقسیم نشد و فقط مقدار میانگین و ضریب پراکندگی برای مقاومت‌های تصادفی به دست آمد و مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی همراه با ضرایب کاهش مقاومت نیز محاسبه شد. که نحوه استفاده از این اعداد در فصل بعد در بخش توابع حالت حدی شرح داده می‌شود. در ادامه نمونه‌ای از این جداول آورده شده است.

جدول (۵-۳۰): نمونه‌ای از نتایج مقاومت مربوط به کشور ایران، تحت نیروی محوری

$f_c = 21.4 \text{ MPa}$	متوسط منفی	$F_y = 408.2 \text{ MPa}$	$\rho = 0.01$
n	P_u	$P(\bar{R})$	v
1	1202	2138.03	0.0953
2	1253.872	2876.478	0.0979
3	1305.741	3614.92	0.107
4	1357.61	4353.38	0.113
5	1409.479	5091.827	0.117
6	1461.348	5830.277	0.121

جدول (۵-۳۱): نمونه‌ای از نتایج مقاومت برای کشور ایران، تحت نیروی محوری و لنگر خمشی

$f_c = 32.1 \text{ MPa}$	متوسط مثبت	$F_y = 408.2 \text{ MPa}$	$\rho = 0.01$	
n	$P(\bar{R})$	v	P_u	M_u
1	1273616.234	0.146	1245859.573	144562793.5
2	1383477.695	0.145	1245859.573	144562793.5
3	1483064.477	0.143	1245859.573	144562793.5
4	1575763.307	0.141	1245859.573	144562793.5
5	1698107.604	0.14	1299589.501	146678259.1
6	1822143.892	0.139	1357628.71	148891565.4

با استفاده از جداول نشان داده شده در این بخش و پیوست می‌توان در مورد ضریب اسمی و ضریب پراکندگی کشور ایران به نتایج زیر دست یافت. (موارد ذکر شده کلی و بدون در نظر گرفتن استثناهاست):

(۱) با افزایش تعداد لایه‌ها، مقدار نیروی محوری اسمی، نیروی محوری ضریب‌دار و ضریب پراکندگی افزایش پیدا می‌کند.

(۲) مقدار ضریب پراکندگی، با بهتر شدن شرایط ساخت بتن، کاهش پیدا می‌کند.

(۳) مقدار نیروی محوری با افزایش مقاومت بتن و با بهتر شدن شرایط ساخت افزایش پیدا می‌کند، اما در رابطه با ضریب پراکندگی، با افزایش مقاومت بتن، به دلیل اینکه انحراف معیار افزایش پیدا می‌کند، ضریب پراکندگی افزایش می‌یابد، اما در حالت شرایط ساخت متوسط نمی‌توان قضاوت صریحی در رابطه با ضریب پراکندگی کرد.

(۴) با افزایش درصد آرماتور، مقدار نیروی محوری و ضریب پراکندگی افزایش پیدا می‌کند.

(۵) با افزایش تنش تسلیم آرماتورها، مقدار ضریب اسمی افزایش می‌یابد اما در رابطه با ضریب پراکندگی به دلیل شرایط آماری یکسان تغییر چندانی صورت نمی‌گیرد.

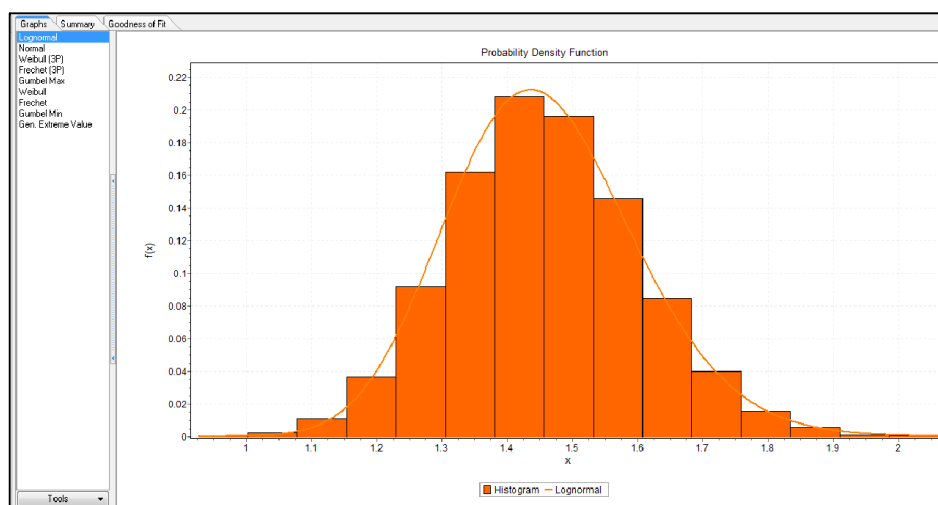
۵-۵ تابع توزیع مقاومت

در این بخش، نوع تابع توزیع $\frac{\bar{R}}{R_n}$ بررسی می‌شود. این امر بدان دلیل است که برای تعیین قابلیت

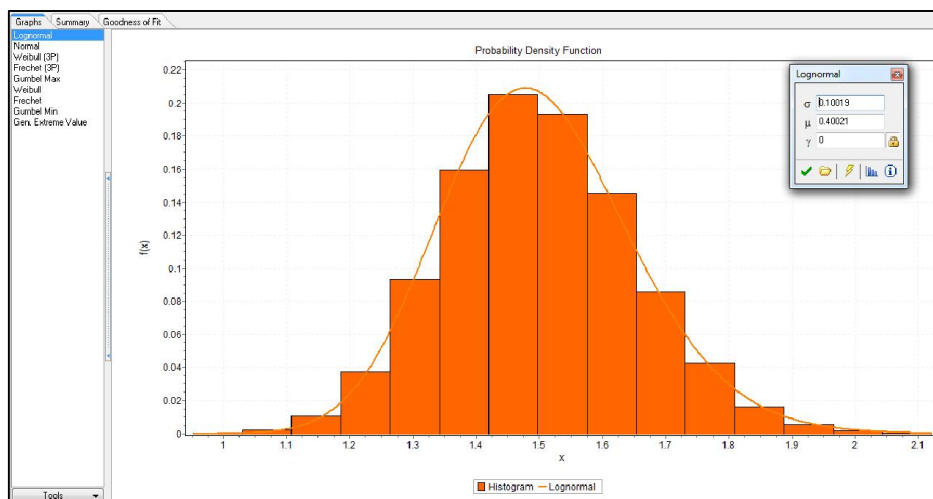
اعتماد به روش راکویتز-فیسler به نوع تابع توزیع دارای اهمیت بسزایی است.

همانطور که قبلاً گفته شد، روش‌های مختلفی مانند کلموگروف-اسمیرنوف، اندرسون-دارلینگ، کای اسکوار می‌توانند برای یافتن تابع توزیع منطبق بر داده‌های آماری کسب شده مورد استفاده قرار بگیرند. در این بخش نیز از نرم‌افزار آماری Easyfit جهت پیدا کردن بهترین توزیع استفاده شده است، که در آن هر سه آزمون فوق وجود دارند.

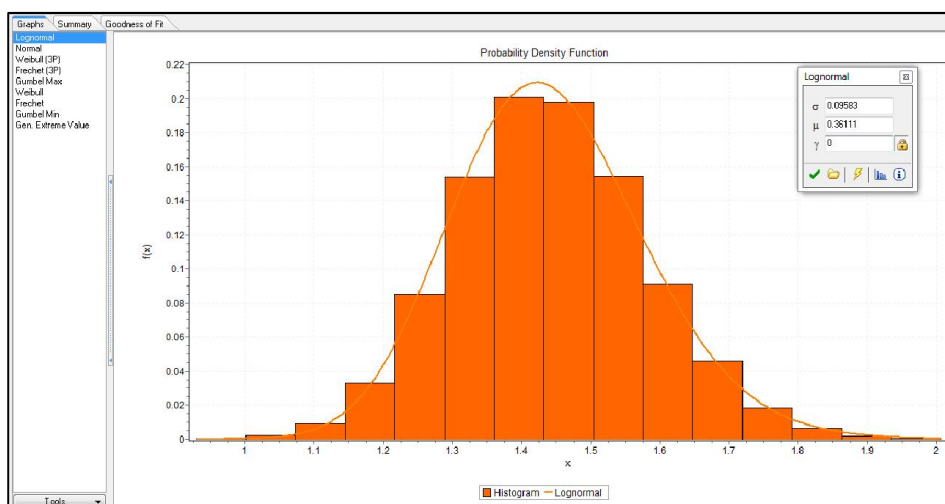
بررسی‌های انجام شده در نقاط مختلف و با متغیر در نظر گرفتن مقادیر مقاومت بتن، تنش تسلیم میلگرد، ابعاد هندسی، درصد آرماتور و تعداد لایه‌ها؛ نشان داد که توزیع نرمال و لگ‌نرمال برازش بهتری نسبت به سایر توزیع‌ها دارند. اما می‌توان گفت که بین دو توزیع منتخب نرم‌افزار، در تعداد قابل توجهی از موارد مورد بررسی، توزیع لگ‌نرمال برازش بهتری نسبت به توزیع نرمال داشت. بنابراین توزیع لگ‌نرمال برای پوشش مشخصات مقاومت تحت شرایط آماری کشور آمریکا و ایران انتخاب شد. در ادامه تعدادی از هیستوگرام‌ها همراه با توزیع مناسب آنها نشان داده شده است.



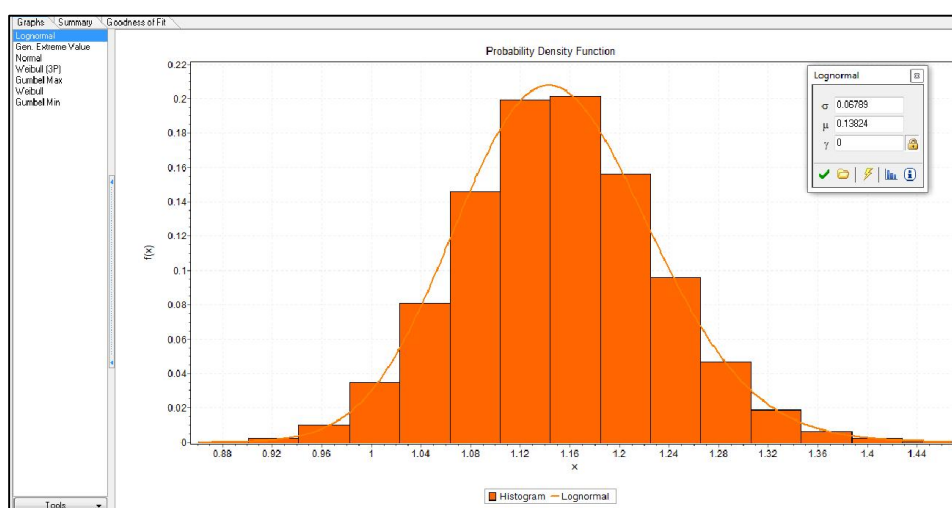
شکل (۵-۱۳): $f_c = 21$, $F_y = 420$, $\rho = 0.02$, $n = 2$ ، شرایط آماری کشور آمریکا



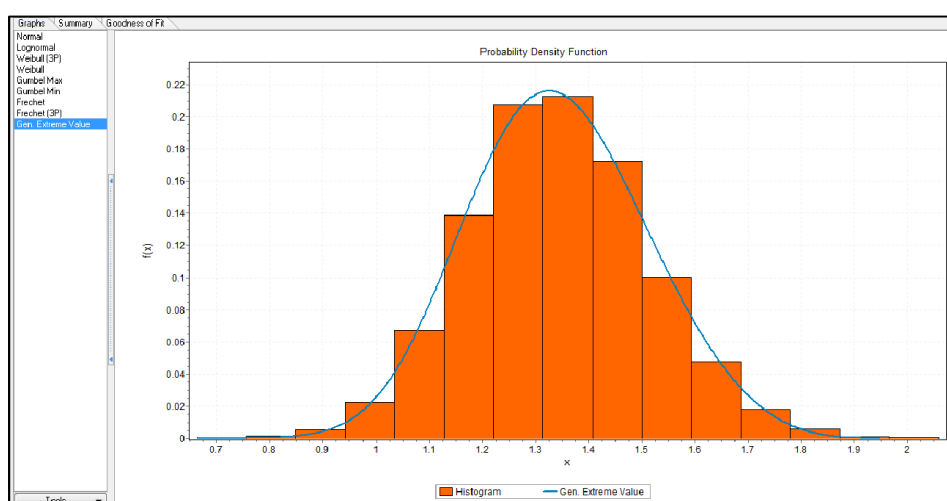
شکل (۵-۱۴): $f_c = 21$, $F_y = 420$, $\rho = 0.02$, $n = 5$ ، شرایط آماری کشور آمریکا



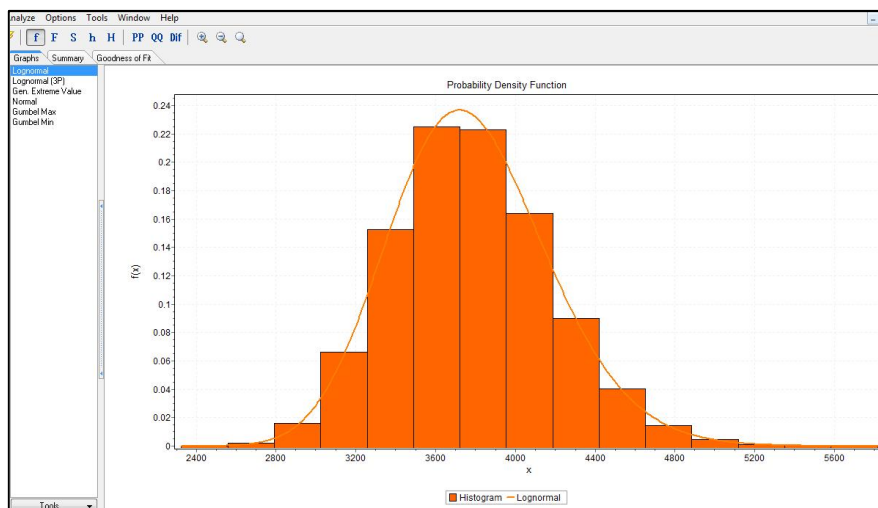
شکل (۵-۱۵): $n = 4$, $\rho = 0.03$, $F_y = 420$, $f_c = 21$, شرایط آماری کشور آمریکا



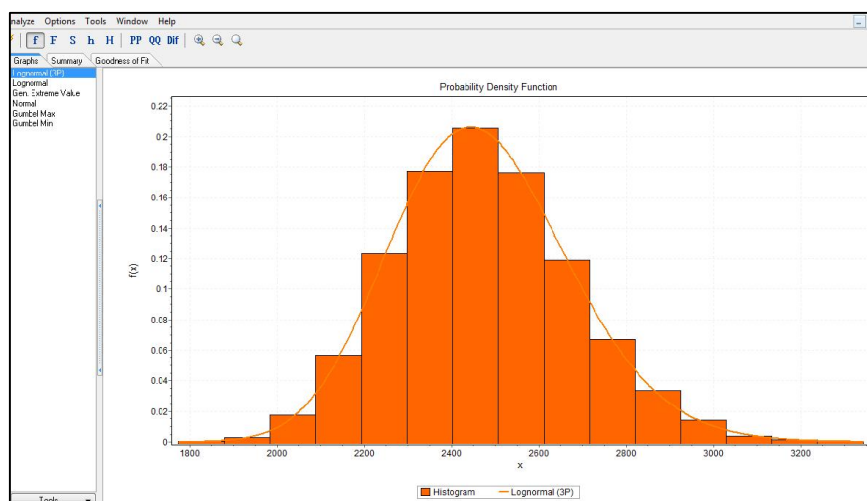
شکل (۵-۱۶): $n = 5$, $b = 700\text{mm}$, $h = 700\text{mm}$, $\rho = 0.03$, $F_y = 420$, $f_c = 35$, شرایط آماری کشور آمریکا



شکل (۵-۱۷): $n = 2$, $\rho = 0.02$, $F_y = 420$, $f_c = 28$, شرایط آماری کشور آمریکا



شکل (۵-۱۸): $n = 3$, $\rho = 0.03$, $F_y = 408.2$, $f_c = 21.4$ *medium*، شرایط آماری کشور ایران



شکل (۵-۱۹): $n = 1$, $\rho = 0.03$, $F_y = 408.2$, $f_c = 21.4$ *poor*، شرایط آماری کشور ایران

فصل ششم:

ارزیابی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح تقویت شده با FRP

۶-۱ مقدمه

هدف کلی آیین نامه‌های طراحی این است که مطمئن شویم سازه‌های مورد طراحی مطابق با شرایط آیین نامه از یک حداقل سطح ایمنی برخوردار خواهند بود. ممکن است برای برخی از رده‌های سازه‌ای موضوعات خاص‌تری اختصاص داده شود. سازمان‌های تدوین کننده آیین‌نامه باید برای سازه‌های تحت پوشش آیین‌نامه، معیارهای قابل قبولی را تعریف نمایند.

روشی که در توسعه‌ی اکثر آیین‌نامه‌های طراحی متکی بر ایمنی پذیرفته شده است این است که شاخص ایمنی هدف β_T را مشخص نمایند. شاخص ایمنی هدف را می‌توان برای یک دسته از سازه‌ها، اجزاء سازه‌ای و یا حالات حدی تعیین نمود. مقدار این شاخص به زمان بستگی دارد. عموماً شاخص ایمنی برای یک سازه یا یک المان با زمان تقلیل می‌یابد.

بررسی آیین‌نامه‌های متکی بر ایمنی و تعیین میزان نزدیکی آنها به شاخص ایمنی هدف از طریق علم تئوری قابلیت اعتماد ممکن است. در فصل‌های قبل مقدمات مورد نیاز جهت ارزیابی آیین‌نامه‌های طراحی مورد استفاده با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد بیان شد. در این فصل گام نهایی، محاسبه شاخص ایمنی آیین‌نامه، با استفاده از مشخصات به دست آمده در فصل‌های قبل، انجام می‌شود [۶۰-۵].

۶-۲ توابع حالت حدی

حاشیه ایمنی Z برای هر المان از سازه می‌تواند به صورت $Z = R - Q$ تعریف شود، که در آن R ، مقاومت عضو و Q بار مؤثر بر عضو در طول عمر سازه است. مقدار $Z=0$ نشان دهنده سطح ایمنی و مجزا کننده ناحیه شکست ($Z < 0$)، و ناحیه ایمن ($Z > 0$) است.

معیار طراحی در آیین‌نامه‌ها به صورت زیر تعریف می‌شود:

مقاومت سازه $\leq$ بارهای مؤثر وارد به سازه

آیین‌نامه‌های بتن معمولاً براساس روش مقاومت نهایی یا حالت حدی هستند. اساس این دو روش کاهش ظرفیت براساس ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار با استفاده از ضرایب افزایشدهنده است. فاکتور مقاومت در رابطه فوق به یکی از دو روش زیر بیان می‌شود:

$$FactorResistance = \phi R_n(f_y, f'_c \dots) \quad (۱-۶)$$

$$FactorResistance = R_n(\phi_s f_y, \phi_c f'_c \dots) \quad (۲-۶)$$

که در آنها، R_n مقاومت اسمی، محاسبه شده براساس فرمول‌های تئوری با ضریب واحد و ϕ ضریب کاهش مقاومت است. آیین‌نامه آمریکا از شکل اول روابط فوق استفاده می‌کند و آیین‌نامه‌های کانادا و ایران از شکل دوم استفاده می‌کنند. براساس تفاوت در شکل آیین‌نامه‌های سازه‌های بتن‌آرمه، توابع حالت حدی برای هر دو شکل از آیین‌نامه‌ها متفاوت است.

۶-۲-۱ توابع حالت حدی کشور آمریکا [۶۱]

- تابع حالت حدی اعضا تحت اثر ترکیب بار مرده و بار زنده:

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D) و بار زنده (L) قرار گرفته باشد و Q_D ، نیروی ناشی از بار مرده و Q_L نیروی ناشی از بار زنده در عضو دلخواهی از ساختمان باشند. در این حالت رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{D_n} + \gamma_L Q_{L_n} \quad (۳-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر ϕQ_{D_n} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \quad (۴-۶)$$

از طرفی برای این اعضا می‌توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار بست:

$$R - Q_D - Q_L = 0 \quad (۵-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R}{Q_{D_n}} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_L}{Q_{D_n}} = 0 \quad (۶-۶)$$

با ضرب $\frac{R}{R_n}$ در جمله اول و $\frac{Q_{L_n}}{Q_{L_n}}$ در جمله سوم رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۷-۶)$$

با استفاده از رابطه (۴-۶) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۸-۶)$$

با صرف نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضا با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که $Q_{D_n} = \alpha D_n$

پس $Q_D = \alpha D$ خواهد بود در نتیجه داریم:

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad (۹-۶)$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \quad \& \quad \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad (۱۰-۶)$$

بنابراین رابطه (۸-۶) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad (۱۱-۶)$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده و $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار زنده

بنامیم، رابطه حالت حدی تحت این ترکیب بار به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot X_R - X_D - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad (۱۲-۶)$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می‌باشند دارای میانگینی برابر ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می‌شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب جزئی ایمنی به نسبت $\frac{L_n}{D_n}$ نیز وابسته می‌باشد.

• تابع حالت حدی تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار زنده، بار برف)

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D)، بار زنده (L) و بار برف (S) قرار گرفته و Q_D نیروی ناشی از بار مرده؛ Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده و Q_S ، نیروی ناشی از بار برف باشد. در این حالت رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{D_n} + \gamma_S Q_{S_n} + \gamma_L Q_{L_n} \quad (۱۳-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \quad (۱۴-۶)$$

از طرفی برای این اعضا می‌توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار بست:

$$R - Q_D - Q_S - Q_L = 0 \quad (۱۵-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R}{Q_{D_n}} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_S}{Q_{D_n}} - \frac{Q_L}{Q_{D_n}} = 0 \quad (۱۶-۶)$$

با ضرب $\frac{R}{R_n}$ در جمله اول، $\frac{Q_{S_n}}{Q_{S_n}}$ در جمله دوم و $\frac{Q_{L_n}}{Q_{L_n}}$ در جمله سوم رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۱۷-۶)$$

با استفاده از رابطه (۱۴-۶) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۱۸-۶)$$

با صرف نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضا با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که $Q_{D_n} = \alpha D_n$ پس $Q_D = \alpha D$ خواهد بود در نتیجه داریم:

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad (۱۹-۶)$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} = \frac{S_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_S}{Q_{S_n}} = \frac{S}{S_n} \quad \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \quad \& \quad \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad (۲۰-۶)$$

بنابراین رابطه (۱۸-۶) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad (۲۱-۶)$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده، $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار زنده

و $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر بار برف بنامیم، رابطه حالت حدی تحت این ترکیب بار به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot X_R - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad (۲۲-۶)$$

• تابع حالت حدی تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار زنده، بار برف، بار باد)

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D)، بار زنده (L)، بار برف (S)، بار باد (W) قرار

گرفته و Q_D نیروی ناشی از بار مرده و Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده، Q_S ، نیروی ناشی از بار برف، Q_W

نیروی ناشی از بار باد باشد. در این حالت رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{D_n} + \gamma_W Q_{W_n} + \gamma_S Q_{S_n} + \gamma_L Q_{L_n} \quad (۲۳-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \quad (۲۴-۶)$$

از طرفی برای این اعضا می‌توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار

بست:

$$R - Q_D - Q_W - Q_S - Q_L = 0 \quad (۲۵-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R}{Q_{D_n}} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_W}{Q_{D_n}} - \frac{Q_S}{Q_{D_n}} - \frac{Q_L}{Q_{D_n}} = 0 \quad (۲۶-۶)$$

با ضرب $\frac{R}{R_n}$ در جمله اول، $\frac{Q_{W_n}}{Q_{W_n}}$ در جمله دوم، $\frac{Q_{S_n}}{Q_{S_n}}$ در جمله سوم و $\frac{Q_{L_n}}{Q_{L_n}}$ در جمله چهارم رابطه فوق

خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_W}{Q_{W_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۲۷-۶)$$

با استفاده از رابطه (۲۴-۶) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_W}{Q_{W_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۲۸-۶)$$

با صرف نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضا با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که $Q_{D_n} = \alpha D_n$

پس $Q_D = \alpha D$ خواهد بود در نتیجه داریم:

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad (۲۹-۶)$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} = \frac{W_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_W}{Q_{W_n}} = \frac{W}{W_n} \quad \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} = \frac{S_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_S}{Q_{S_n}} = \frac{S}{S_n} \quad \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \quad (۳۰-۶)$$

بنابراین رابطه (۲۸-۶) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{W_n}{D_n} \cdot \frac{W}{W_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad (۳۱-۶)$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده، $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار زنده

و $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر بار برف و $X_W = \frac{W}{W_n}$ را متغیر بار باد بنامیم، رابطه حالت حدی تحت این ترکیب

بار به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}}\right) \cdot X_R - X_D - \frac{W_n}{D_n} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad (۳۲-۶)$$

• تابع حالت حدی تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار برف، بار زنده، بار زلزله)

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D)، بار زنده (L)، بار برف (S)، بار باد (E) قرار گرفته و Q_D نیروی ناشی از بار مرده و Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده، Q_S ، نیروی ناشی از بار برف، Q_E نیروی ناشی از بار زلزله باشد. در این حالت رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{D_n} + \gamma_E Q_{E_n} + \gamma_S Q_{S_n} + \gamma_L Q_{L_n} \quad (۳۳-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_E}{\phi} \cdot \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \quad (۳۴-۶)$$

از طرفی برای این اعضا می‌توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار بست:

$$R - Q_D - Q_E - Q_S - Q_L = 0 \quad (۳۵-۶)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R}{Q_{D_n}} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_E}{Q_{D_n}} - \frac{Q_S}{Q_{D_n}} - \frac{Q_L}{Q_{D_n}} = 0 \quad (۳۶-۶)$$

با ضرب $\frac{R}{R_n}$ در جمله اول، $\frac{Q_{E_n}}{Q_{E_n}}$ در جمله دوم، $\frac{Q_{S_n}}{Q_{S_n}}$ در جمله سوم و $\frac{Q_{L_n}}{Q_{L_n}}$ در جمله چهارم رابطه فوق

خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_E}{Q_{E_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۳۷-۶)$$

با استفاده از رابطه (۳۴-۶) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_E}{\phi} \cdot \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}}\right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_E}{Q_{E_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad (۳۸-۶)$$

با صرف نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضا با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که $Q_{D_n} = \alpha D_n$

پس $Q_D = \alpha D$ خواهد بود در نتیجه داریم:

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad (۳۹-۶)$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} = \frac{E_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_E}{Q_{E_n}} = \frac{E}{E_n} \quad \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} = \frac{S_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_S}{Q_{S_n}} = \frac{S}{S_n} \quad \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \quad \& \quad \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad (۴۰-۶)$$

بنابراین رابطه (۳۸-۶) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_E}{\phi} \cdot \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{E_n}{D_n} \cdot \frac{E}{E_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad (۴۱-۶)$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده، $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار زنده

و $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر بار برف و $X_E = \frac{E}{E_n}$ را متغیر بار باد بنامیم، رابطه حالت حدی تحت این ترکیب

بار به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_E}{\phi} \cdot \frac{Q_{E_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \right) \cdot X_R - X_D - \frac{E_n}{D_n} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad (۴۲-۶)$$

۲-۲-۶ توابع حالت حدی کشور ایران

به دلیل استفاده آیین‌نامه ایران از ضرایب جزئی کاهش مقاومت امکان استفاده از توابع حالت حدی

فوق وجود ندارد. همانطور که در توابع فوق نیز مشاهده کردید مقدار مقاومت تنها در یک ضریب

کاهشی ضرب می‌شود، اما در آیین‌نامه ایران دو ضریب کاهشی برای بتن و فولاد وجود دارد. به دلیل

مشابه بودن آیین‌نامه بتن ایران با آیین‌نامه بتن کانادا از تابع حالت حدی موجود برای آیین‌نامه کانادا

استفاده می‌شود. لازم به ذکر است که این تابع قابلیت استفاده برای آیین‌نامه آمریکا را نیز دارد.

الینگوود در سال ۱۹۸۷ تابع حالت حدی زیر را برای ترکیب بار ثقیلی و برای ستون‌های بتن مسلح

ارائه داد:

$$g(x) = \left[p^2 + \left(\frac{p.e}{h} \right)^2 \right]^{1/2} - \left\{ (D+L)^2 + \left[\frac{(D+L)e}{h} \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (43-6)$$

امروزه نیز از این تابع حالت حدی برای تعیین شاخص ایمنی ستون‌های بتن‌آرمه در ترکیب بارهای مختلف استفاده می‌شود. هانگ و زئو^۱ در سال ۱۹۹۹ برای بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه براساس آیین‌نامه کانادا از همین فرمول استفاده کردند و در سال ۲۰۱۱ از همین فرمول به شکل زیر جهت بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP تحت ترکیب بارمرده، زنده، باد؛ استفاده کردند:

$$g(x) = \sqrt{P_R^2 + \left(\frac{M_R}{h} \right)^2} - \sqrt{(D_n + L_n + W_n)^2 + \left(\frac{M_{D_n} + M_{L_n} + M_{W_n}}{h} \right)^2} \quad (44-6)$$

در رابطه فوق بارها و لنگرها در حالت اسمی قرار دارند و مقدار آنها به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$D_n = \frac{P_u}{(\gamma_D + \gamma_L \cdot \frac{L_n}{D_n} + \gamma_w \cdot \frac{W_n}{D_n})} \quad (45-6)$$

$$M_{D_n} = \frac{M_u}{(\gamma_D + \gamma_L \cdot \frac{L_n}{D_n} + \gamma_w \cdot \frac{W_n}{D_n})} \quad (46-6)$$

برای سایر بارها نیز همانند روابط فوق عمل می‌کنیم [۸].

۳-۶ شاخص قابلیت اعتماد هدف

شاخص ایمنی هدف را می‌توان برای یک دسته از سازه‌ها و یا حالات حدی تعیین نمود. مقدار این شاخص ایمنی به دوره عمر طراحی سازه بستگی دارد. مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف براساس نوع شکست مورد انتظار و اقتصاد تعیین می‌شود.

آیین‌نامه ACI440.2R-08 مقدار شاخص قابلیت اعتماد ۳٫۵ را تعیین می‌کند که به نظر می‌آید میزان تعیین شده فقط برای ترکیب بارهای ثقلی باشد. براساس مطالعات انجام شده توسط الینگوود در سال ۱۹۸۷، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف تحت ترکیب بارهای ثقلی برابر ۳، برای ترکیب بارهایی که

بار باد در آنها وجود دارد ۲,۵ و برای ترکیب بارهایی که بار زلزله در آنها وجود دارد مقدار ۱,۷۵ به دست آمده است [۳۸-۴۶].

۴-۶ تعیین شاخص قابلیت اعتماد

برنامه تعیین قابلیت اعتماد بر مبنای تحلیل احتمالاتی به روش راکویتز-فیسلر برای آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا نوشته شد و در این بخش مورد استفاده قرار گرفت. این برنامه که به زبان ویژوال بیسیک نوشته شد ابتدا با مثالی از کتاب قابلیت اعتماد سازه‌ها کنترل شد و سپس مورد استفاده قرار گرفت. در این بخش ابتدا مثال کتاب همراه با جواب‌های برنامه آورده شده و سپس مراحل تعیین شاخص قابلیت اعتماد آیین‌نامه آورده شده است:

مثال: تابع حالت حدی زیر را در نظر بگیرید:

$$Y = R - Q$$

که در آن R دارای توزیع لگ نرمال با میانگین ۲۰۰ و انحراف معیار ۲۰، Q دارای توزیع حدی نوع I، با مقدار میانگین ۱۰۰ و انحراف معیار ۱۲ می‌باشد. با استفاده از روش راکویتز-فیسلر مقدار شاخص β را تعیین کنید.

تمام مراحل روش راکویتز-فیسلر همانطور که در فصل ۲ شرح داده شد، در کتاب نوشته شده و مقدار پارامترهای هر مرحله آورده شده است. اما ما در اینجا فقط جدول نهایی کتاب و همینطور جواب‌های گرفته شده از برنامه را آوردیم:

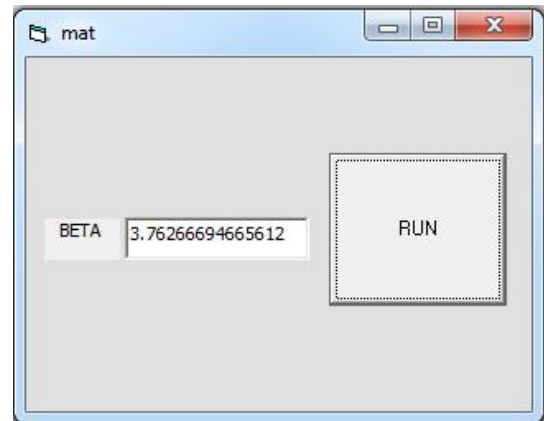
	Iteration number		
	1	2	3
r^*	150	166	168
q^*	150	166	168
$\downarrow$			
β	3.78	3.76	3.76
$\downarrow$			
r^*	166	168	168
q^*	166	168	168

جدول نهایی کتاب

جدول بدست آمده از برنامه:

متغیر X_1 ، نشان دهنده R و متغیر X_2 نشان دهنده Q است.

X1=150
X2=150
x1=166.405258237473
x2=166.405258237473
B=3.77614982510864
x1=168.398023580788
x2=168.398023580788
B=3.76282030351656
x1=168.490323657254
x2=168.490323657254
B=3.76266694665612



دو روش کلی که به طور معمول در کالیبراسیون کدها و تحلیل‌های بهبود کدها برای بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن مسلح استفاده می‌شوند، می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند.

در روش نخست، بار ضریب‌دار نهایی داده می‌شود و عضو سازه‌ای مطابق آن طراحی می‌شود.

در روش دوم، مشخصات عضو سازه‌ای واقعی داده می‌شود و تأثیرات بار مساوی مقاومت طراحی در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب با دانستن نسبت بارهای بدون ضریب می‌توان مقادیر هر یک را به دست آورد. در این پایان نامه روش دوم در ادامه مورد استفاده قرار گرفته است.

گام‌های اساسی در برنامه‌های کامپیوتری نوشته شده به شرح زیر هستند:

(۱) ورود مشخصات ثابت و پارامترهای آماری مقطع، ابعاد هندسی مقطع و نسبت بارها، پارامترهای معین و مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم فولاد، تعداد لایه‌ها، سطح مقطع آرماتورها، پارامترهایی تصادفی در نظر گرفته شدند.

(۲) تعیین مقاومت اسمی و مقاومت طراحی مقطع با توجه به ضرایب کاهش مقاومت آیین‌نامه‌های مربوط.

(۳) محاسبه بارها، با مساوی قرار دادن مقاومت طراحی با مجموع بارهای ضریب‌دار و با استفاده از نسبت بارها در ورودی برنامه، قادر به تعیین بارها به صورت اسمی هستیم.

۴) تولید تصادفی پارامترهای آماری مقطع و بارها با استفاده از روش آنالیز مونت کارلوی مستقیم.

۵) شبیه‌سازی مقاومت ستون و تعیین میانگین و انحراف معیار مقاومت ستون و بارها با استفاده از مقادیر تصادفی گام ۴ به روش مونت کارلوی مستقیم.

۶) تعیین شاخص قابلیت اعتماد با استفاده از تابع حاشیه حدی تعریف شده و میانگین و انحراف معیار مقاومت و بارها به روش راکویتز- فیسلر.

اما ترکیبات باری که مورد بررسی قرار گرفتند به شرح زیر هستند:

ترکیبات بار آیین‌نامه ACI318-05

$$\begin{aligned}U &= 1.4D \\U &= 1.2D + 1.6L + 0.5S \\U &= 1.2D + 1.6S + (1.0L \text{ or } 0.8W) \\U &= 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5S \\U &= 1.2D + 1.4E + 1.0L + 0.2S \\U &= 0.9D + 1.6W \\U &= 0.9D + 1.4E\end{aligned}$$

همانطور که در فصل سوم نیز گفته شد، ترکیبات بار آیین‌نامه ACI از سال ۲۰۰۲ تغییرات محسوسی نسبت به سال ۱۹۹۹ داشت. به همین دلیل در بعضی از مراجع به جای استفاده از ترکیب بارهای فوق از ترکیبات ساده‌سازی شده (حذف بار برف) استفاده می‌کنند. این ترکیبات به شرح زیر هستند [۲۵]:

$$\begin{aligned}U &= 1.4D \\U &= 1.2D + 1.6L \\U &= 1.2D + 1.6L + 0.8W \\U &= 1.2D + 1.6W + 1.0L \\U &= 1.2D + 1.4E + 1.0L \\U &= 0.9D + 1.6W \\U &= 0.9D + 1.4E\end{aligned}$$

ما در این پایان‌نامه هر دو دسته ترکیب بار را مورد بررسی قرار دادیم و همینطور به دلیل تفاوت زیاد ترکیبات بار، ترکیبات بار آیین‌نامه ACI318-99 را نیز مورد بررسی قرار دادیم تا میزان تفاوت شاخص قابلیت اعتماد را بین دو آیین‌نامه بررسی کنیم.

ترکیبات بار ACI318-99:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 0.75[1.4D + 1.7L] + 1.6W$$

$$U = 0.75[1.4D + 1.7L] + 1.4E$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.4E$$

ترکیبات بار آیین‌نامه ایران:

$$U = 1.25D + 1.5L$$

$$U = D + 1.2L + 1.2(E \text{ or } W)$$

$$U = 0.85D + 1.2(E \text{ or } W)$$

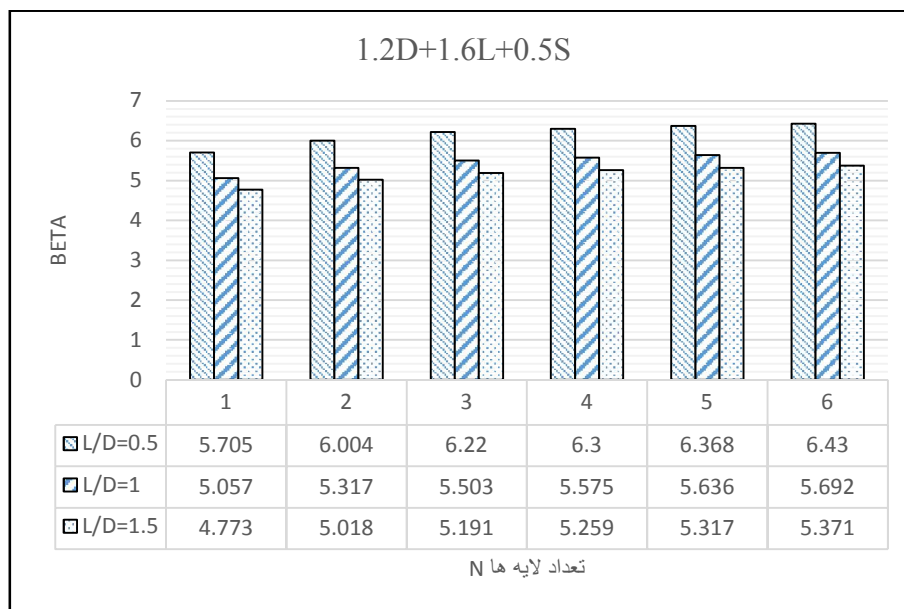
$$U = 1.2D + 1.5L + 1.5W$$

$$U = D + 1.2L + 0.84E$$

در ادامه تنها تعداد محدودی از نتایج آورده شده است.

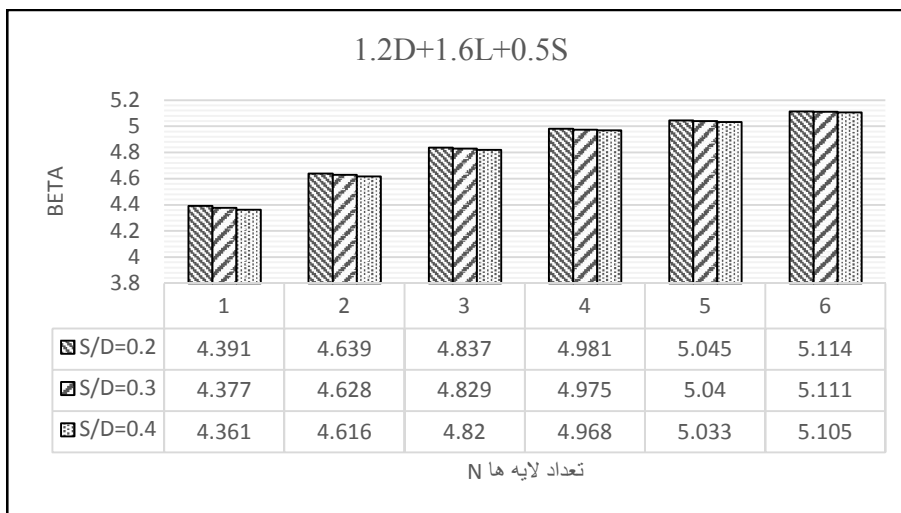
۶-۴-۱ بررسی آیین‌نامه آمریکا

ترکیب بار $U = 1.2D + 1.6L + 0.5S$

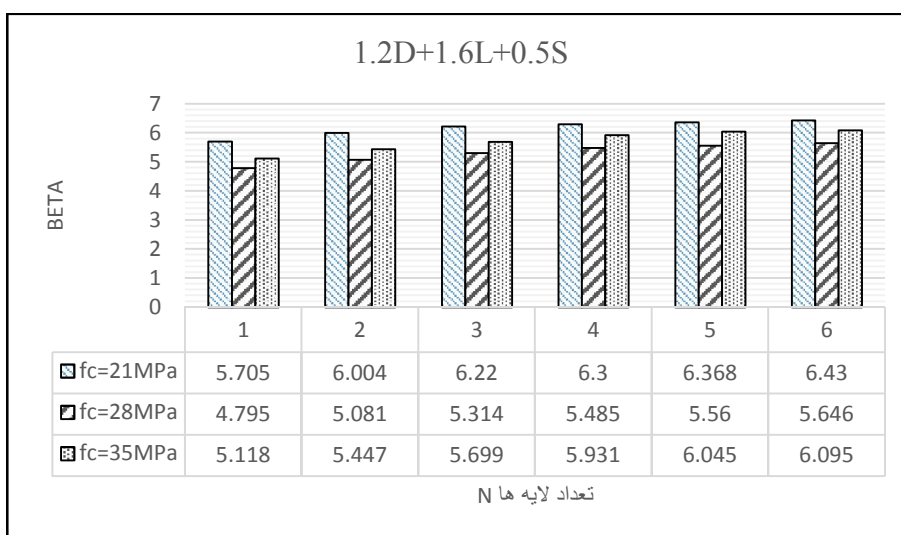


شکل (۶-۱): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بارگذاری و تعداد لایه‌ها

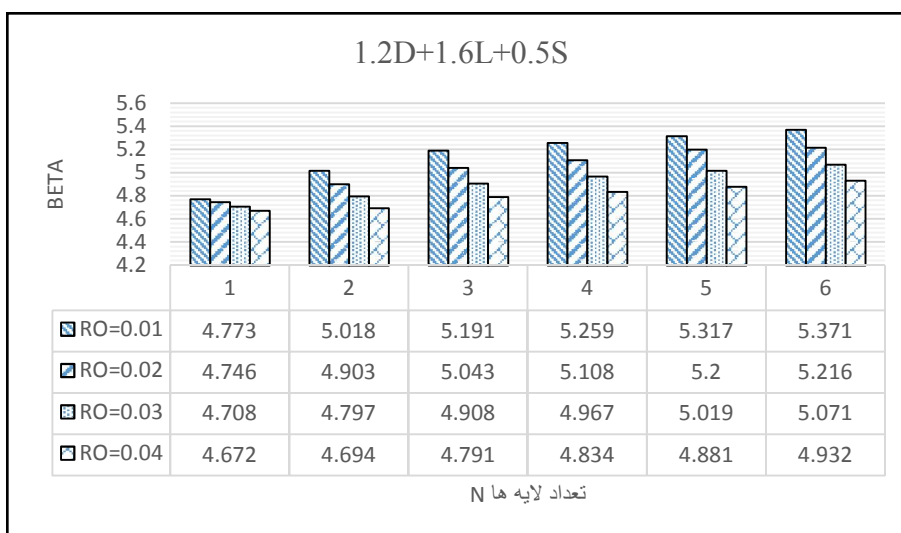
$$f_c = 21, F_y = 400, \rho = 0.01, S / D = 0.2$$



شکل (۶-۲): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با شرایط آماری $f_c = 28, F_y = 400, \rho = 0.01, L/D = 1$

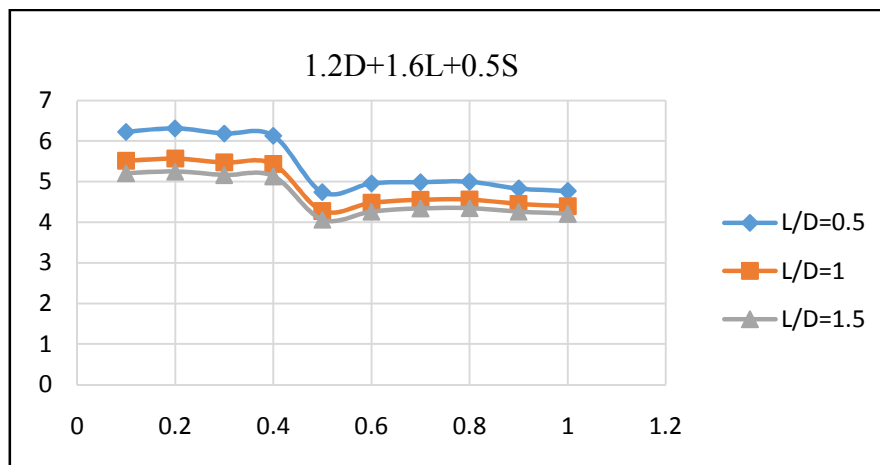


شکل (۶-۳): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن و نسبت $L/D = 0.5; S/D = 0.2$



شکل (۶-۴): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و نسبت

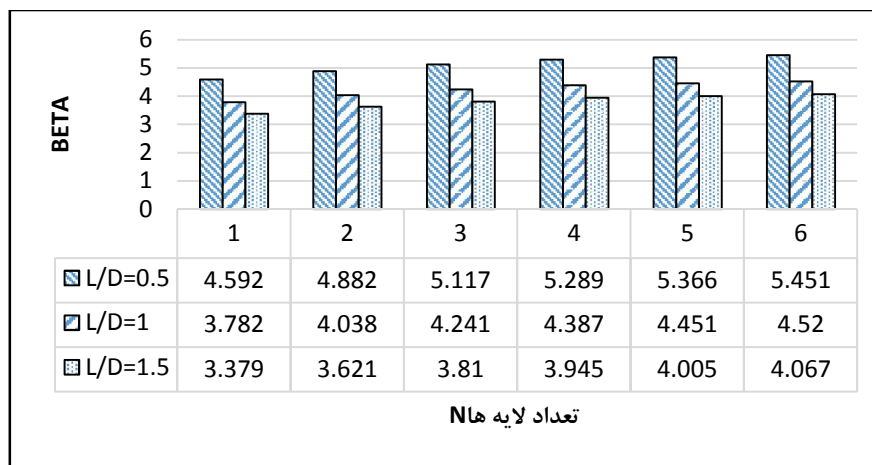
$$L/D = 1.5; S/D = 0.2, f_c = 21, F_y = 420$$



شکل (۵-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با خروج از مرکزیت و نسبت

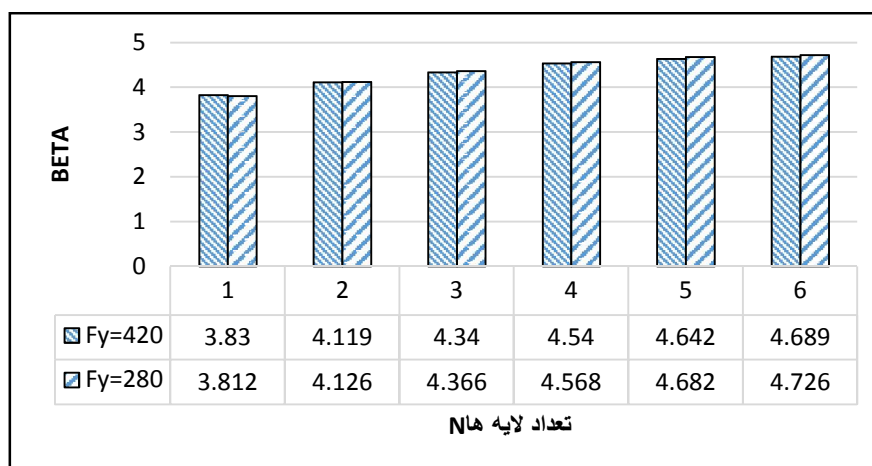
$$S/D = 0.2, f_c = 21, F_y = 420, n = 3$$

ترکیب بار $1.2D + 1.6S + 1.0L$



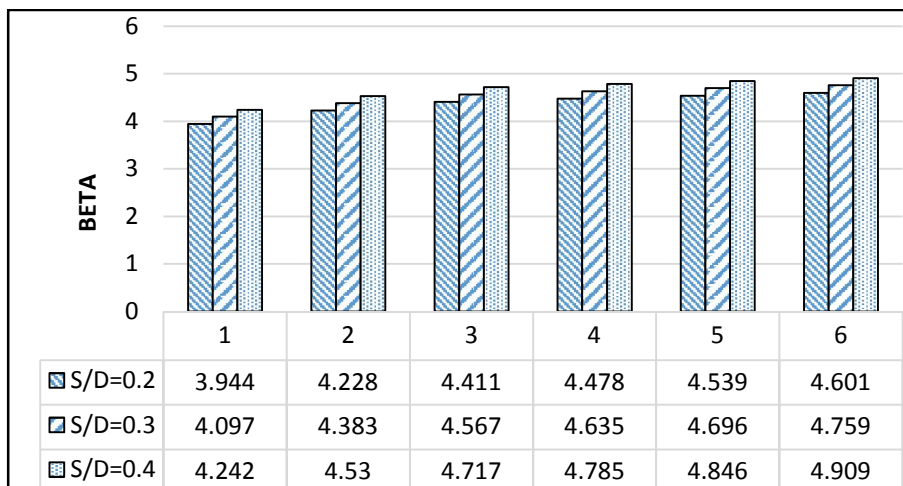
شکل (۶-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بارگذاری و تعداد لایه،

$$f_c = 28, F_y = 420, \rho = 0.01$$



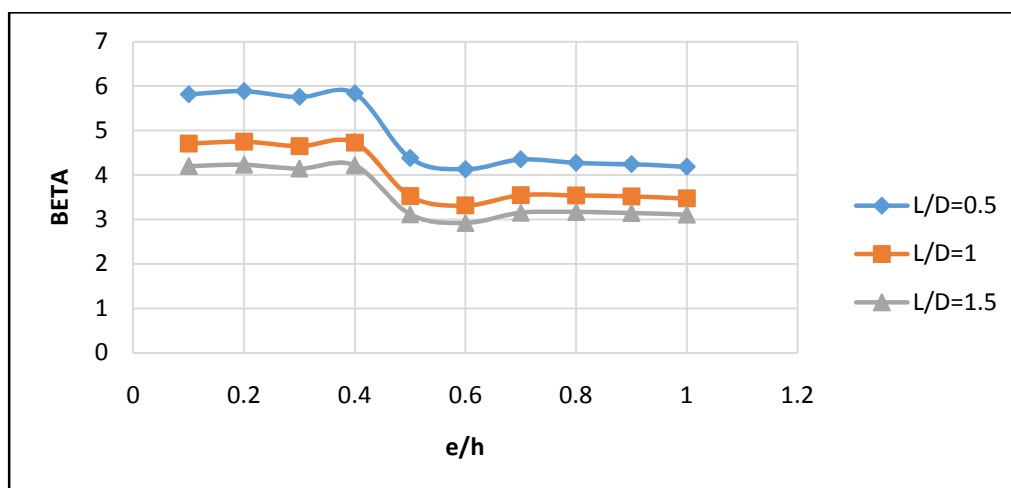
شکل (۷-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر تنش تسلیم میلگردها و تعداد لایه،

$$f_c = 35, \rho = 0.01, L/D = 1.0, S/D = 0.2$$



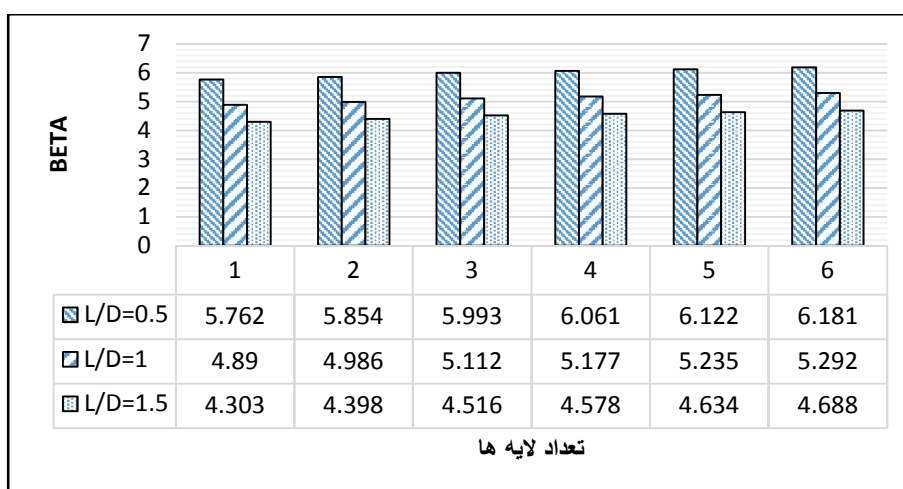
شکل (۸-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار برف به بار مرده و تعداد لایه،

$$f_c = 21, \rho = 0.01, L/D = 1.5$$



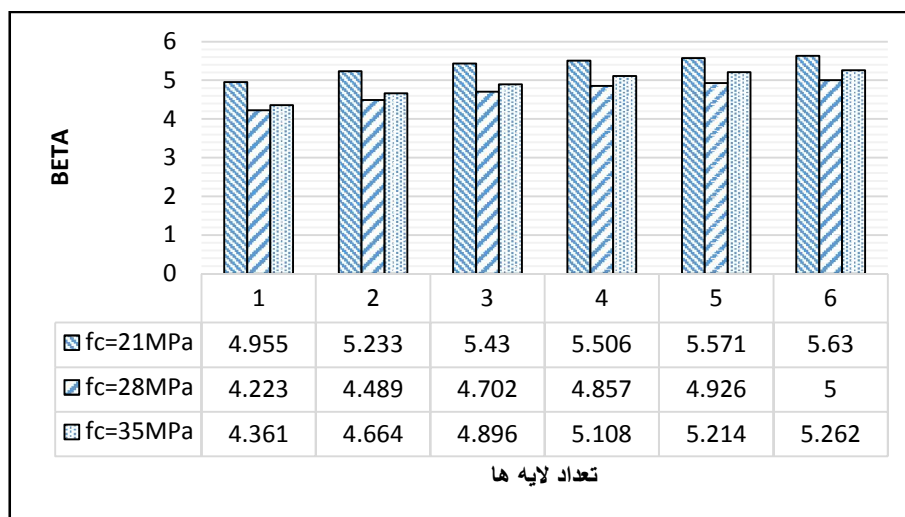
شکل (۹-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر خروج از مرکزیت، $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 2$

ترکیب بار $1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5S$:



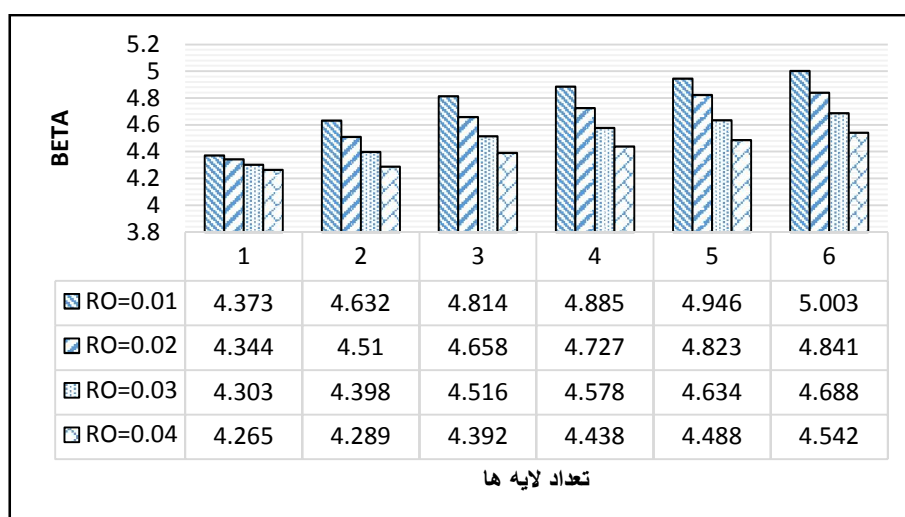
شکل (۱۰-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده به بار مرده و تعداد لایه،

$$f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.03$$

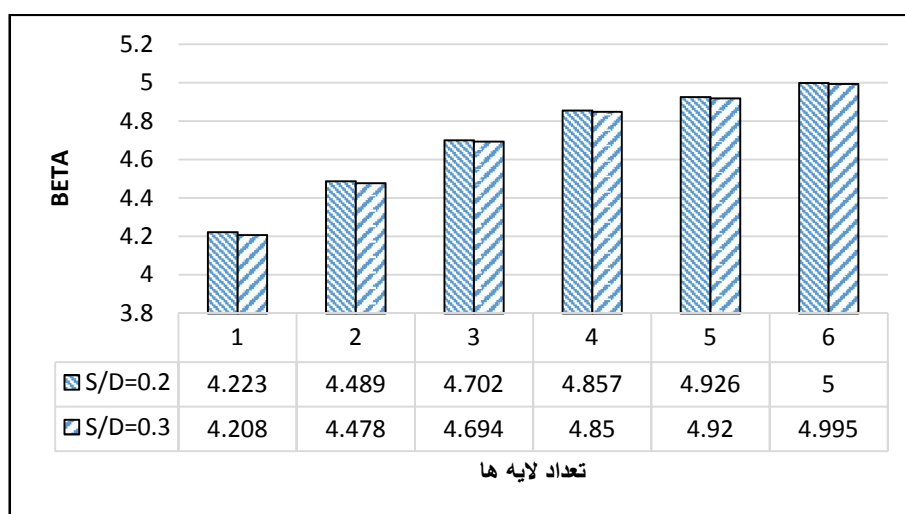


شکل (۶-۱۱): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت فشاری بتن و تعداد لایه،

$$L/D=0.5, S/D=0.2, \rho=0.01$$



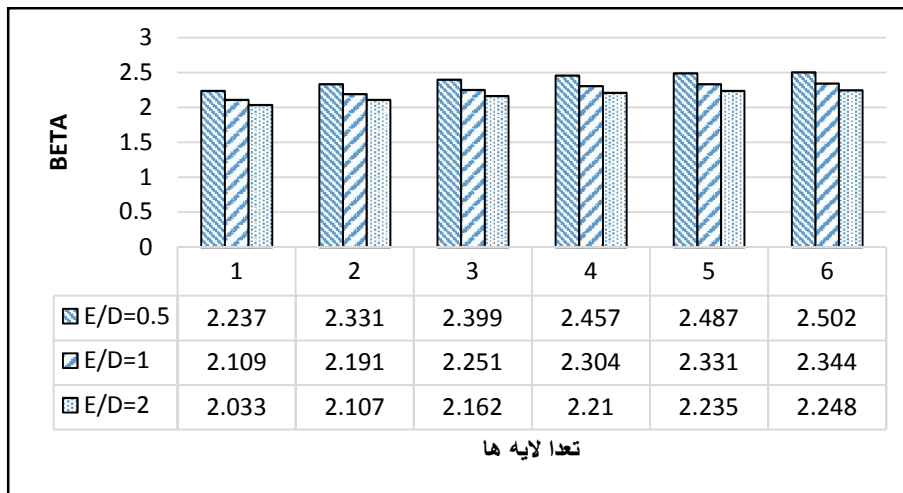
شکل (۶-۱۲): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایه، $f_c = 21, F_y = 420$



شکل (۶-۱۳): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار برف و تعداد لایه ها،

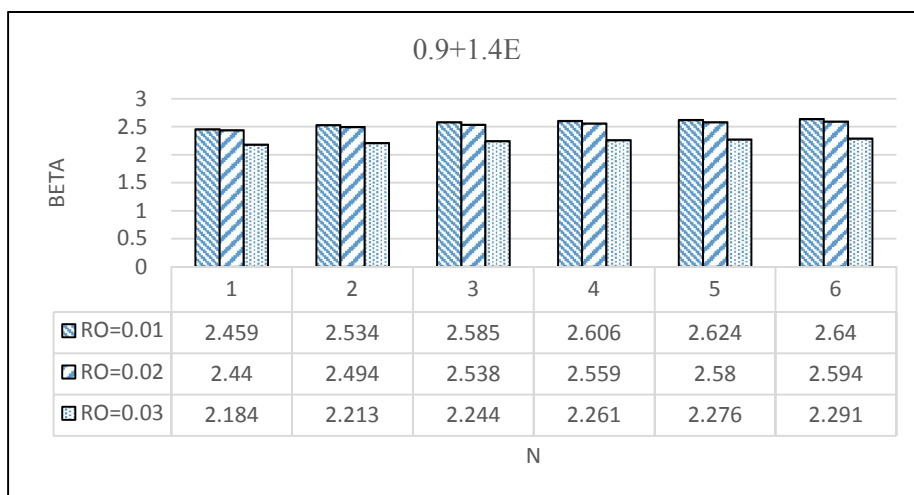
$$f_c = 28, F_y = 420, L/D = 1$$

ترکیب بار $0.9D + 1.4E$:



شکل (۶-۱۴): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زلزله و تعداد لایه ها،

$$f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01, E / D = 0.5$$



شکل (۶-۱۵): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایه ها،

$$F_y = 420, f_c = 21, E / D = 0.5$$

با توجه به مشابه بودن نتایج از بررسی سایر ترکیبات بار صرف نظر می کنیم ولی جداول مربوط به هر

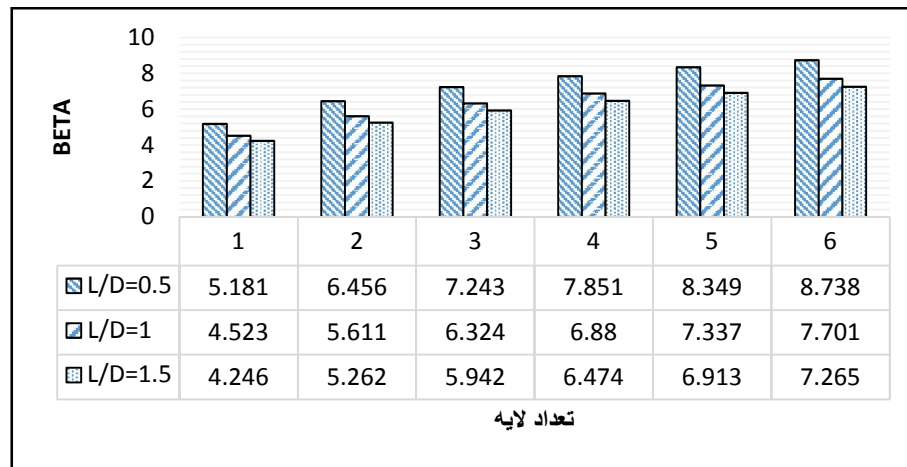
ترکیب بار در پیوست موجود است.

۶-۴-۲ بررسی آیین نامه ایران

به دلیل اینکه در نشریه ۳۴۵ فقط روابط مربوط به نیروی محوری آورده شده است در این بخش فقط

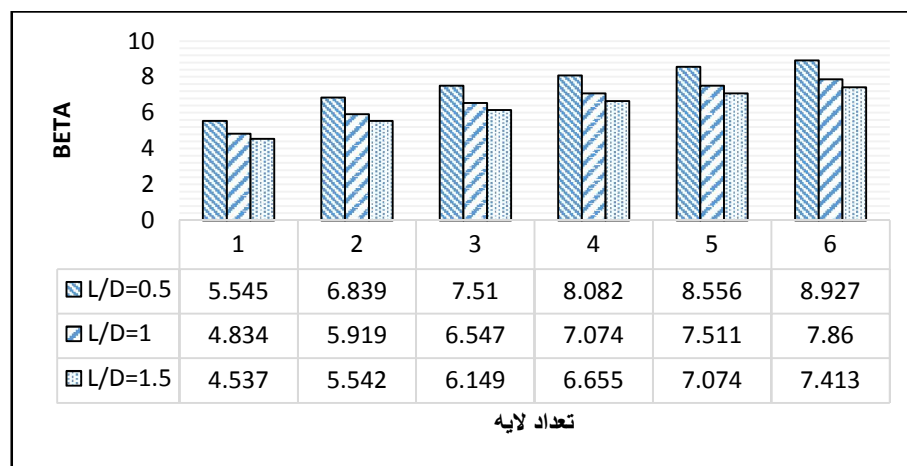
نتایج مربوط به این بخش آورده شده است و بررسی نتایج براساس شرایط آماری ایران و آیین نامه

آمریکا در بخش های بعدی مورد بررسی قرار گرفته است.



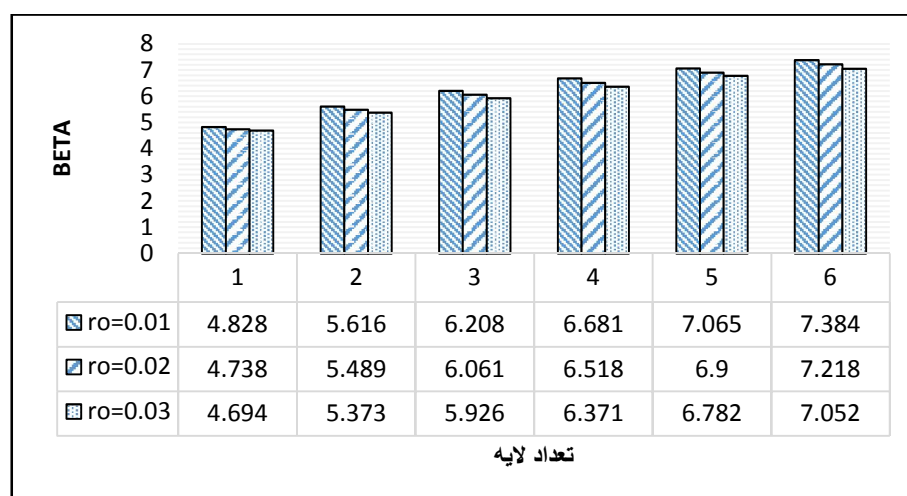
شکل (۶-۱۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده و تعداد لایه‌ها،

$$f_c = 21.4 \text{ poor}, F_y = 408.2, \rho = 0.01$$



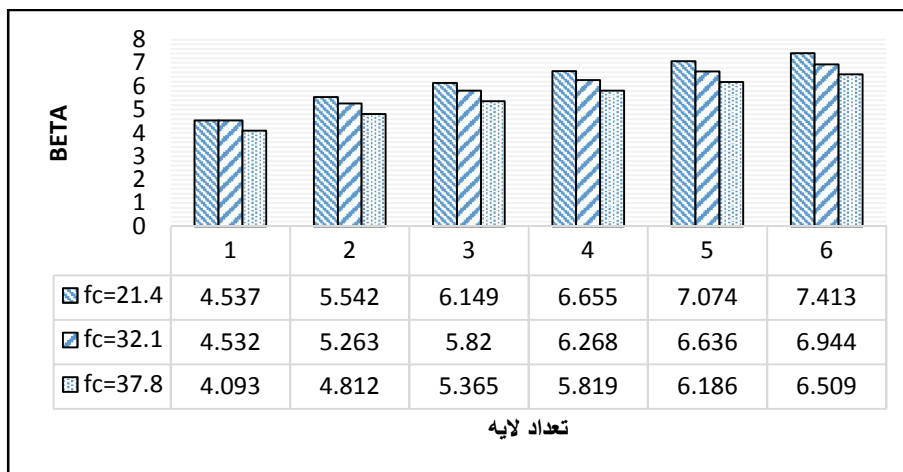
شکل (۶-۱۷): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار زنده و تعداد لایه‌ها،

$$f_c = 21.4 \text{ medium}, F_y = 408.2, \rho = 0.01$$



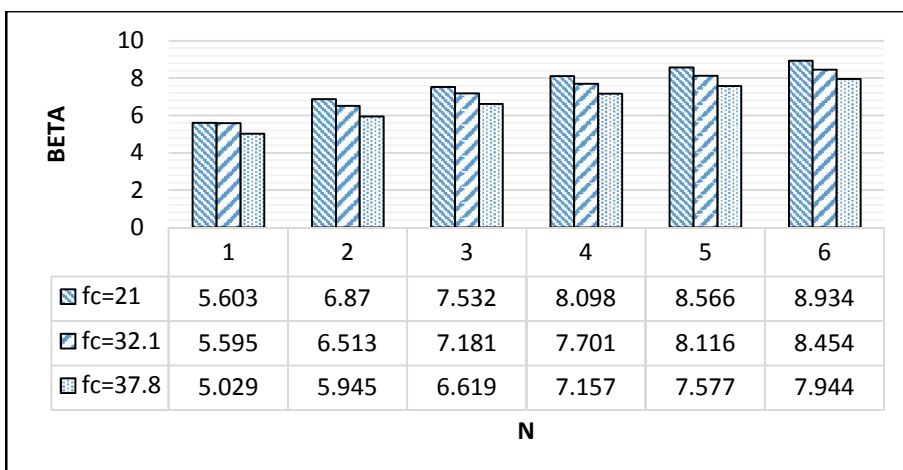
شکل (۶-۱۸): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر درصد آرماتور و تعداد لایه‌ها،

$$f_c = 32.1 \text{ medium}, F_y = 408.2, L / D = 1$$

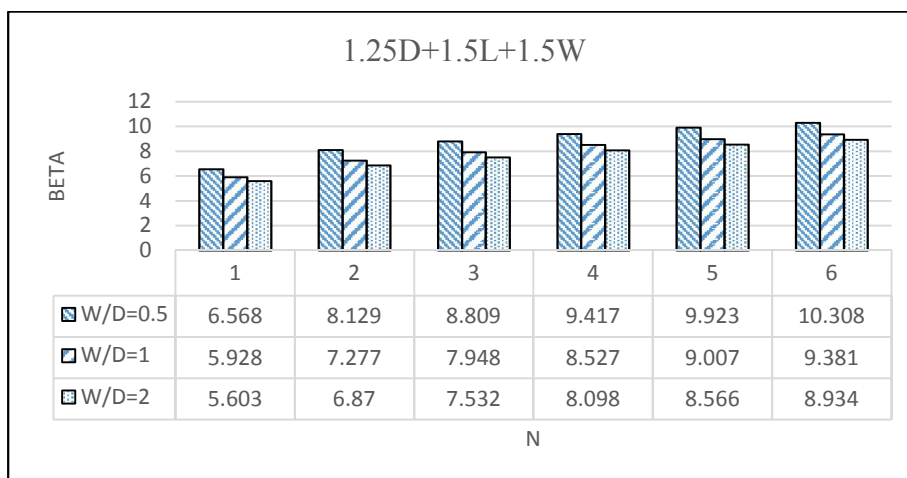


شکل (۶-۱۹): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن با کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایه‌ها،
 $F_y = 408.2, L / D = 1.5, \rho = 0.01$

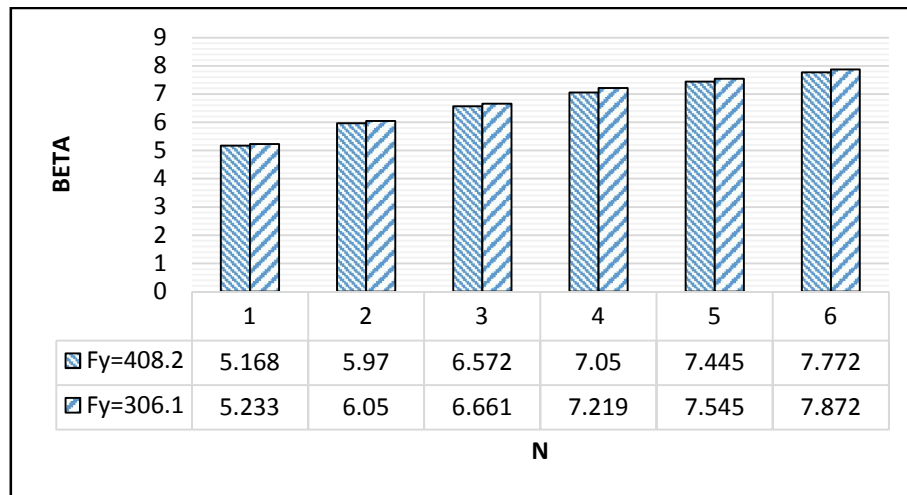
ترکیب بار $1.5D + 1.5L + 1.5W$



شکل (۶-۲۰): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن با کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایه‌ها،
 $F_y = 408.2, L / D = 0.5, W / D = 2, \rho = 0.01$



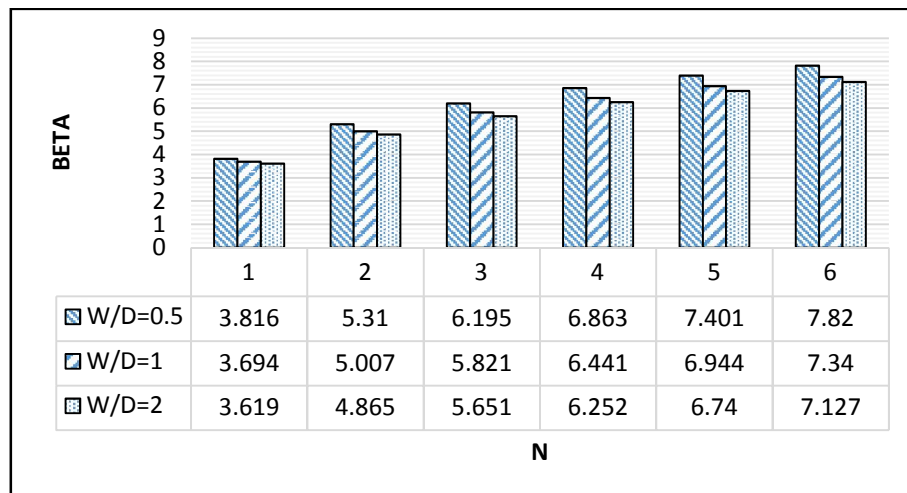
شکل (۶-۲۱): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار باد و تعداد لایه‌ها،
 $f_c = 37.8 \text{ medium}, F_y = 408.2, L / D = 1, \rho = 0.01$



شکل (۶-۲۲): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر تنش تسلیم میلگردها و تعداد لایه‌ها،

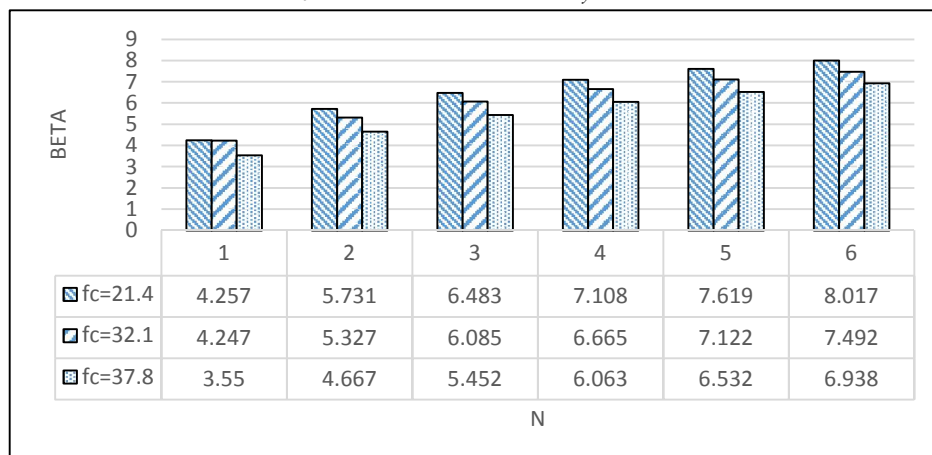
$$f_c = 32.1 \text{ medium}, L/D = 1.5, \rho = 0.02, W/D = 0.5$$

ترکیب بار $0.85D + 1.2W$



شکل (۶-۲۳): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر نسبت بار باد و تعداد لایه‌ها،

$$f_c = 21.4 \text{ poor}, \rho = 0.01, F_y = 408.2$$



شکل (۶-۲۴): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد با تغییر مقاومت بتن در شرایط کنترل کیفیت متوسط و تعداد لایه‌ها،

$$\rho = 0.01, F_y = 408.2, W/D = 0.5$$

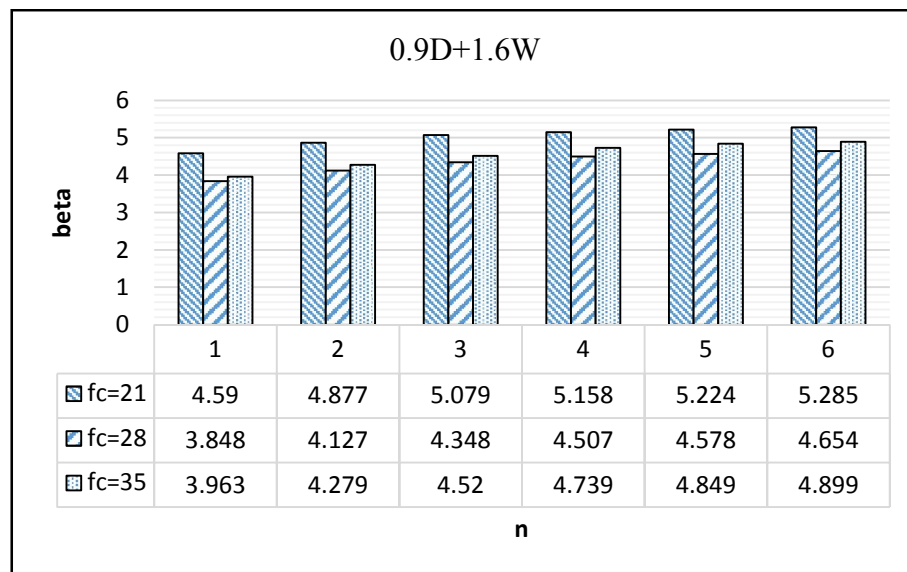
۵-۶ بررسی اثر متغیرها بر شاخص ایمنی

• تأثیر نوع بتن بر شاخص قابلیت اعتماد

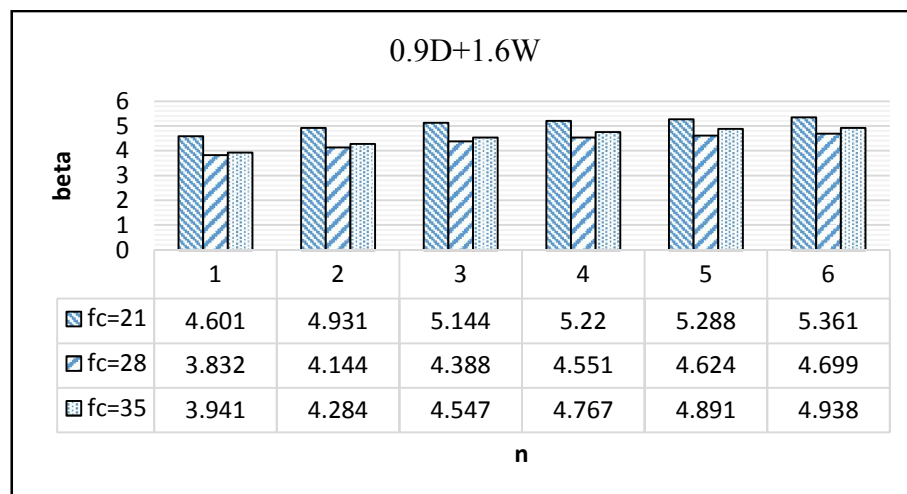
در این مورد یک نتیجه‌گیری کلی صادق نیست، یعنی تنها با داشتن بتن یا فولاد با مقاومت اسمی کمتر یا بیشتر، نمی‌توان در مورد تغییرات احتمالی قابلیت اعتماد ناشی از آن اظهارنظر کرد. زیرا این مقدار اسمی مقاومت نیست که بر میزان شاخص قابلیت اعتماد تأثیر می‌گذارد بلکه توزیع آماری آن است. به عنوان مثال در مسائل طراحی با داشتن مقاومت تسلیم بیشتر برای فولاد، نتیجه‌گیری می‌شود که مقطع قویتری حاصل خواهد شد. اما در اینجا مسئله به نوع کنترل کیفیت مقاومت تسلیم، تابع توزیع و میانگین و ضریب پراکندگی آن بستگی دارد. بنابراین برای یک مقطع با مقاومت تسلیم فولاد بیشتر و مقاومت فشاری بیشتر بتن می‌توان شاخص قابلیت اعتماد کمتری را شاهد بود. برای انجام مقایسه بایستی با ثابت گرفتن بقیه پارامترها در نواحی خاص و نوع کنترل کیفیت، به صورت موردی قضاوت نمود. نمودارهای موجود این امکان را فراهم آورده‌اند، بنابراین سنجش لازم انجام گرفته و نتایج آن به صورت زیر است.

برای آیین‌نامه ACI این مقایسه‌ها توسط برنامه‌ای که برای شرایط آماری کشور آمریکا نوشته شد، صورت گرفت. در این حالت تنها مقاومت فشاری بتن تغییر می‌کرد و سایر پارامترها ثابت در نظر گرفته می‌شدند. بررسی‌های انجام شده نشان داد که مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای درصدهای مختلف فولاد، تنش‌های تسلیم فولاد مختلف همگی از یک الگو پیروی می‌کنند. با توجه به نمودارهای قبل و همچنین نمودارهایی که در ادامه آورده شده است، مشاهده می‌کنید که مقاومت ۲۱ مگاپاسکال دارای بیشترین شاخص قابلیت اعتماد است و بعد از آن، ابتدا مقاومت ۳۵ مگاپاسکال و سپس مقاومت ۲۸ مگاپاسکال قرار گرفته است. بنابراین نمی‌توان سیر منظمی را برای آن قائل شد. اما دلیل این بی‌نظمی وابسته به شرایط آماری بتن با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال است، در این نوع بتن میزان ضریب پراکندگی به دلیل انحراف معیار زیاد نسبت به دو حالت دیگر بیشتر است، بنابراین از همان ابتدا

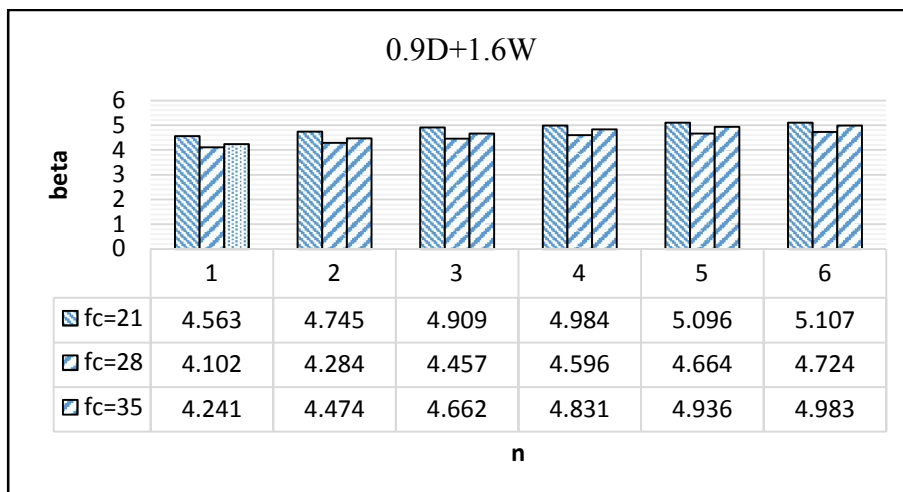
انتظار می‌رفت که به خاطر ناهم‌هنگی در شرایط آماری چنین اتفاقی بیفتد. اما اگر شرایط آماری هر سه مقاومت از یک سیر منظم پیروی کند، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش مقاومت بتن، شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند. اگر بخواهیم این موضوع را به ضرایب اسمی و ضرایب پراکندگی وابسته کنیم می‌توانیم بگوییم که با کاهش ضریب اسمی و ضریب پراکندگی شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند.



شکل (۶-۲۵): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 420$, $\rho = 0.01$, $W / D = 0.5$

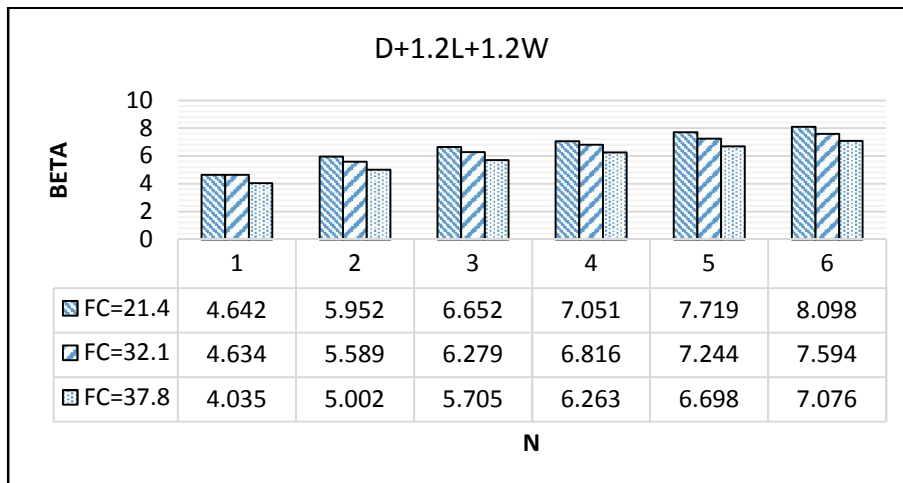


شکل (۶-۲۶): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 280$, $\rho = 0.01$, $W / D = 0.5$



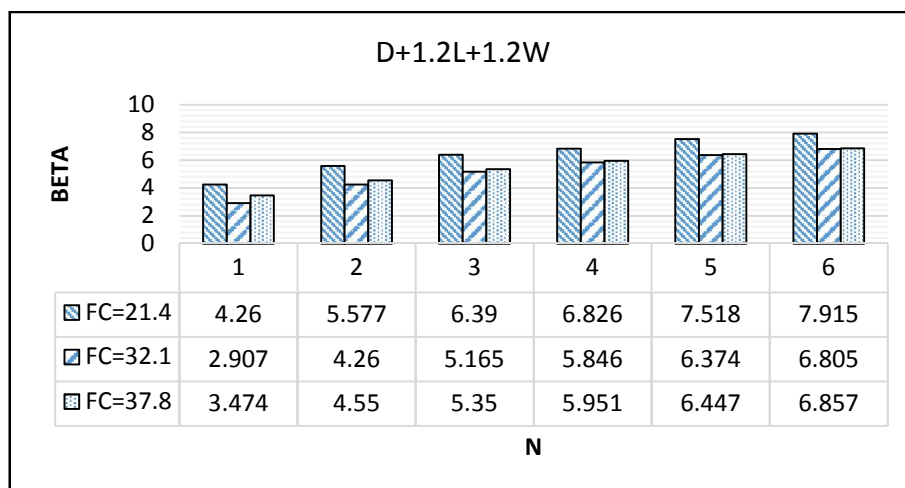
شکل (۶-۲۷): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن برای آیین‌نامه ACI، $F_y = 280$, $\rho = 0.02$, $W / D = 0.5$

در ارتباط با شرایط آماری ایران همانطور که در نمودارهای قبلی نیز مشهود است، هنگامی که از مقاومت‌های بتن با کنترل کیفیت ضعیف استفاده می‌کنیم، نمی‌توان به صراحت قضاوت کرد. اما هنگام استفاده از کنترل کیفیت متوسط مشاهده می‌شود که با افزایش مقاومت، شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند.



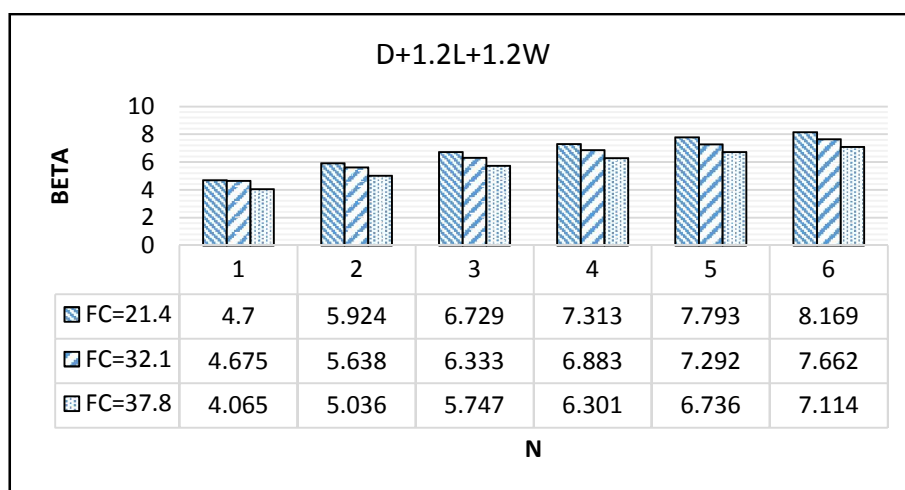
شکل (۶-۲۸): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران،

$$F_y = 408.2, \rho = 0.01, W / D = 0.5, L / D = 1$$



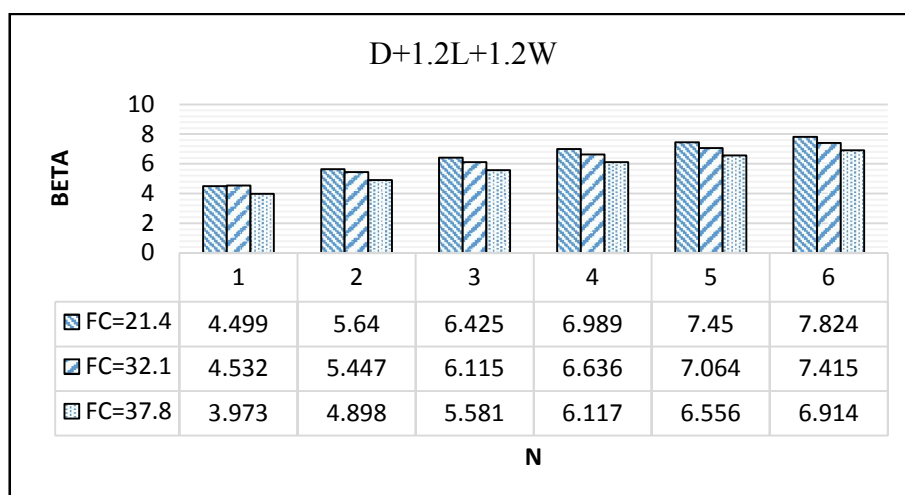
شکل (۶-۲۹): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت ضعیف، آیین‌نامه ایران،

$$F_y = 408.2, \rho = 0.01, W / D = 0.5, L / D = 1$$



شکل (۶-۳۰): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران،

$$F_y = 306.1, \rho = 0.01, W / D = 0.5, L / D = 1$$

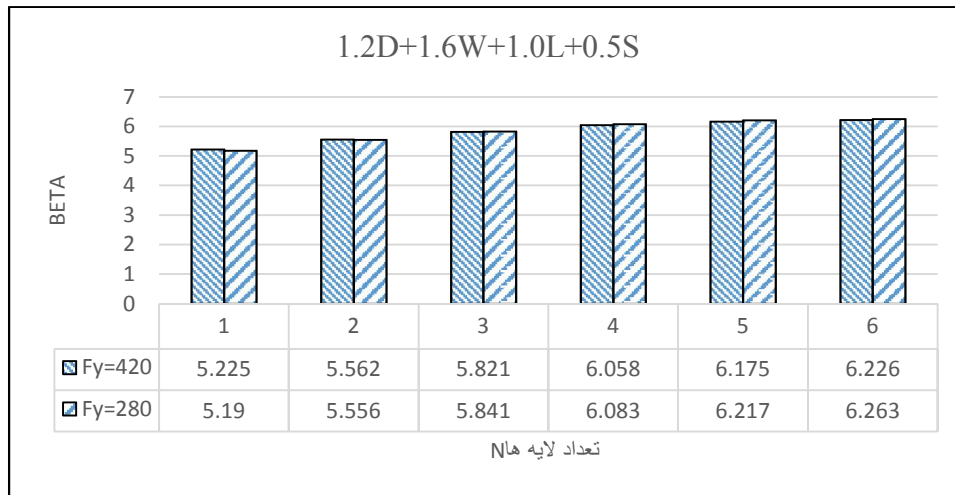


شکل (۶-۳۱): تغییرات β با تغییر مقاومت فشاری بتن با کنترل کیفیت متوسط، آیین‌نامه ایران،

$$F_y = 306.1, \rho = 0.02, W / D = 0.5, L / D = 1$$

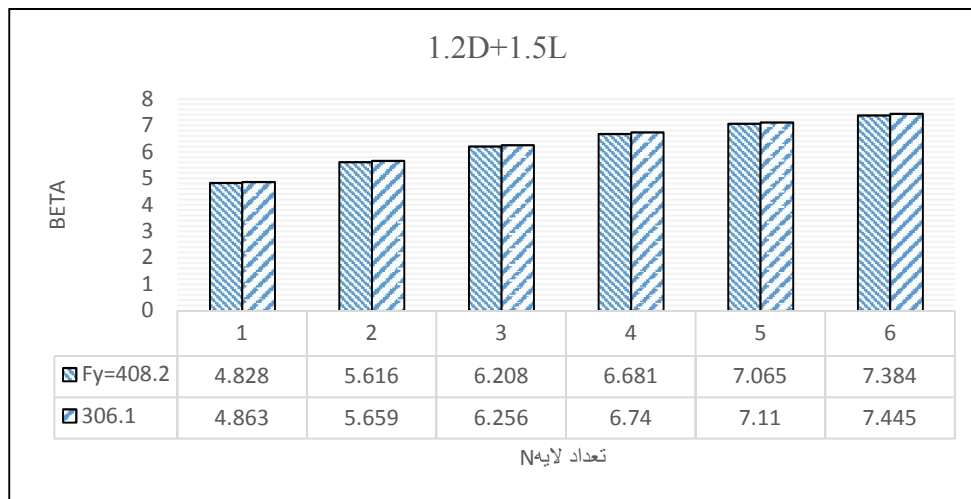
- تأثیر تنش تسلیم فولاد

در این مورد الگوی یکسانی در هر دو آیین‌نامه برقرار است. همانطور که از نمودارهای قبل و همچنین دو نموداری که در ادامه آورده شده است، مشهود است، افزایش تنش تسلیم تأثیری در شاخص قابلیت اعتماد تأثیری ندارد.



شکل (۳۲-۶): تغییرات β با تغییر تنش تسلیم میلگردها، آیین‌نامه آمریکا،

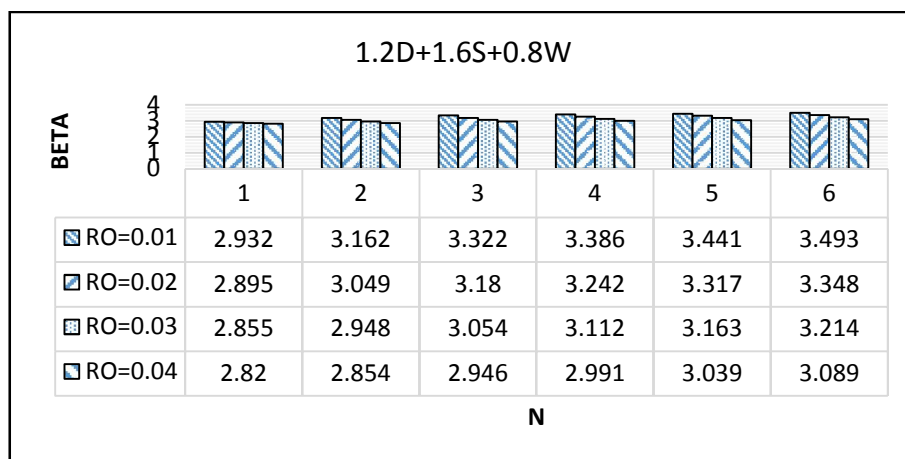
$$f_c = 35, F_y = 400, \rho = 0.01, L / D = 0.5$$



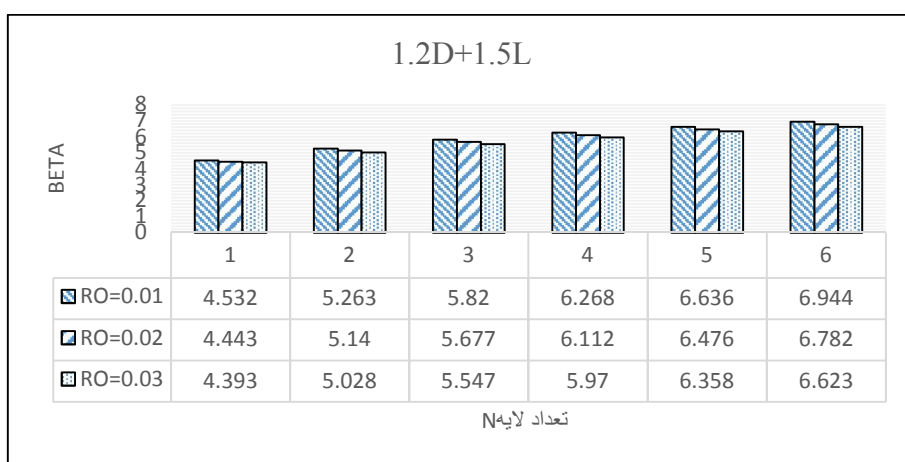
شکل (۳۳-۶): تغییرات β با تغییر تنش تسلیم میلگردها، آیین‌نامه ایران، $f_c = 35, \rho = 0.01, L / D = 1$

- تأثیر درصد فولاد بر شاخص قابلیت اعتماد

با توجه به نمودارهای موجود می‌توان گفت تغییر درصد آرماتور تأثیر چندانی در شاخص قابلیت اعتماد ندارد.



شکل (۳۴-۶): تغییرات β با تغییر درصد آرماتور، آیین‌نامه آمریکا، $f_c = 21, F_y = 400, \rho = 0.01, L / D = 1.5$



شکل (۳۵-۶): تغییرات β با تغییر درصد آرماتور، آیین‌نامه ایران، $f_c = 32.1, F_y = 400, \rho = 0.01, L / D = 1.5$

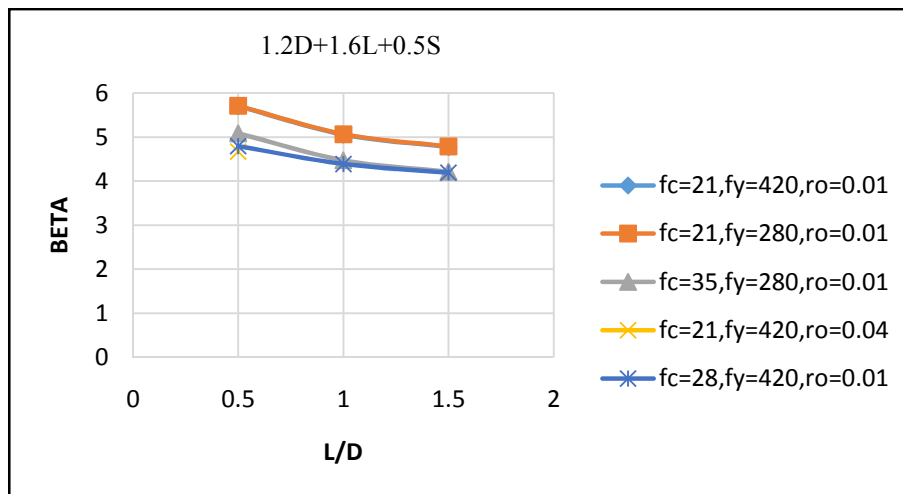
• تأثیر تعداد لایه‌ها بر شاخص قابلیت اعتماد

تمامی نمودارهای قبلی براساس تعداد لایه‌ها بودند. با توجه به نمودارهای و جداول موجود می‌توان نتیجه گرفت که افزایش تعداد لایه‌ها باعث افزایش در شاخص قابلیت اعتماد می‌شود. در آیین‌نامه آمریکا میزان افزایش در ترکیبات مختلف متفاوت است اما می‌توان گفت که افزایش تعداد لایه‌ها تأثیر چندانی در شاخص قابلیت اعتماد ندارد. اما در آیین‌نامه ایران این افزایش محسوس است و در تمامی ترکیب بارها اتفاق می‌افتد.

• تأثیر نسبت بار بر شاخص قابلیت اعتماد

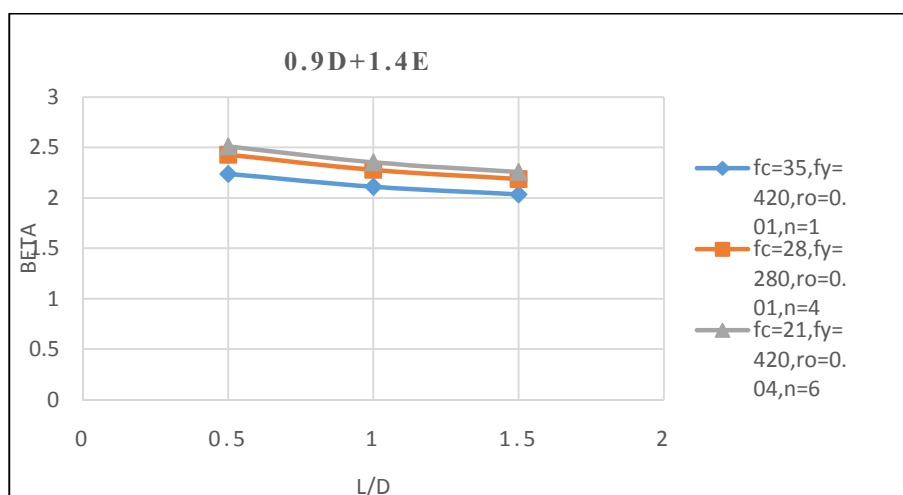
نسبت بار زنده به بار مرده:

همانطور که در شکل (۴۲-۶) مشاهده می‌کنید، با افزایش نسبت بار زنده به بار مرده، شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند.

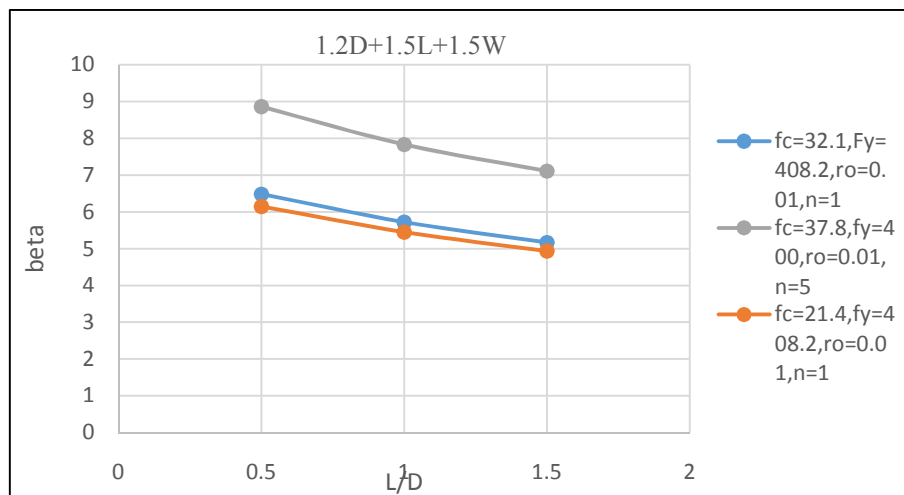


شکل (۳۶-۶): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور آمریکا

کاهش شاخص قابلیت اعتماد با افزایش نرخ بار زنده به بار مرده هم در شرایط آماری کشور آمریکا و هم شرایط آماری کشور ایران در تمام ترکیبات، اتفاق می‌افتد.



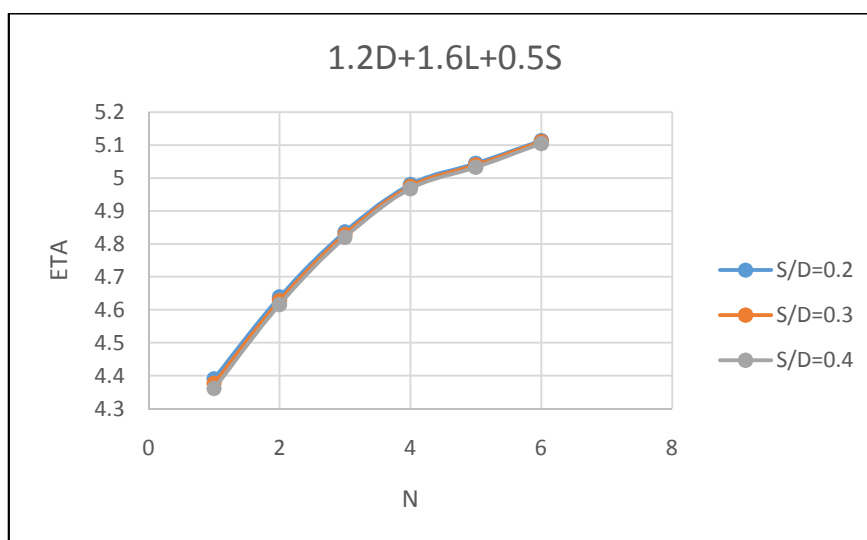
شکل (۳۷-۶): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور آمریکا



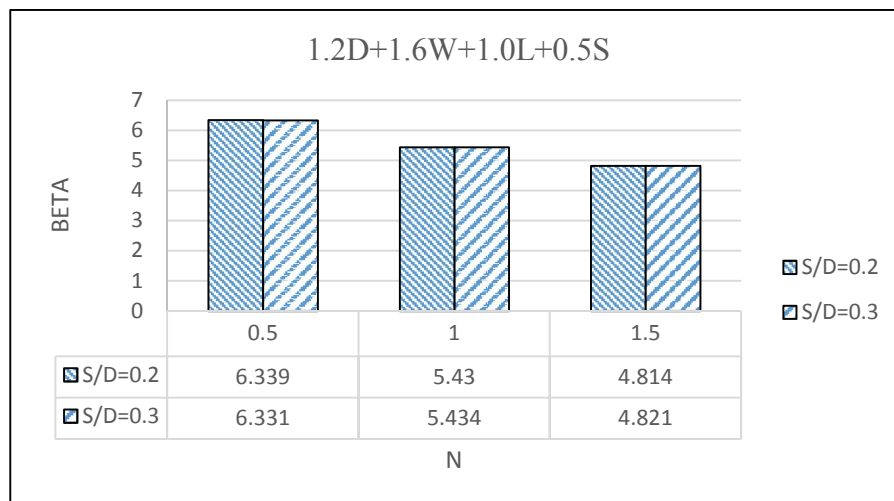
شکل (۳۸-۶): تأثیر بار زنده به بار مرده، شرایط آماری کشور ایران

نسبت بار برف به بار مرده:

نتایج به دست آمده نشان داد که میزان تغییرات بار برف در نرخهای پایین بار زنده به مرده، دارای نوسان است. اما می‌توان گفت این نوسان خیلی محسوس نیست و با توجه جداول موجود در پیوست می‌توان گفت که بار برف تأثیر چندانی در شاخص قابلیت اعتماد ندارد.



شکل (۳۹-۶): تأثیر بار برف به بار مرده در شرایط آماری کشور آمریکا

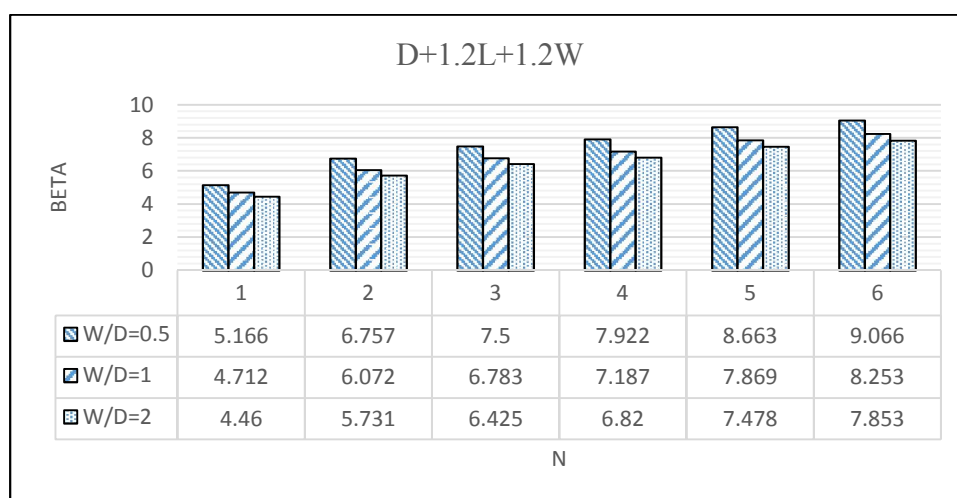


شکل (۴۰-۶): تأثیر بار برف به بار مرده در شرایط آماری کشور آمریکا

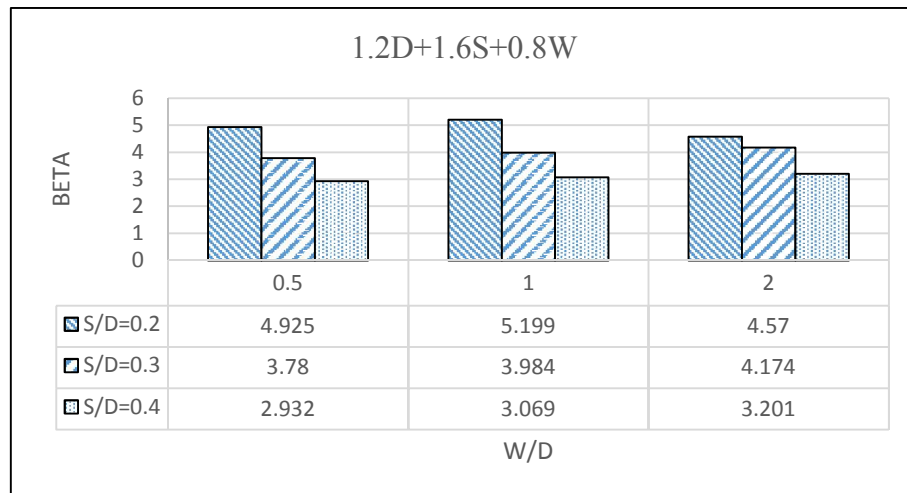
تأثیر بار باد:

بررسی نتایج نشان داد که با افزایش نسبت بار باد به بار مرده، شاخص قابلیت اعتماد در آیین‌نامه

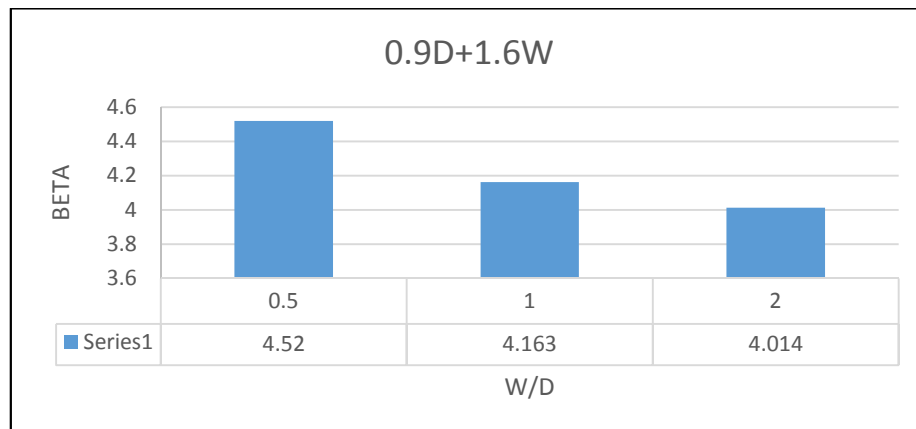
ایران و آمریکا کاهش پیدا می‌کند.



شکل (۴۱-۶): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور ایران



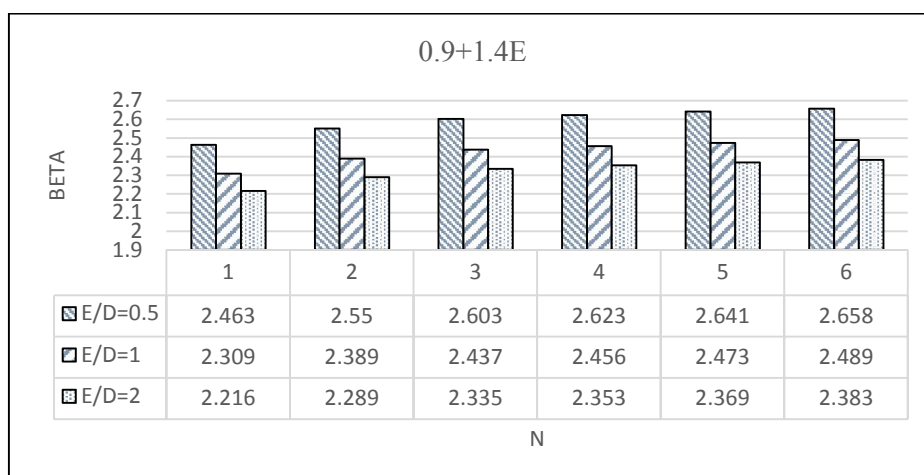
شکل (۴۲-۶): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا



شکل (۴۳-۶): تأثیر بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا

• تأثیر بار زلزله

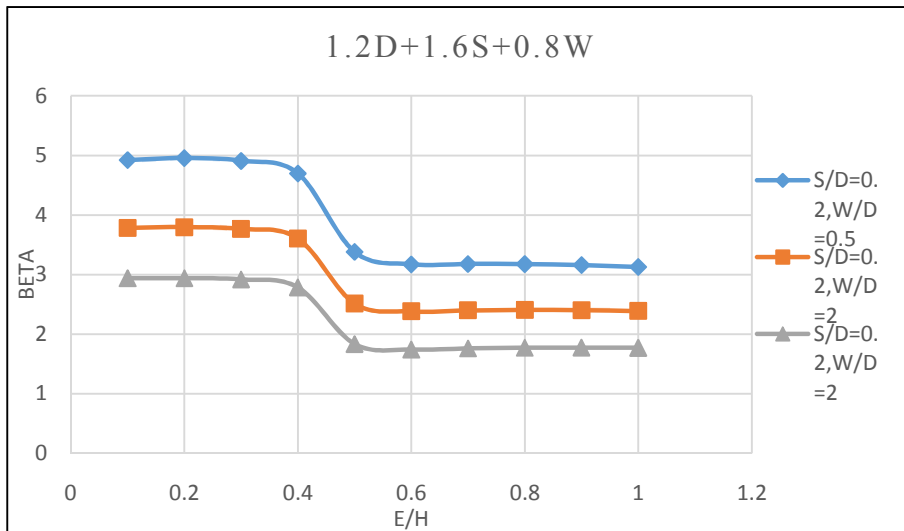
بررسی‌ها حاکی از کاهش شاخص قابلیت اعتماد با افزایش نسبت بار زلزله به بار مرده بود.



شکل (۴۴-۶): تأثیر بار زلزله بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا

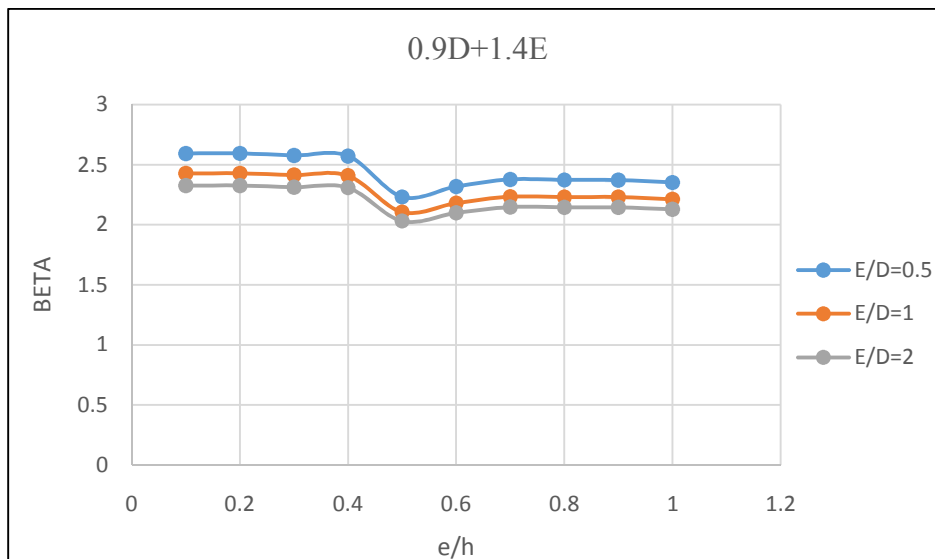
• بررسی تأثیر خروج از مرکزیت

در بیشتر نمودارهای مورد بررسی، در قسمت کنترل فشار کمی نوسان در مقدار شاخص قابلیت اعتماد وجود داشت، اما از شروع ناحیه انتقال تا پایان آن نمودار سیر منظم نزولی دارد. با شروع ناحیه کشش با ضریب کاهش مقاومت ثابت، ابتدای نمودار درصد کمی افزایش و سپس سیر نزولی وجود دارد.



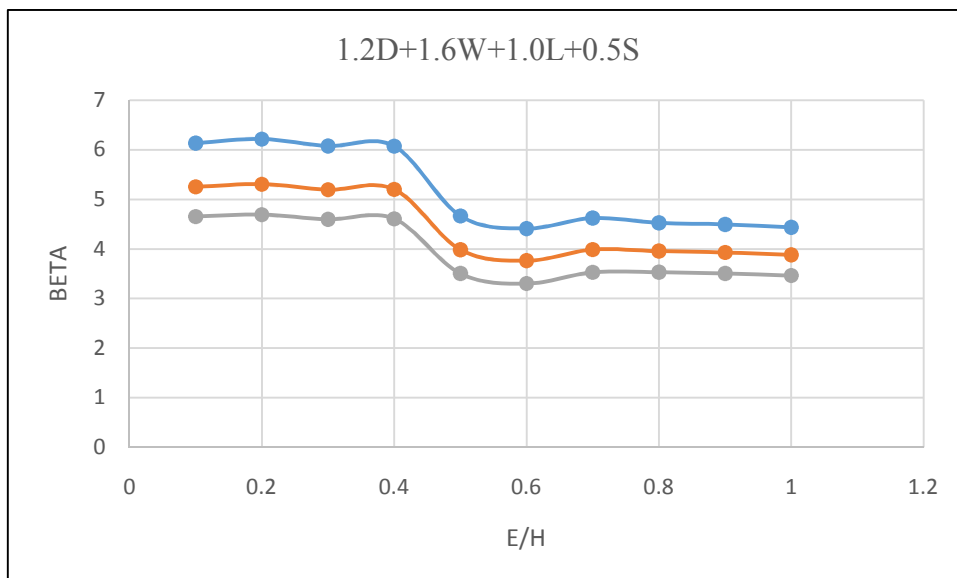
شکل (۴۵-۶): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا

$$f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 1$$



شکل (۴۶-۶): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا

$$f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 3$$

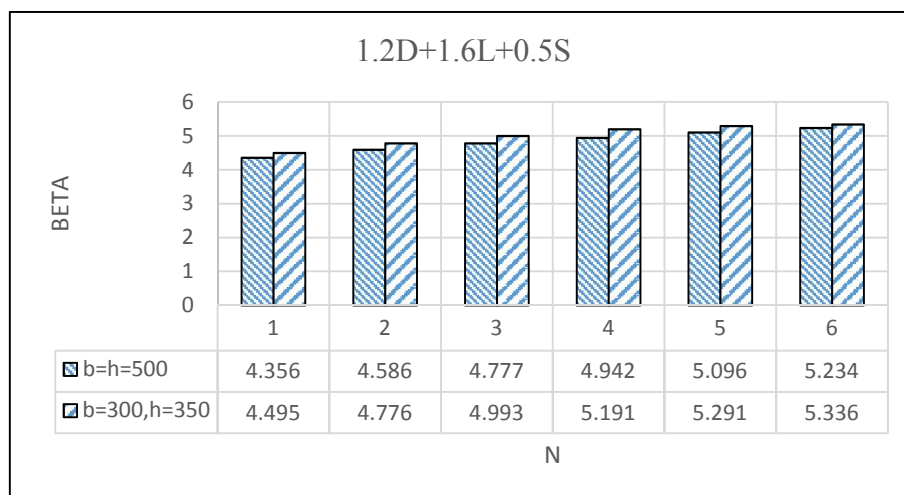


شکل (۴۷-۶): تأثیر خروج از مرکزیت بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا

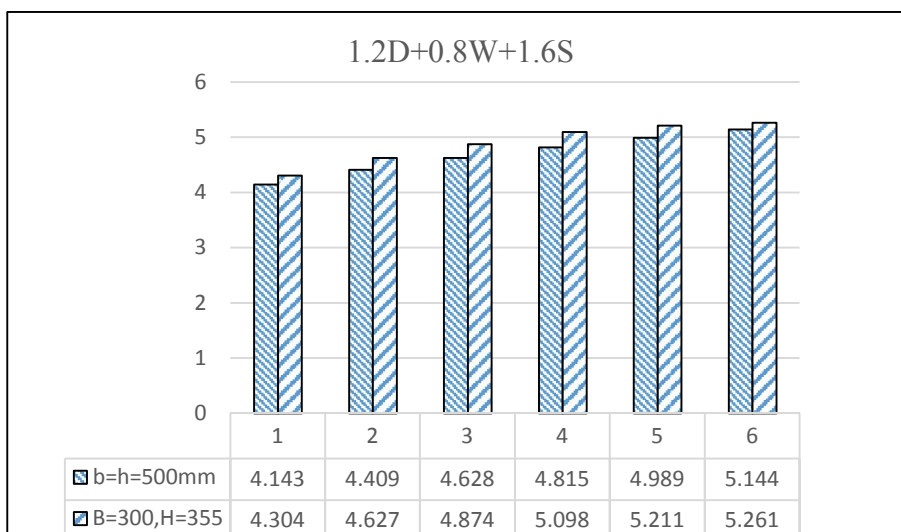
$$f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, n = 2$$

• تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد

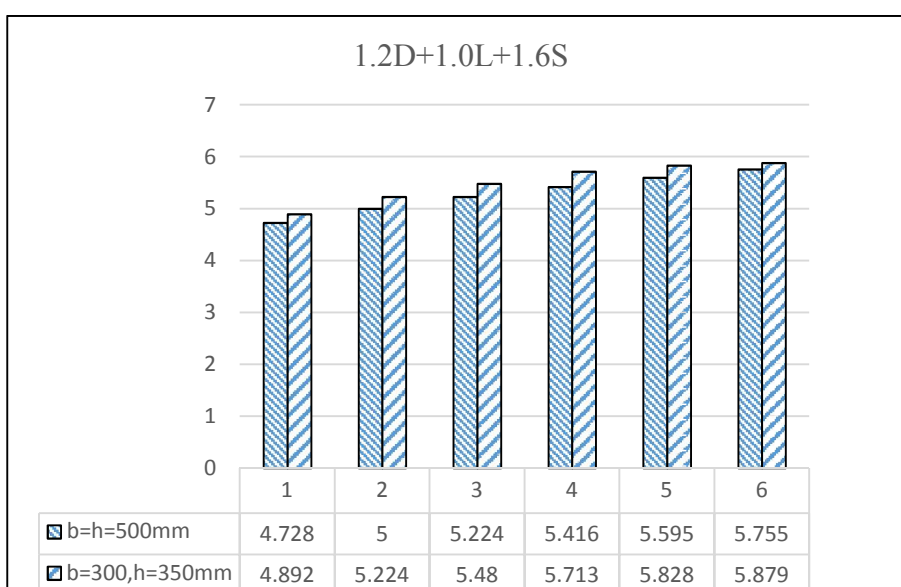
برای بررسی اثر ابعاد هندسی، فرآیند تعیین تشخیص قابلیت اعتماد بر روی مقطع 500×500 با درصد آرماتور یک درصد و مقاومت بتن 35 مگاپاسکال و تنش تسلیم 420 مگاپاسکال تحت ترکیب بارهای مختلف انجام شد. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش ابعاد مقطع تغییر خاصی در شاخص قابلیت اعتماد رخ نمی‌دهد.



شکل (۴۸-۶): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01$



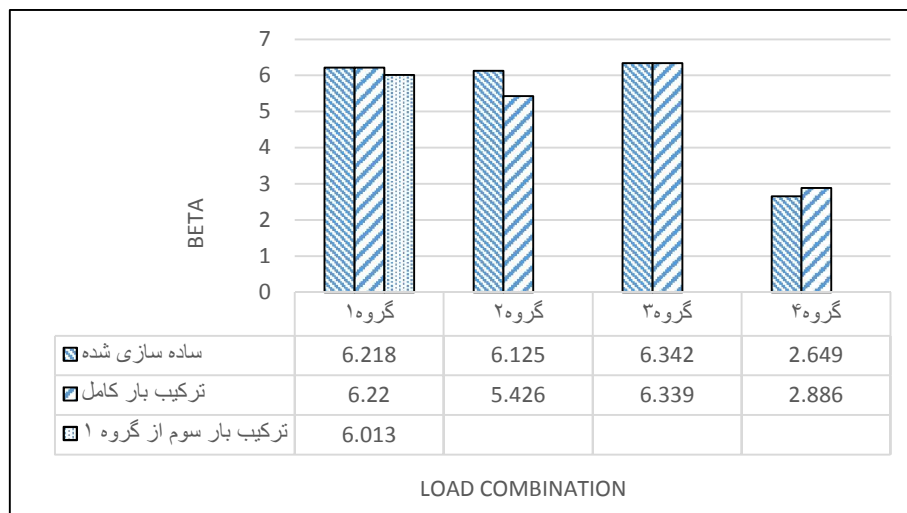
شکل (۶-۴۹): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35$, $F_y = 420$, $\rho = 0.01$



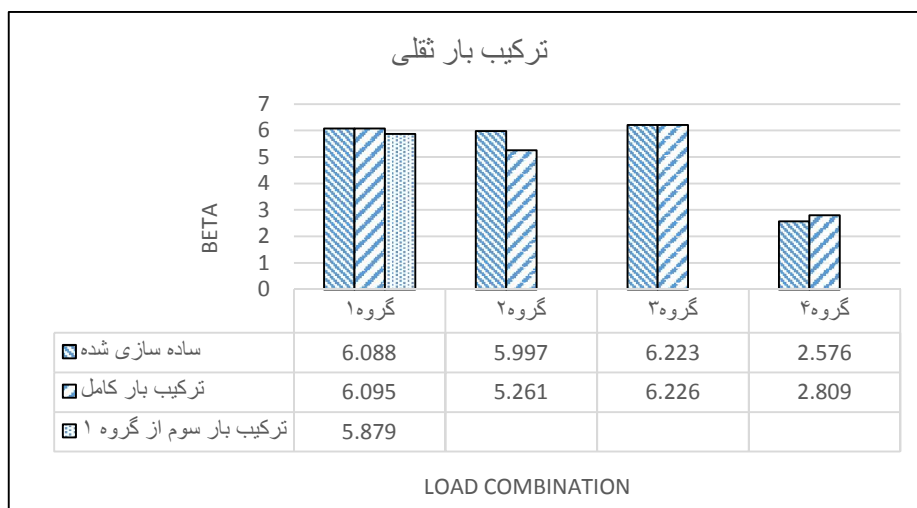
شکل (۶-۵۰): تأثیر ابعاد بر شاخص قابلیت اعتماد، شرایط آماری کشور آمریکا $f_c = 35$, $F_y = 420$, $\rho = 0.01$

۶-۶ مقایسه ترکیبات کامل و ساده سازی شده آیین نامه آمریکا

نتایج مربوط به ترکیبات بار ساده سازی شده، مشابه نتایج ترکیبات بار کامل آیین نامه بود. به همین دلیل نتایج هر ترکیب بار به صورت مجزا آورده نشده است و فقط در هر ترکیب میزان شاخص قابلیت اعتماد با ترکیب بار کامل آن مقایسه شد.



شکل (۵۱-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در دو ترکیب بار ساده سازی شده و کامل،
 $f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, E / D = 0.5, S / D = 0.2, W / D = 0.5, L / D = 0.5, n = 3$



شکل (۵۲-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در دو ترکیب بار ساده سازی شده و کامل،
 $f_c = 35, F_y = 420, \rho = 0.01, E / D = 0.5, S / D = 0.2, W / D = 0.5, L / D = 1.5$

منظور از گروه در شکل‌های فوق به شرح زیر است:

گروه ۱:

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5S$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.6S + 1.0L$$

گروه ۲:

$$U = 1.2D + 1.6S + 0.8W$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W$$

گروه ۳:

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5S$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L$$

گروه ۴:

$$U = 1.2D + 1.4E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 1.2D + 1.4E + 1.0L$$

داده‌های موجود در جداول و نمودارها نشان داد که بین ترکیبات بار کامل و ترکیبات ساده‌سازی شده به جز در یک گروه (گروه ۲) تفاوتی وجود ندارد و حذف بار برف تأثیر چندانی در شاخص قابلیت اعتماد ندارد. اما تفاوت در گروه ۲ را می‌توان به دلیل جایگزین شدن بار برف با بار زنده دانست. همانطور که در فصل‌های قبل نیز به آن اشاره شد توزیع این دو بار با هم متفاوت است. در سایر ترکیبات فقط بار برف حذف می‌شود اما در این ترکیب بار جایگزینی اتفاق می‌افتد بنابراین اختلاف شاخص بین دو ترکیب بار طبیعی است.

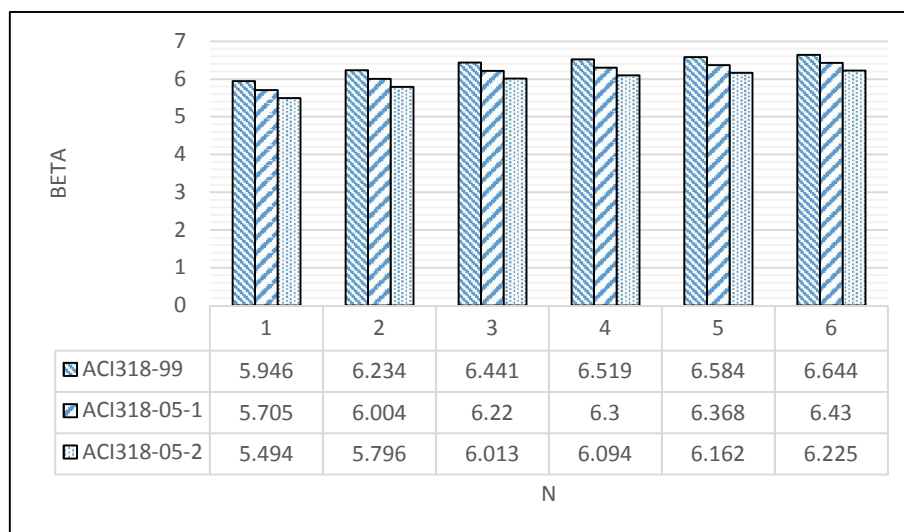
۶-۷ مقایسه آیین‌نامه ACI318-99 با ACI318-05

همانطور که گفته شد ترکیبات بار آیین‌نامه ACI از سال ۲۰۰۲ تغییرات اساسی کرده، بین این دو آیین‌نامه علاوه بر ضرایب افزایشی بار، ضریب کاهش مقاومت در زمینه شکست فشاری نیز تغییر کرده است. آیین‌نامه ACI318-99 از ضریب ۰,۷ و آیین‌نامه ACI318-05 از ضریب ۰,۶۵ استفاده می‌کند. به دلیل تفاوت‌های زیاد دو آیین‌نامه برآن شدیم تا شاخص ایمنی هر دو آیین‌نامه را با هم مقایسه کنیم.

البته لازم به ذکر است که مقایسه فوق برای تمام شرایط آماری انجام شد اما به دلیل مشابه بودن نتایج در اینجا فقط شرایط آماری زیر را مورد بررسی قرار دادیم.

$$f_c = 21, F_y = 420, \rho = 0.01, L/D = 0.5, S/D = 0.2, W/D = 0.5, E/D = 0.5$$

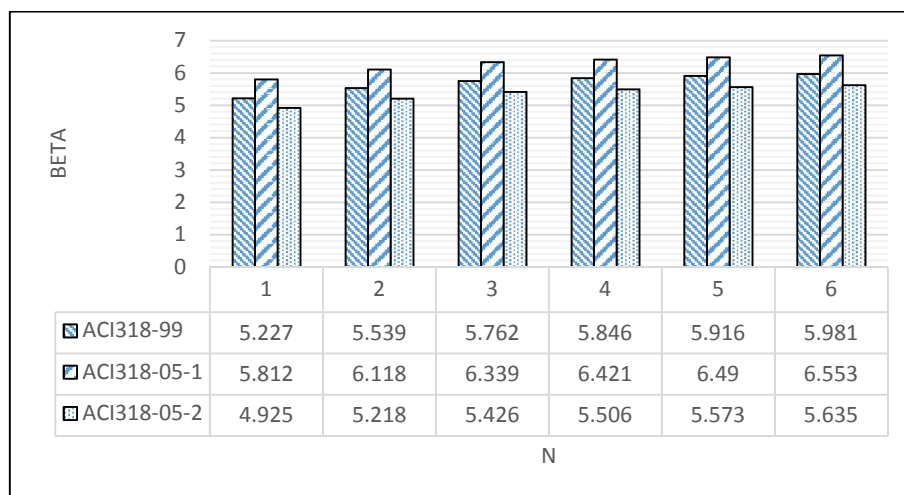
مقایسه ترکیب بار $1.4D + 1.7L$ با ترکیب بار $1.2D + 1.6L + 0.5S$ ، که در نمودار با ACI318-05-1 نشان داده شده است و $1.2D + 1.6S + 1.0L$ که در نمودار با ACI318-05-2 نشان داده شده است.



شکل (۵۳-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار ثقیل دو آیین‌نامه

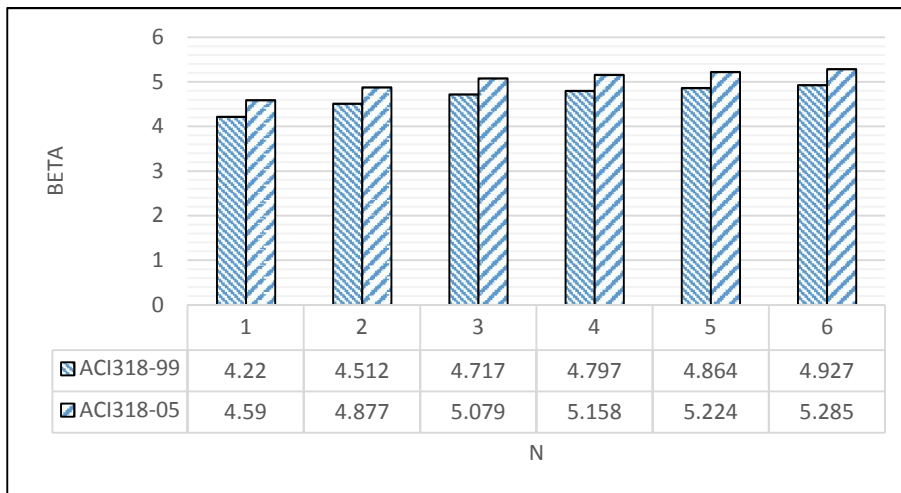
همانطور که قبلاً نشان داده شد بار برف تأثیری بر شاخص قابلیت اعتماد ندارد، بنابراین با توجه به اینکه ضرایب افزایشی بار در ترکیب بار آیین‌نامه ACI318-99 بیشتر است، شاخص قابلیت اعتماد بیشتری نیز دارد.

مقایسه ترکیبات بار $1.2D + 1.6S + 0.8W(2)$ ، $1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5S(1)$ ، $1.05D + 1.275L + 1.6W$



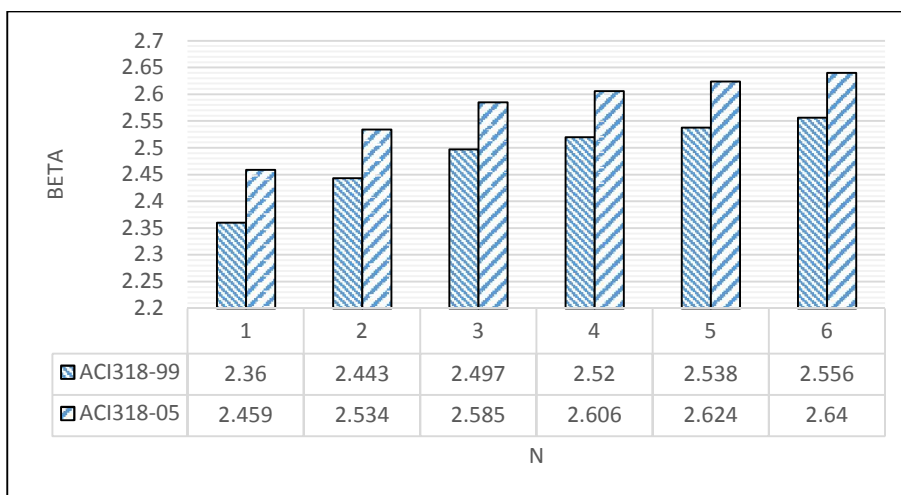
شکل (۵۴-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار باد دو آیین‌نامه

مقایسه ترکیب بار $0.9D+1.6W$ در دو آیین نامه



شکل (۶-۵۵): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار باد دو آیین نامه

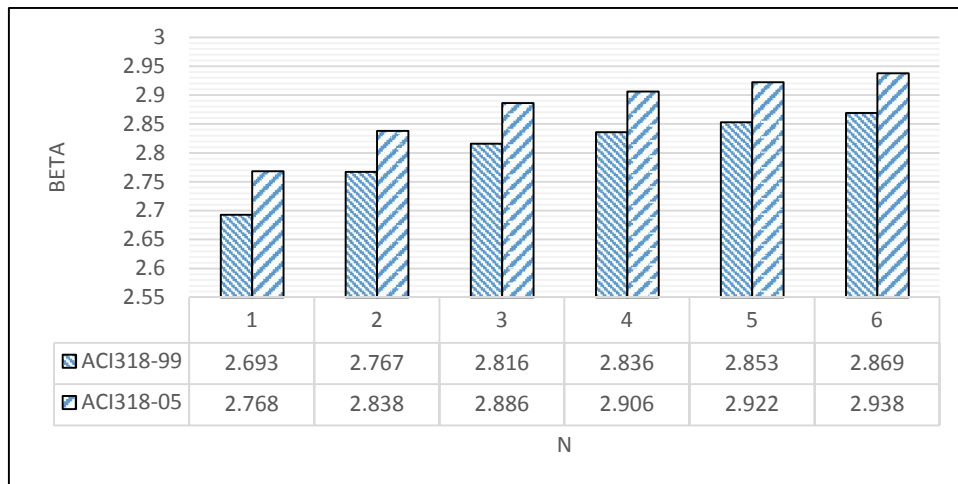
مقایسه ترکیب بار $0.9D+1.4E$ در دو آیین نامه



شکل (۶-۵۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار زلزله دو آیین نامه

تفاوت در دو ترکیب بار فوق ناشی از تفاوت در ضرایب کاهش مقاومت دو آیین نامه است. در آیین نامه ACI318-99 ضریب کاهش مقاومت براساس شکست فشاری ۰,۷ است و لی در آیین نامه ACI318-05 این ضریب ۰,۶۵ است بنابراین انتظار می رود که آیین نامه ACI318-05 شاخص ایمنی بیشتری داشته باشد.

مقایسه ترکیب بار $1.05D + 1.275L + 1.4E$ و $1.2D + 1.4E + 1.0L + 0.2S$

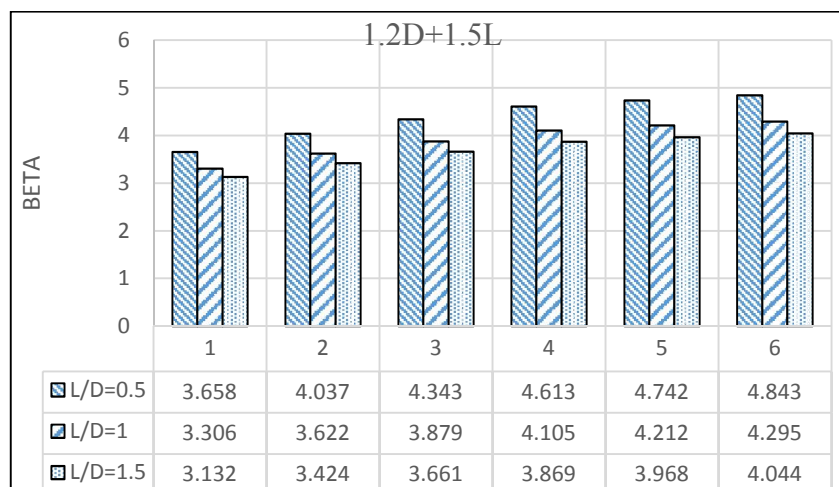


شکل (۵۷-۶): بررسی تغییرات شاخص قابلیت اعتماد در ترکیبات بار همراه با بار زلزله دو آیین نامه

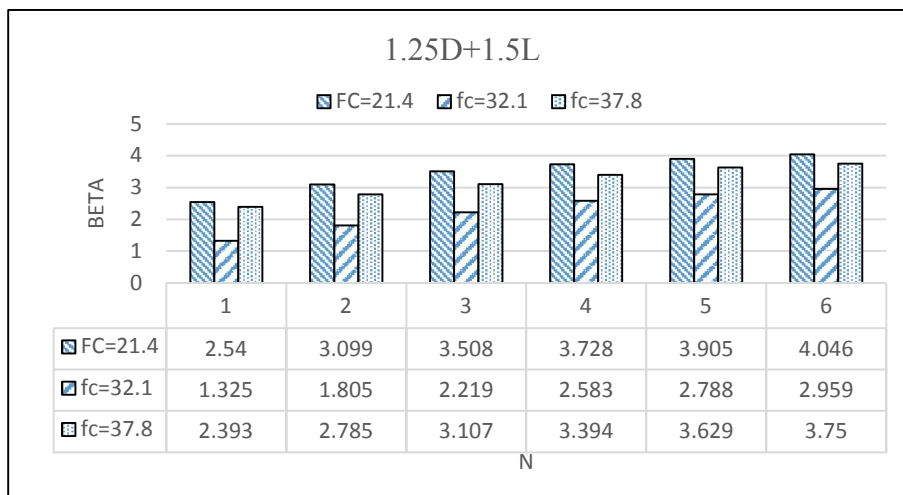
۸-۶ بررسی شرایط آماری ایران تحت آیین نامه آمریکا

بررسی‌ها نشان داد که در صورت استفاده از شرایط آماری ایران در فرمول‌های آیین نامه آمریکا، ترکیب بار ثقلی می‌تواند شاخص قابلیت اعتماد آیین نامه (۳,۵) را در نسبت‌های بارگذاری کم ارضا کند. همانطور که در شکل‌ها مشاهده کنید در نسبت بارگذاری ۰,۵ تمام شاخص‌های به دست آمده از ۳,۵ بزرگتر هستند اما در نسبت‌های ۱ و ۱,۵ مقدار شاخص به دست آمده از ۳,۵ کمتر است که در تعداد لایه‌های بیشتر مقدار آن از مقدار شاخص آیین نامه بیشتر می‌شود.

در ترکیباتی که بار باد در آنها وجود دارد، حداقل تعداد لایه‌های مورد استفاده باید ۳ باشد تا بتواند شاخص قابلیت اعتماد هدف را ارضا کند.

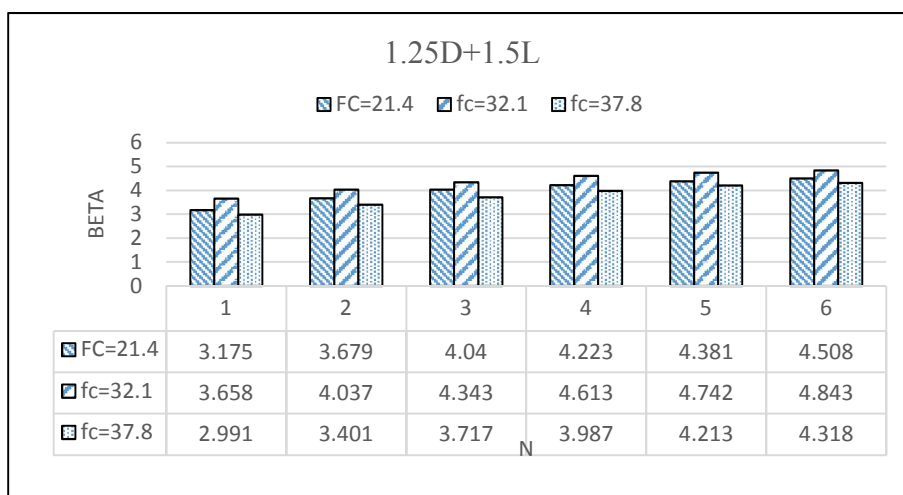


شکل (۵۸-۶): تأثیر نسبت بارگذاری بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 35$, $F_y = 420$, $\rho = 0.01$



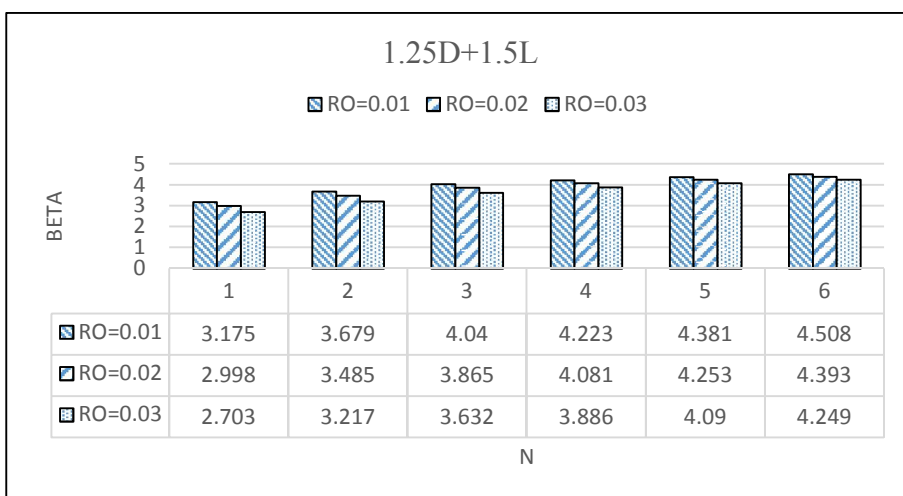
شکل (۶-۵۹): تأثیر مقاومت بتن در حالت کنترل کیفیت ضعیف بر شاخص قابلیت اعتماد

$$F_y = 408.0, \rho = 0.01, L / D = 0.5$$



شکل (۶-۶۰): تأثیر مقاومت بتن در حالت کنترل کیفیت متوسط بر شاخص قابلیت اعتماد

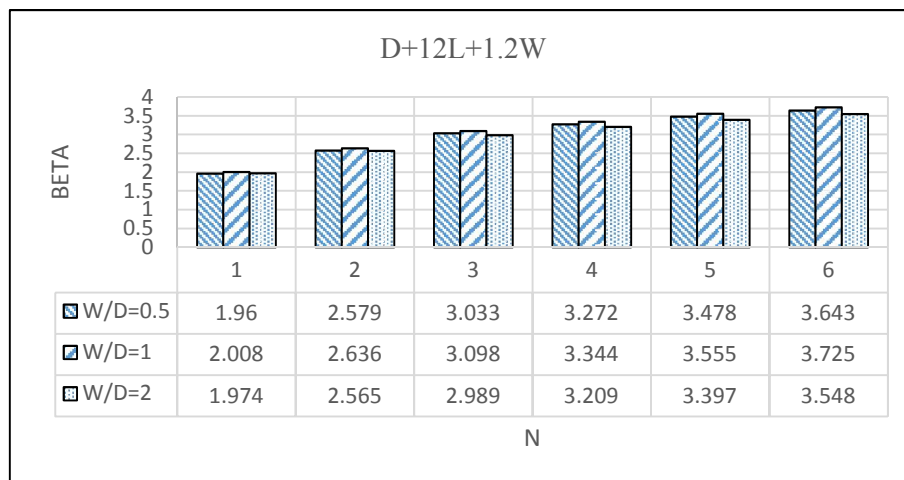
$$F_y = 408.0, \rho = 0.01, L / D = 0.5$$



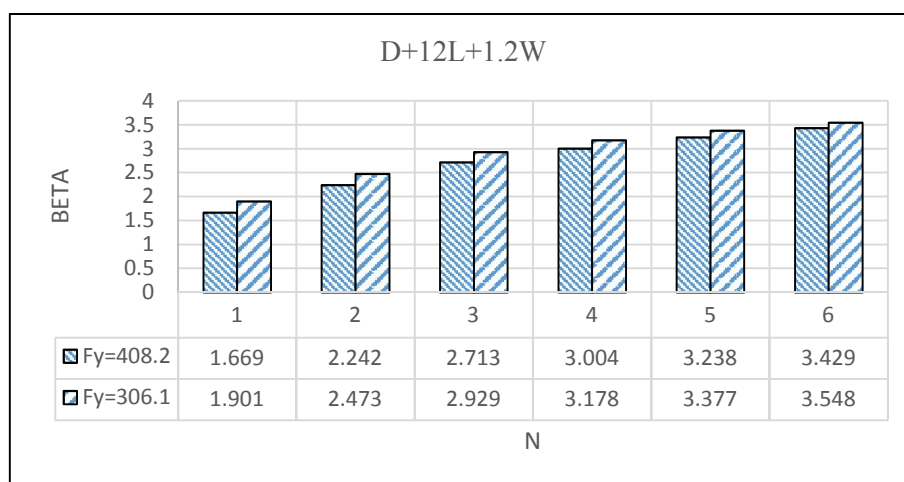
شکل (۶-۶۱): تأثیر درصد آرماتور در حالت کنترل کیفیت متوسط بر شاخص قابلیت اعتماد

$$f_c = 21.4, F_y = 408.0, \rho = 0.01, L / D = 0.5$$

ترکیب بار $D+1.2L+1.2W$

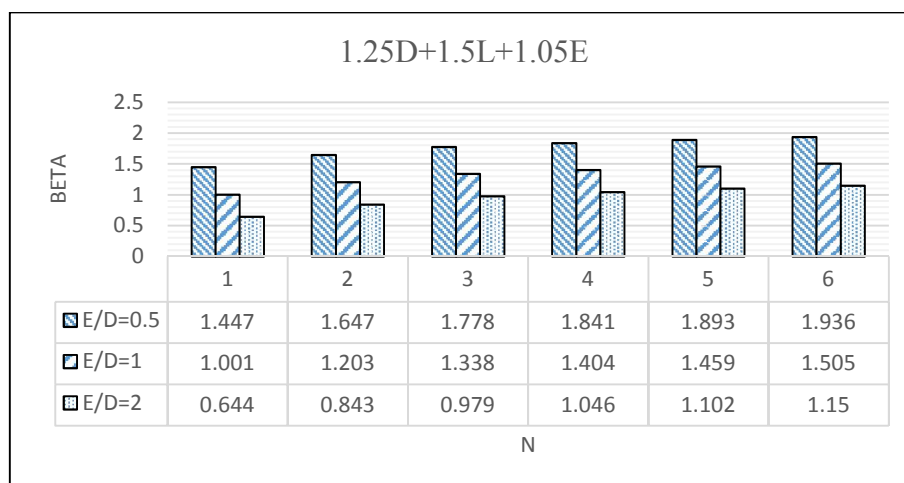


شکل (۶-۶۲): تأثیر نسبت بارگذاری بار باد بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21$, $F_y = 420$, $\rho = 0.01$, $l/d = 0.5$

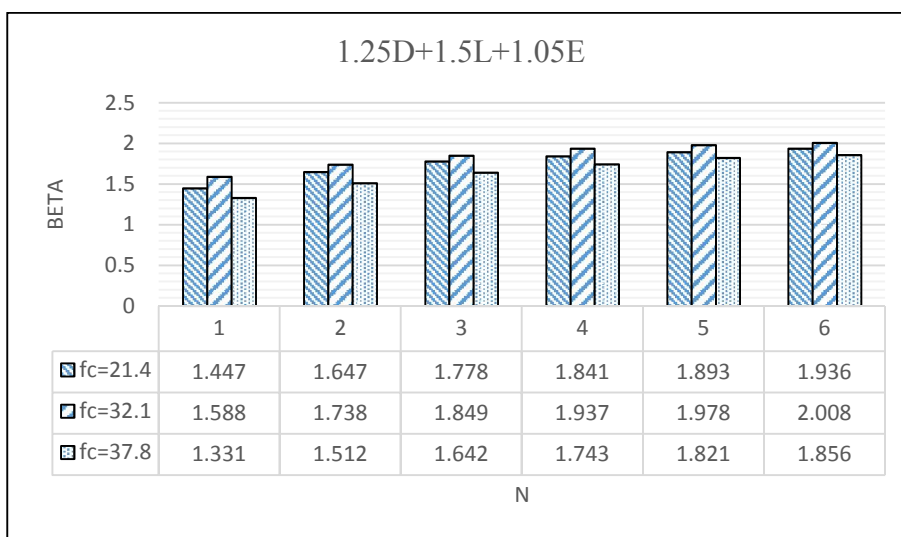


شکل (۶-۶۳): تأثیر تنش تسلیم بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21$, $\rho = 0.02$, $L/D = 0.5$, $W/D = 0.5$

ترکیب بار $1.25D+1.5L+1.05E$



شکل (۶-۶۴): تأثیر نسبت بار زلزله بر شاخص قابلیت اعتماد $f_c = 21$, $F_y = 408.2$, $\rho = 0.01$, $L/D = 0$



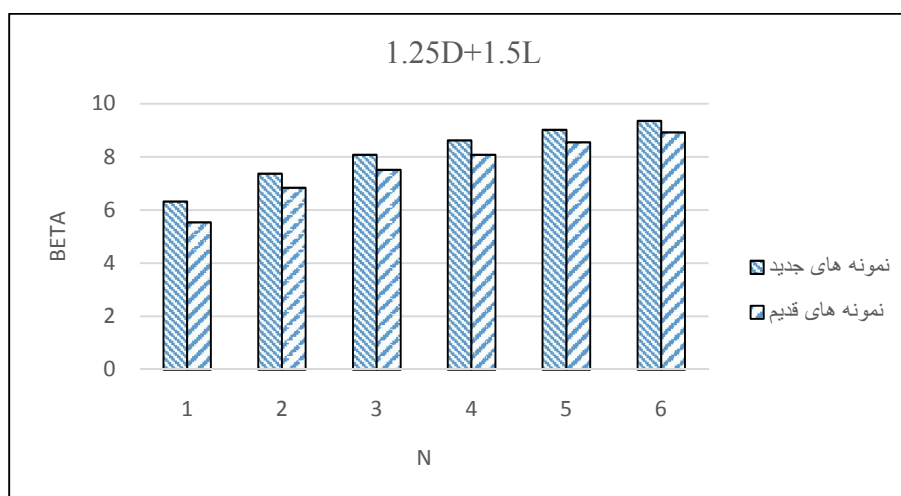
شکل (۶-۶۵): تأثیر مقاومت بتن بر شاخص قابلیت اعتماد

$$f_c = 21, F_y = 408, \rho = 0.01, L/D = 0, E/D = 0.5$$

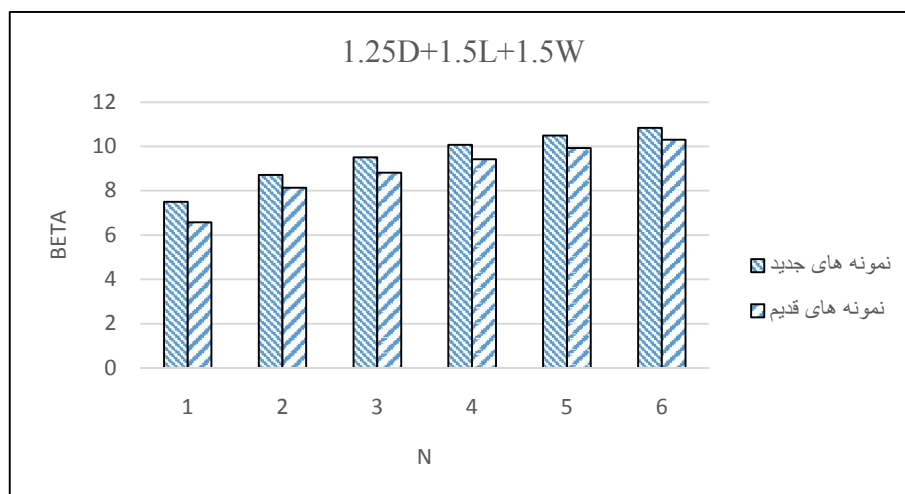
با توجه به مبهم بودن اطلاعات به دست آمده توسط امیری شامیرانی، ما در این پایان نامه حدود ۲۰۰ نمونه مربوط به پردیش دانشگاه صنعتی شاهرود را مورد بررسی قرار دادیم و مقدار میانگین و انحراف معیار به دست آمده را در برنامه مربوط به آیین نامه ایران، بخش نیروی محوری گذاشتیم و مورد بررسی قرار دادیم که نتایج به قرار زیر است:

پارامترهای آماری به صورت زیر است:

$$Average = 23.54 \quad \sigma = 2.68$$



شکل (۶-۶۶): مقایسه شاخص قابلیت اعتماد دو نمونه در ترکیب بار ثقلی



شکل (۶-۶۷): مقایسه شاخص قابلیت اعتماد دو نمونه در ترکیب بار همراه با بار باد

بررسی‌ها در تمام حالات نشان داد که با بهبود پارامترهای آماری مربوط به بتن، شاخص قابلیت اعتماد افزایش پیدا می‌کند.

۹-۶ نتایج

(۱) مقاومت واقعی یک ستون با مقاومت اسمی آن متفاوت است. R/R_n ، نسبت مقاومت عملی به اسمی ستون با تغییر خروج از مرکزیت، درصد فولاد و ...، مشخصات آماری متفاوتی را نتیجه می‌دهد.

(۲) در مسائل تحلیل قابلیت مقدار اسمی پارامترها بر میزان شاخص قابلیت اعتماد تأثیر چندانی ندارد، بلکه مشخصات آماری آنها است که تأثیر گذار اعتماد، است. بنابراین با داشتن فولاد یا بتن با مقاومت اسمی کمتر یا بیشتر، نمی‌توان در مورد تغییرات احتمالی قابلیت اعتماد ناشی از آن اظهار نظر کرد.

(۳) در شرایط آماری آمریکا با استفاده از مشخصات آماری موجود، با افزایش مقدار اسمی مقاومت فشاری بتن، $\bar{R}/R_n$ کاهش می‌یابد. برای حالت نیروی محوری تحت روابط و شرایط آماری ایران، با توجه به استفاده از تابع حالت حدی متفاوت، با افزایش مقدار اسمی مقاومت فشاری بتن، مقادیر میانگین نیروی محوری و همچنین نیروی محوری ضریب‌دار افزایش پیدا می‌کند.

(۴) مشخصات آماری مقاومت مقطع به مشخصه‌های آماری پارامترهای آن بستگی دارد. بنابراین در شرایط مختلف کارگاهی، میانگین و ضریب پراکندگی متفاوتی خواهد داشت.

۵) به پارامترهای آماری موجود برای ایران به دلیل مطالعات آماری غیر جامع می‌توان به دیده تردید نگریست.

۶) تابع توزیع احتمال مقاومت ستون در شرایط آماری ایران و آمریکا تابع توزیع لگ‌نرمال می‌باشد.

۷) با افزایش تعداد شبیه‌سازی‌ها، بر دقت مقادیر آماری به دست آمده افزوده می‌شود. همچنین پس از یک تعداد شبیه‌سازی، مقادیر به سمت عدد خاصی میل می‌کنند، بنابراین گذشتن تعداد شبیه‌سازی‌ها از این مقدار ضرورتی ندارد.

۸) برای ارزیابی قابلیت اعتماد روش راکویتز-فیسler از دقت بسیار بالایی برخوردار بوده و می‌توان با تعداد شبیه‌سازی به مراتب کمتر، نتایج بسیار دقیقی در قیاس با سایر روش‌های تحلیل و همچنین آنالیز مونت کارلو رسید.

۹) تحت شرایط آماری کشور آمریکا با افزایش مقاومت اسمی بتن، مقدار شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند. تحت شرایط آماری ایران و برای حالت نیروی محوری تنها، در حالت کنترل کیفیت متوسط با افزایش مقاومت اسمی بتن، شاخص ایمنی کاهش پیدا می‌کند. اما در حالت کنترل کیفیت ضعیف، روند نزولی شاخص ایمنی حفظ می‌شود اما به دلیل شرایط آماری بتن با مقاومت ۳۲٫۱ مگاپاسکال، این نوع بتن، کمترین شاخص ایمنی را دارد.

۱۰) تحت شرایط آماری کشور ایران، با افزایش تعداد لایه‌ها، میزان شاخص ایمنی افزایش قابل توجهی پیدا می‌کند، اما در شرایط آماری کشور آمریکا، با افزایش تعداد لایه‌ها، شاخص ایمنی افزایش پیدا می‌کند اما این افزایش مانند شرایط ایران محسوس نیست.

۱۱) تحت شرایط آماری کشور آمریکا، افزایش درصد آرماتور در تعداد لایه‌های کم، تأثیری بر شاخص قابلیت اعتماد ندارد اما هر چقدر که تعداد لایه‌ها بیشتر می‌شود تفاوت بین درصد آرماتورهای مختلف محسوس‌تر می‌شود. اما این تفاوت نیز چندان قابل ملاحظه نیست. تحت شرایط آماری ایران و در حالت نیروی محوری، در تمام تعداد لایه‌ها، افزایش درصد آرماتور تأثیری بر شاخص ایمنی ندارد.

۱۲) تغییر ابعاد ستون، تأثیر چندانانی در شاخص قابلیت اعتماد ندارد.

۱۳) در شرایط آماری ایران، با افزایش سطح کنترل کیفیت مقاومت فشاری بتن، بر مقدار شاخص قابلیت اعتماد ستون‌ها افزوده می‌شود.

۱۴) با افزایش نسبت‌های بارگذاری اعم از بار زنده به مرده، بار باد به بار مرده، بار زلزله به بار مرده، بار برف به بار مرده، شاخص ایمنی کاهش می‌یابد. اما در بین نسبت‌های یاد شده تغییر نسبت بار برف تأثیر چندانی بر شاخص ایمنی ندارد.

۱۵) با افزایش خروج از مرکزیت مقدار شاخص قابلیت اعتماد کاهش پیدا می‌کند.

۱۶) در مقایسه ترکیبات بار کامل آیین‌نامه ACI318-05 با ترکیبات ساده‌سازی شده این آیین‌نامه، تغییر محسوسی در شاخص ایمنی اتفاق نیفتاد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از ترکیبات ساده‌سازی شده نمی‌تواند باعث تغییرات زیادی در طراحی شود.

۱۷) در مقایسه دو آیین‌نامه ACI318-05 و ACI318-99 به طور کلی نمی‌توان اظهار نظر کرد و باید با توجه به ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت، برای هر ترکیب بار، نتیجه گرفت که توضیحات مربوط به هر ترکیب بار در قسمت‌های قبل شرح داده شده است.

۱۸) با تغییر تنش تسلیم آرماتورها در هر دو شرایط آماری، تغییری در مقدار شاخص ایمنی رخ نمی‌دهد.

۱۹) در مقایسه شاخص‌های بدست آمده با شاخص ایمنی هدف، می‌توان گفت در ناحیه کنترل فشار و شرایط آماری کشور آمریکا، ضرایب موجود در ترکیبات بار ثقلی و جانبی و ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته شده توسط آیین‌نامه، شاخص ایمنی را بیشتر از مقدار مشخص شده توسط آیین‌نامه تأمین می‌کنند. در ناحیه انتقالی نیز در تمامی ترکیبات بار، شاخص‌های به دست آمده بیشتر از شاخص ایمنی هدف هستند. اما در ناحیه کشش در اکثر موارد میزان حداقل شاخص ایمنی به دست آمده است و فقط در درصد کمی از موارد مقدار شاخص به دست آمده از مقدار تعیین شده توسط آیین کمتر بود. که این میزان نیز درصد قابل توجهی نبود.

۲۰) بررسی شاخص ایمنی آیین‌نامه ایران، تحت نیروی محوری، نشان داد که شاخص‌های به دست آمده خیلی بیشتر از شاخص ایمنی هدف هستند، بنابراین می‌توان ضرایب کاهش مقاومت را بدون به خطر افتادن سطح ایمنی افزایش داد.

۲۱) با بررسی نتایج مربوط به قرار دادن شرایط آماری ایران در روابط آیین‌نامه کشور آمریکا، شاید بتوان این نتیجه را گرفت که استفاده از این روابط در تعداد لایه‌های کم، نمی‌تواند سطح ایمنی مورد نیاز را تأمین کند.

۲۲) با تغییر شرایط آماری بتن ایران با استفاده از ۲۰۰ نمونه در دسترس، می‌توان مشاهده کرد که با بهبود مشخصات آماری، شاخص قابلیت اعتماد افزایش پیدا می‌کند.

۶-۱۰ پیشنهادات

قابلیت اعتماد سازه‌ها، به دلیل نوپا بودن آن در ایران جای کار بسیاری دارد. بنابراین موارد بسیاری را می‌توان برای ادامه تحقیقات و مشخص شدن ابعاد تاریک قضایا در مورد قابلیت اعتماد سازه‌ها به ویژه برای اعضای بتن مسلح، پیشنهاد داد که از جمله آن می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- (۱) بررسی مجدد پارامترهای آماری بتن در شرایط کارگاهی
- (۲) ایجاد یک جامعه آماری جامع از مشخصات آماری پارامترهای مورد استفاده در تحلیل سازه‌ها (مشخصات مقطع، بارها و ...) برای شرایط کارگاهی ایران
- (۳) بررسی قابلیت اعتماد ستون‌ها با در نظر گرفتن معیارهای دیگر خرابی
- (۴) تعیین قابلیت اعتماد انواع دیگر ستون مانند ستون‌های دایروی با خاموت‌های مارپیچ
- (۵) تعیین قابلیت اعتماد ستون‌های لاغر
- (۶) ارزیابی قابلیت اعتماد اعضا در سیستم‌های سازه‌ای
- (۷) ارزیابی قابلیت اعتماد سایر اعضای بتن مسلح
- (۸) کالیبراسیون ضرایب آیین‌نامه آبا با استفاده از نتایج تحقیق موجود و سایر تحقیقات انجام گرفته در زمینه ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای بتن‌آرمه
- (۹) بررسی رابطه قابلیت اعتماد با بهینه‌سازی سازه‌ها
- (۱۰) بررسی میزان قابلیت اعتماد روابط ارائه شده جهت تبیین رفتار ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با

FRP

- (۱۱) بررسی میزان شاخص ایمنی نشریه ۳۴۵، با متغیر در نظر گرفتن پارامتر α .

منابع

۱. کاوه ع، کلات جاری و. ر، (۱۳۷۳)، "نظریه‌ی قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه"، چاپ اول، دانشگاه علم و صنعت.
2. Ditlevsen O. and Madsen H. O. (2007), "Structurals reliability methodes", Department of Mechanical engineering technical university of Denmark, pp. 373.
3. Jonsson G. (1989) "reliability of analysis of structural concrete element" B.SC technical college of Iceland.
۴. ساجدی س ف، (۱۳۸۲)، "ایمنی سازه‌ها"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه آزاد اسلامی واحد اهواز
5. Nowak A. S. and Collins K. C. (2000), "Reliability Of Structures", University Of Michigan, McGraw-Hill International Edition.
۶. گرامی م، مهاجری ا، "بررسی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی بتن‌آرمه تقویت شده با مهاربند فلزی"، اولین کنفرانس ملی بهسازی و مقاوم‌سازی بافت‌های شهری در مجاورت گسل‌های فعال، ۱۳۹۱
7. Val D.(2003) "Reliability of fiber reinforced polymer-confined reinforced concrete columns" *J. of. Structural Engineering, ASCE*, 129(8).
8. Hong H. P. and Zhou W. (2011) "Reliability assessment of FRP-confined concrete columns designed for buildings" *J. of. Structure and infrastructure engineering*, 7(3), pp 243-258.
9. Zureick A. H. and Bennett R. M. and Ellingwood B. R. (2006) "Statistical characterization of Fiber-Reinforced Polymer composite material properties for structural design" *J. of. Structural Engineering, ASCE*, 132(8), pp 1320-1327.
10. Atadero R. A. and Karbhari V. M. (2009) "Source of uncertainty and design values for field-manufactured FRP" *Composite structures*, pp 83-93.
۱۱. شایانفر م، نادرپور ح، (۱۳۸۷)، "بررسی پارامترهای مؤثر بر قابلیت اعتماد پایه پل‌های بتن‌آرمه تقویت شده با صفحات FRP"، پژوهش نامه حمل و نقل، سال ششم، شماره دوم، ۱۱۱-۱۲۳
۱۲. معرفت م. ص، "توصیف آماری عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای مقاطع بتن‌آرمه برای شرایط کارگاهی در تهران".
13. Etedali A. and Rashki M. and Shabakhty. (2013) "Investigation on safety level of un-retrofitted and retrofitted concrete columns based on Iranian concrete design code and Iranian building site conditions" *ACEE*, 2(3), pp 114-127.
14. Choi s. k. and Grandhi R. V., (2007), "Reliability-based structural design", springer.
15. Ranganathan R. (1990) , "Reliability Analysis and Design of Structures", Tata Mc Graw-Hill Co. Civil Engineering Dept, I.I.T. Bombay.
۱۶. آبا، (۱۳۸۴)، "آیین‌نامه بتن ایران"، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله.
17. Bowling S.R. and Khasawneh M. T. (2009) " A logistic approximation to the cumulative distribution" *J. of. Industrial Engineering and Management* 2(1), pp 114-127.
18. Basak P. and Basak I. and Balakrishnan. (2009) "Estimation for the three-parameter lognormal distribution based on progressively censored data" *J. of. Computational statistics and data Analysis*, 53, pp 3580-3592.

۱۹. مستوفی‌نژاد د، فضیلتی م، (۱۳۷۸)، "بارگذاری و سیستم‌های باربر"، انتشارات ارکان، اصفهان.
20. Blahak U. (2010) "Efficient approximation of the incomplete gamma function for use in cloud model applications" Geoscientific model development
21. Mobarak M. (2011) "Estimation of the frechet distribution parameters based on record values" Arab J. Sci Eng, pp 1597-16006.
۲۲. میر شریفی س. ا، (۱۳۸۲)، رساله کارشناسی ارشد، "تحلیل و طراحی دکل‌های انتقال نیرو با استفاده از نظریه قابلیت/اعتماد سازه‌ها" دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.
23. McCormac J. C. and Brown R., (2014), "Design of reinforced concrete", nine edition, Weily.
۲۴. طاحونی ش، (۱۳۷۸)، "طراحی ساختمانهای بتن مسلح"، چاپ سوم، دانشگاه تهران.
۲۵. مستوفی‌نژاد د، (۱۳۸۳)، "سازه‌های بتن آرمه"، جلد ۱، انتشارات ارکان، اصفهان.
۲۶. حاج صادقی م، (۱۳۸۹)، رساله کارشناسی ارشد، "بررسی رفتار ستون‌های بتن مسلح مستطیلی مقاوم شده با فیبرهای کامپوزیتی"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.
۲۷. الباسیان ا، "راهکارهای مقاوم‌سازی لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه".
۲۸. دزیانی م، (۱۳۸۶)، رساله کارشناسی ارشد، "تعیین قابلیت اعتماد ستونهای بتن مسلح طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های آبا و ACI318-05 و مقایسه‌ی آنها"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.
29. Xilin L. (2010), "Retrofitting design if building structures", Taylor & Francis, New York.
30. Rodriguez M., Eeri M., Park R. "Repair and strengthening of reinforced concrete building for seismic resistance"
31. Paul J. H.(2002) "Repair, renovation and strengthening of concrete structures", Evaluation and rehabilitation of concrete structures, Mexico City.
۳۲. سعادت‌مند ح، (۱۳۸۲)، رساله کارشناسی ارشد، "بررسی تأثیرات FRP در محصور شدگی بتن با هدف مقاوم‌سازی تیر-ستون‌های بتن آرمه"، دانشکده عمران، دانشگاه یزد.
33. Benzaid R. and Mesbah H. A. "Circular and square concrete columns externally confined by CFRP composite: experimental investigation an effective strength model
۳۴. دشتی رحمت آبادی م. ع، حداد زاده ح، کردی ن، فقیه خراسانی ف، "مقاوم سازی ستون بتنی به دو روش ژاکت بتنی و الیاف FRP و مقایسه آنها"، نشریه عمران، مقاوم سازی و بهسازی، شماره ۲۵.
35. Pravin S. and Waghmare. (2011) "Materials and jacketing technique for retrofitting of structures" International journal of advanxed engineering research and studies, 1, pp 15-19.
36. Einde L. and Zhao L. and Seible F. (2003) "use of FRP composites in civil structural applications" J. of. Construction and building materials, 17, pp 389-403.
۳۷. نشریه ۳۴۵، (۱۳۸۵)، راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمانهای بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.

38. ACI440.2R. (2008) "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures".
39. Balaguru P. and Nanni A. and Giancaspero J. (2009), "FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures", Taylor & Francis, New York, pp. 348.
40. Bank L. C. (2006), "Composites for construction" Wiley, New Jersey, pp. 567.
41. Hollaway L. C. and Chryssanthopoulos K. and Moy S. S. J., (2004), "Advanced polymer composites for structural applications in construction", ACIC, university of Surrey, England.
42. ACI318. (2005) "Building code requirements for structural concrete".
۴۳. کارکن م، توکلی‌زاده م. ر، شهابیان مقدم ف، (۱۳۹۰)، "تحلیل قابلیت اطمینان رابطه‌های موجود برای تعیین مقاومت فشاری ستون‌های بتنی محصور شده با FRP"، دومین کنفرانس مهندسی قابلیت اطمینان، پژوهشگاه هوا و فضا، تهران.
44. Rocca S. and Galati N. and Nanni N. (2009) "Interaction diagram methodology for design of FRP-confined for reinforced concrete column" *J. of. Construction aand building materials*, 23, pp 1508-1520.
۴۵. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، (۱۳۹۲)، "طرح و اجرای ساختمانهای بتن‌آرمه"، وزارت راه و شهرسازی.
46. Ellingwood B. and Galambos T.V. and MacGregor J.G. and Cornell C.A. (1980) "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58", Washington, D.C: U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards
47. ASCE (2010), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
48. Ellingwood B. R. and Tekie P. B. (1999) "Wind load statistical for probability-based structural design" *J. of. Structural Engineering*, 125(4), pp 453-463.
۴۹. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، (۱۳۹۲)، "بارهای وارد بر ساختمان"، وزارت راه و شهرسازی.
۵۰. معرفت م. ص، میلانیان آ، (۱۳۸۳)، "اندرکنش خمشی و نیروی محوری در ستونهای بتن‌آرمه تقویت شده با الیاف پلیمرهای کربن"، اولین همایش کاربرد کامپوزیت‌های FRP در بهسازی و ساخت سازه‌ها، ۱۳۹-۱۴۷، تهران.
51. Obla K. "Source of concret strength variation".
52. Mirza S. A, Mac Gregor J. G. (1982) "probabilistic study of strength reinforced concrete member" *Canada journal civil engineering*, 9, pp 431-448.
53. Nowak A. S and Szerszen M. M. (2002) "Reliability-based calibration of the design code for concrete structures", AMAS, Warsaw, seotember 23-25.
54. Saputra A. and Limsuwan E. and Ueda T. (2010) "Characteristic of the material and fabrication for concrete structures in Indonesia" *Engineering Journal*, 14.
۵۵. معرفت م. ص، امیری شاهمیرانی م. ر، (۱۳۸۰)، "بررسی ضرایب بار و مقاومت جهت طراحی سازه‌های بتن‌آرمه بر مبنای شرایط کارگاهی در ایران"، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۵، شماره ۳، ۲۵۷-۲۶۷.
56. Wieghaus K. T. and Atadero R. A. (2011) "Effect of exiting structure and FRP uncertainties on the reliability of FRP-based repair" *J. of. composites for construction, ASCE*, 15(4), pp 635-643.

57. Karbhari V. and Kaiser H. and Rajive N. and Ghosh K. and Lee L., (2005), "Methods for detecting defects in composite rehabilitated concrete structures" Oregon department of transportation
 58. Kaiser H. and Karbhari V. M. (2003) " Identification of potential in the rehabilitation of concrete structures with FRP composites" J. of. Materials and product technology, 19(6), pp 498-520.
 59. Atadero R. A. and Karbhari V. M. "Probabilistic based design for FRP strengthening of reinforced concrete".
 60. Nowak A. and Kaszynska M. (2011) " Target reliability for new, existing and historical structures".
۶۱. کردلو م، معرف زاده م. ر، (۱۳۹۰)، "کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت آیین نامه فولاد ایران براساس تئوری قابلیت اعتماد سازه ها"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان.

Abstract

Design problems, deficiency in construction quality, use of low quality materials and change in the application of structures are the main reasons that make the existing structures can not satisfy the criteria of design codes and therefore, need to be repaired and retrofitted.

Retrofitting is performed in different elements of a structure such as beams, columns, slabs, etc. Among these elements, columns are very important in transferring the load and the stability of structures. Therefore, appropriate method should be selected in retrofitting of these elements. Over the past decades, use of FRP as a kind of advanced composite materials has come to the forefront of retrofitting techniques.

These materials possess many attractive engineering qualities such as high ratio of strength to weight, high strength to fatigue and high resistance to corrosion, that are leading to their increased application.

There are many theoretical models to determine the increase in strength and ductility of concrete confined with FRP. Comparison with available experimental data indicates a large degree of uncertainty in these models.

The development and improvement of design codes affect the optimum use of FRP. For this reason it was decided to investigate the index reliability design code for Iran and United States with reliability theory.

One of the effective factors on index safety study is to identify thoroughly all available probability factors. Unfortunately, there is not any comprehensive study on load and resistance variables in Iran. In addition, studies on the reliability of reinforced concrete columns strengthened with FRP, are very limited. For this reason it was decided to make a statistical population on strength of columns and investigate the index reliability for design code with Rackwitz-Fissler method.

Key words: Reliability, Uncertainty, Reinforced concrete columns, FRP.



University of Shahrood

Faculty of Civil Engineering

**Reliability of reinforced concrete columns confined with
FRP, Based on Iran & US Design Codes**

Zeynab Andarvare

Supervisors:

Dr.Vahidreza Kalatjari

Dr.Farshid Jandaghi Alaei

February 2015