



سمینار کارشناسی ارشد

بررسی آیین نامه های مقاومسازی سازه های بتن آرمه به وسیله FRP

ارائه شده به دانشکده مهندسی عمران
جهت دریافت درجه کارشناسی ارشد

توسط :

عباس باقری

استاد راهنما :

جناب آقای دکتر فرشید علایی

زمستان ۱۳۸۳

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

تقریر بہ

پیشرو و مابین

کہ از نامی و جہوشا در رہ نکامل من ورین نکر و نہ

قدردانی :

در ابتدای این سمینار لازم می دانم از راهنمایی های جناب آقای دکتر علایی و از زحمات کلیه افرادی که در هدایت و تکمیل این مجموعه مرا راهنمایی کرده اند علی الخصوص مهندس دریابویی ، تشکر و قدردانی نموده و کمال موفقیت ایشان را از خداوند متعال خواستارم .

چکیده :

امروزه در سراسر جهان ، استفاده از مواد پلیمری تقویت شده با الیاف (FRP) به عنوان یک ماده مقاومساز ، جایگزین صفحات فولادی خصوصا در تقویت سازه های بتنی گردیده است . گستردگی استفاده از این ماده به دلیل مزایای فراوان آن ، ضرورت انجام بررسیها و تحقیقات زیادی جهت شناخت هرچه بهتر آن را می طلبد . یکی از مهمترین ضروریات مورد نیاز مربوط به این ماده ، نحوه طراحی و اجرای آن می باشد . در این راستا در این سمینار ، چندین راهنمایی که در سراسر دنیا در زمینه مقاومسازی سازه های بتنی به کمک ورقه های FRP ارائه شده است را ، مورد بررسی قرار داده و ترجمه کامل آنها در مجموعه پیوستی گردآوری شده است . این راهنماها عبارتند از ACI 440.2R-02 ، *fib* Bulletin 14 (2001) ، UK Technical Report No.55 (2000) و ISIS Canada (2001) . در ادامه جهت شناخت و ارزیابی بهتر این راهنماهای طراحی ، مقایسه ای از نتایج آنها نسبت به نتایج آزمایشگاهی انجام شده تا بتواند راهگشایی در جهت تدوین دستورالعملی بهتر و کاملتر ، مخصوصا برای ایران باشد .

کلمات کلیدی :

دستورالعمل طراحی ، سازه های بتنی ، پلیمرهای تقویت شده با الیاف (FRP) ، مقاومسازی .

فهرست :

۱	مقدمه
۲	فصل اول : خلاصه ای از آیین نامه ACI 440.2R-02
۲	۱-۱ : مقدمه
۳	۲-۱ : کلیات
۳	۳-۱ : نکات و محدودیتهای مقاومسازی
۴	۴-۱ : انواع سیستمهای FRP
۵	۵-۱ : مواد و مصالح سازنده
۵	۱-۵-۱ : رزینها
۵	۲-۵-۱ : الیافها
۵	۶-۱ : خصوصیات و رفتار مواد FRP
۵	۱-۶-۱ : خصوصیات فیزیکی سیستمهای مختلف رایج FRP
۵	۱-۱-۶-۱ : چگالی
۵	۲-۱-۶-۱ : ضریب انبساط حرارتی
۶	۲-۶-۱ : خصوصیات مکانیکی
۶	۳-۶-۱ : رفتار سیستم FRP نسبت به زمان
۷	۷-۱ : نکات مهم در پروسه نصب سیستم FRP
۸	۸-۱ : کنترل و تضمین کیفیت سیستم FRP
۹	۹-۱ : ملاحظات کلی طراحی
۹	۱-۹-۱ : محدودیتهای مقاومسازی
۱۰	۲-۹-۱ : انتخاب سیستم FRP
۱۰	۱-۲-۹-۱ : ملاحظات محیطی
۱۰	۱-۱-۲-۹-۱ : محیط قلیایی یا اسیدی
۱۰	۲-۱-۲-۹-۱ : انبساط حرارتی
۱۰	۳-۱-۲-۹-۱ : رسانایی الکتریکی
۱۰	۲-۲-۹-۱ : ملاحظات بارگذاری
۱۱	۳-۲-۹-۱ : ملاحظات مربوط به پوشش محافظ
۱۱	۳-۹-۱ : خصوصیات مواد طراحی
۱۲	۱۰-۱ : مقاومسازی خمشی
۱۲	۱-۱۰-۱ : فرضیات
۱۲	۲-۱۰-۱ : محاسبه کرنش اولیه بستر
۱۳	۳-۱۰-۱ : طراحی خمشی مقاومسازی با FRP

۱۵	۴-۱۰-۱ : حالت سرویس
۱۷	۱۱-۱ : مقاومت سازی برشی
۱۹	۱۲-۱ : مقاومت سازی فشاری
۲۰	۱۳-۱ : مقاومت سازی کششی
۲۱	۱۴-۱ : افزایش شکل پذیری
۲۲	۱۵-۱ : جزئیات مقاومت سازی
۲۳	فصل دوم : خلاصه ای از آیین نامه (2001) fib Bulletin 14
۲۳	۱-۲ : کلیات
۲۳	۲-۲ : خصوصیات مواد و ضوابط کلی
۲۶	۳-۲ : مقاومت سازی خمشی
۲۶	۱-۳-۲ : فرضیات
۲۶	۲-۳-۲ : محاسبه کرنش اولیه
۲۷	۳-۳-۲ : مودهای گسیختگی تیرها
۲۸	۴-۳-۲ : طراحی مقاومت سازی خمشی
۳۰	۵-۳-۲ : محدودیت های لازم برای عدم وقوع جداشدگی
۳۰	۱-۵-۳-۲ : محدودیت برای جداشدگی ناشی از ترکهای برشی
۳۰	۲-۵-۳-۲ : جداشدگی ناشی از گسیختگی برشی در انتهای صفحه
۳۱	۳-۵-۳-۲ : اعمال محدودیت برای جداشدگی انتهای صفحه
۳۱	۱-۳-۵-۳-۲ : روش اول
۳۲	۲-۳-۵-۳-۲ : روش دوم
۳۳	۴-۵-۳-۲ : اعمال محدودیت برای جداشدگی در طول اتصال
۳۳	۱-۴-۵-۳-۲ : روش اول
۳۳	۲-۴-۵-۳-۲ : روش دوم
۳۷	۶-۳-۲ : ضوابط مربوط به حالت حدی سرویس
۳۷	۱-۶-۳-۲ : محاسبات اولیه
۳۸	۲-۶-۳-۲ : محدودیت های تنشی
۳۹	۳-۶-۳-۲ : بررسی تغییر شکل و خیزها
۴۱	۴-۶-۳-۲ : بررسی عرض ترکها
۴۲	۵-۶-۳-۲ : بررسی ترکهای بین صفحه ای اتصال
۴۳	۴-۲ : مقاومت سازی برشی
۴۳	۱-۴-۲ : محاسبه ظرفیت برشی
۴۶	۲-۴-۲ : حالت سرویس
۴۶	۵-۲ : مقاومت سازی پیچشی

۴۸	۶-۲ : مقاومت سازی فشاری
۴۸	۱-۶-۲ : محاسبه تنش فشاری نهایی برای ستونهای دایره ای
۵۰	۲-۶-۲ : بررسی عوامل مختلف مؤثر در تنش فشاری نهایی ستونها
۵۲	۳-۶-۲ : شکل پذیری
۵۴	فصل سوم : خلاصه ای از گزارش حرفه ای منتشر شده توسط انجمن بتن انگلستان
۵۴	۱-۳ : کلیات
۵۴	۲-۳ : خصوصیات مواد و ضرایب ایمنی
۵۸	۳-۲ : مقاومت سازی خمشی
۵۸	۱-۳-۳ : فرضیات
۵۸	۲-۳-۳ : محاسبه ممان بالانس
۵۹	۳-۳-۳ : محاسبه کرنش اولیه در بستر کششی تیر قبل از نصب FRP
۶۰	۴-۳-۳ : محاسبه ظرفیت مقاومت خمشی نهایی
۶۳	۵-۳-۳ : حالت سرویس
۶۴	۴-۳ : مقاومت سازی برشی
۶۷	۵-۳ : مقاومت سازی ستونها
۶۷	۱-۵-۳ : مقاومت سازی فشاری ستونها
۶۸	۲-۵-۳ : مقاومت سازی خمشی ستونها
۶۹	فصل چهارم : خلاصه ای از راهنمای ISIS
۶۹	۱-۴ : کلیات
۷۰	۲-۴ : مقاومت سازی خمشی
۷۰	۱-۲-۴ : فرضیات
۷۰	۲-۲-۴ : خصوصیات مواد
۷۰	۱-۲-۲-۴ : بتن
۷۲	۱-۲-۲-۴ : فولاد
۷۲	۱-۲-۲-۴ : FRP
۷۲	۱-۲-۲-۴ : ضرایب ایمنی مواد
۷۳	۳-۲-۴ : مودهای گسیختگی
۷۳	۴-۲-۴ : محاسبه کرنش اولیه در بستر کششی بتنی
۷۳	۵-۲-۴ : محاسبه عمق تارخنشی در حالت بالانس
۷۴	۶-۲-۴ : خردشدگی بتن
۷۵	۷-۲-۴ : گسیختگی FRP
۷۵	۸-۲-۴ : تیرهای T شکل
۷۸	۳-۴ : مقاومت سازی برشی

۸۰	۴-۴ : حداقل طول مهاری
۸۱	۵-۴ : حالت سرویس
۸۲	۶-۴ : مقاومتی ستونها
۸۲	۴-۶-۱ : ستونهای دایره ای کوتاه
۸۳	۴-۶-۲ : ستونهای مستطیلی کوتاه
۸۴	۴-۶-۳ : حالت سرویس
۸۴	۴-۶-۴ : مقاومتی برشی ستونها
۸۶	فصل پنجم : مقایسه نتایج آیین نامه ها با نتایج آزمایشگاهی
۸۶	۱-۵ : مقدمه
۸۸	۵-۲ : آزمایشهای مقاومتی خمشی تیرهای بتن آرمه
۸۸	۵-۲-۱ : آزمایش اول مقاومتی خمشی
۸۸	۵-۲-۱-۱ : بخش اول آزمایش
۹۸	۵-۲-۱-۲ : بخش دوم آزمایش
۱۰۸	۵-۲-۱-۳ : بخش سوم آزمایش
۱۱۵	۵-۲-۲ : آزمایش دوم مقاومتی خمشی
۱۲۱	۵-۲-۳ : آزمایش سوم مقاومتی خمشی
۱۲۵	۵-۲-۴ : آزمایش چهارم مقاومتی خمشی
۱۳۰	۵-۲-۵ : آزمایش پنجم مقاومتی خمشی
۱۳۴	۵-۲-۶ : آزمایش ششم مقاومتی خمشی
۱۴۰	۵-۲-۷ : آزمایش هفتم مقاومتی خمشی
۱۴۴	۵-۲-۸ : آزمایش هشتم مقاومتی خمشی
۱۴۸	۵-۲-۹ : آزمایش نهم مقاومتی خمشی
۱۵۱	۵-۲-۱۰ : آزمایش دهم مقاومتی خمشی
۱۵۶	۵-۲-۱۱ : آزمایش یازدهم مقاومتی خمشی
۱۶۰	۵-۲-۱۲ : آزمایش دوازدهم مقاومتی خمشی
۱۶۵	۵-۳ : آزمایشهای مقاومتی برشی تیرهای بتن آرمه
۱۶۵	۵-۳-۱ : آزمایش اول مقاومتی برشی
۱۷۰	۵-۳-۲ : آزمایش دوم مقاومتی برشی
۱۷۵	۵-۳-۳ : آزمایش سوم مقاومتی برشی
۱۸۱	۵-۳-۴ : آزمایش چهارم مقاومتی برشی
۱۸۶	۵-۴ : آزمایشهای مقاومتی فشاری
۱۸۶	۵-۴-۱ : آزمایش اول مقاومتی فشاری
۱۹۰	۵-۴-۲ : آزمایش دوم مقاومتی فشاری

۱۹۳	۳-۴-۵ : آزمایش سوم مقاومتسازی فشاری
۱۹۶	۴-۴-۵ : آزمایش چهارم مقاومتسازی فشاری
۱۹۹	فصل ششم : نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۹۹	۱-۶ : کلیات
۲۰۰	۲-۶ : نتایج مقاومتسازی خمشی
۲۰۳	۳-۶ : نتایج مقاومتسازی برشی
۲۰۵	۴-۶ : نتایج مقاومتسازی فشاری
۲۰۷	۵-۶ : پیشنهادات
۲۰۸	مراجع
۲۱۲	ضمیمه (الف) : معرفی تعدادی از آیین نامه ها و راهنماهای مربوط به مقاومتسازی
۲۱۸	ضمیمه (ب) : برنامه های MATLAB جهت محاسبه مقاومت نهایی نمونه ها
۲۵۷	ضمیمه (ج) : روابط مربوط به محاسبه انحراف معیار

فهرست شکلها :

۱۳	شکل ۱-۱ : توزیع تنش و کرنش در حالت نهایی برای یک مقطع مستطیلی تحت خمش
۱۶	شکل ۲-۱ : توزیع تنش و کرنش الاستیک
۱۷	شکل ۳-۱ : نمایش متغیرهای ابعادی استفاده شده در محاسبات مقاومتسازی برشی
۲۲	شکل ۴-۱ : نمایش گرافیکی راهنمایی نقطه قطع مجاز در سیستم FRP سه لایه ای
۲۴	شکل ۱-۲ : منحنی تنش - کرنش مواد سازنده در حالت حدی نهایی
۲۶	شکل ۲-۲ : شرایط اولیه
۲۷	شکل ۳-۲ : موده‌های گسیختگی اتصال یک عضو بتنی تقویت شده با FRP
۲۸	شکل ۴-۲ : آنالیز سطح مقطع برای حالت حد نهایی در خمش
۳۱	شکل ۵-۲ : (a) مفهوم ناحیه برشی مجازی، (b) قیاس مدلسازی برای آنالیز گسیختگی برشی انتهای FRP
۳۳	شکل ۶-۲ : مهار انتهایی در یک ناحیه بتن ترک نخورده
۳۴	شکل ۷-۲ : تنش کششی قابل مهار وابسته به طول مهاری
۳۵	شکل ۸-۲ : عضو بین دو ترک متوالی - آنالیز جداشدگی در ترکهای خمشی
۳۶	شکل ۹-۲ : دیاگرام ماکزیمم افزایش ممکن در تنش کششی بین دو ترک متوالی
۳۶	شکل ۱۰-۲ : رابطه لغزش - تنش اتصال
۳۷	شکل ۱۱-۲ : آنالیز الاستیک خطی مقطع ترک خورده
۴۳	شکل ۱۲-۲ : نمایش شماتیک اعضای بتن آرمه مقاومتسازی شده در برش با FRP
۴۴	شکل ۱۳-۲ : سهم FRP در ظرفیت برشی
۴۶	شکل ۱۴-۲ : نیروهای تحمل شده به وسیله FRP
۴۸	شکل ۱۵-۲ : حالت سه محوری تنش در پوشش FRP
۵۰	شکل ۱۶-۲ : روند محاسبه تنش و کرنش فشاری نهایی
۵۱	شکل ۱۷-۲ : فشار محبوس کنندگی اعمال شده به وسیله FRP
۵۲	شکل ۱۸-۲ : هسته مؤثر محبوس شده از یک مقطع غیردایره ای
۵۹	شکل ۱-۳ : توزیع تنش و کرنش برای گسیختگی بالانس
۵۹	شکل ۲-۳ : کرنش کششی اولیه در بتن
۶۱	شکل ۳-۳ : رابطه طول مهاری با نیروی گسیختگی چسبندگی
۶۵	شکل ۴-۳ : عرض مؤثر از FRP
۶۷	شکل ۵-۳ : همپوشانی لبه ای در ستونها
۷۱	شکل ۱-۴ : توزیع تنش و کرنش (تنها آرماتورهای کششی فولادی)
۷۴	شکل ۲-۴ : توزیع تنش و کرنش (آرماتورهای فشاری و کششی)
۷۶	شکل ۳-۴ : (a) پارامترهای هندسی تیر T شکل ، (b) ممان مقاوم
۷۸	شکل ۴-۴ : طول مؤثر تقویت کننده ها

- شکل ۵-۱: رابطه بین مقاومت استوانه ای و مکعبی بتن ۸۶
- شکل ۵-۲: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1 ۹۳
- شکل ۵-۳: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E2 ۹۳
- شکل ۵-۴: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E3 ۹۴
- شکل ۵-۵: تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های تقویت شده با FRP از نوع E1، E2 و E3 ۹۴
- شکل ۵-۶: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 20 \text{ MPa}$ ۱۰۲
- شکل ۵-۷: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 30 \text{ MPa}$ ۱۰۲
- شکل ۵-۸: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 20 \text{ MPa}$ ۱۰۳
- شکل ۵-۹: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 30 \text{ MPa}$ ۱۰۳
- شکل ۵-۱۰: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$ و $f_c = 20 \text{ MPa}$ ۱۰۴
- شکل ۵-۱۱: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$ و $f_c = 30 \text{ MPa}$ ۱۰۴
- شکل ۵-۱۲: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 4$ و $f_c = 20 \text{ MPa}$ ۱۰۵
- شکل ۵-۱۳: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 4$ و $f_c = 30 \text{ MPa}$ ۱۰۵
- شکل ۵-۱۴: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$ ۱۰۶
- شکل ۵-۱۵: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 4$ ۱۰۶
- شکل ۵-۱۶: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1-U ۱۱۲
- شکل ۵-۱۷: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E2-U ۱۱۲
- شکل ۵-۱۸: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E3-U ۱۱۳
- شکل ۵-۱۹: تغییرات ضرایب ایمنی نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1-U، E2-U و E3-U ۱۱۳
- شکل ۵-۲۰: نمایش ابعاد و نحوه تقویت خمشی نمونه ها ۱۱۵
- شکل ۵-۲۱: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها ۱۱۶
- شکل ۵-۲۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۱۷
- شکل ۵-۲۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۱۷
- شکل ۵-۲۴: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-1 ۱۱۸
- شکل ۵-۲۵: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-2 ۱۱۸
- شکل ۵-۲۶: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-3 ۱۱۹
- شکل ۵-۲۷: ابعاد و نحوه بارگذاری نمونه ها ۱۲۱
- شکل ۵-۲۸: نحوه تقویت و مهار نمونه ها به وسیله FRP ۱۲۲
- شکل ۵-۲۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۲۳
- شکل ۵-۳۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۲۳
- شکل ۵-۳۱: نحوه بارگذاری، آرماتوربندی و مقاومسازی نمونه ها ۱۲۶
- شکل ۵-۳۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری A ۱۲۷
- شکل ۵-۳۳: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری B ۱۲۷

- شکل ۵-۳۴: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۲۸
- شکل ۵-۳۵: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها ۱۳۱
- شکل ۵-۳۶: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۳۲
- شکل ۵-۳۷: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۳۲
- شکل ۵-۳۸: نحوه آرماتوربندی نمونه ها ۱۳۴
- شکل ۵-۳۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های شاهد ۱۳۶
- شکل ۵-۴۰: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم نمونه های تقویت شده با اندیس ۲ ۱۳۶
- شکل ۵-۴۱: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم نمونه های تقویت شده با اندیس ۳ ۱۳۷
- شکل ۵-۴۲: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۳۷
- شکل ۵-۴۳: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها ۱۴۱
- شکل ۵-۴۴: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری اول ۱۴۲
- شکل ۵-۴۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری دوم ۱۴۲
- شکل ۵-۴۶: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۴۳
- شکل ۵-۴۷: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف ۱۴۶
- شکل ۵-۴۸: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۴۶
- شکل ۵-۴۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف ۱۴۹
- شکل ۵-۵۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۴۹
- شکل ۵-۵۱: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری A ۱۵۳
- شکل ۵-۵۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری B ۱۵۳
- شکل ۵-۵۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۵۴
- شکل ۵-۵۴: نحوه آرماتوربندی نمونه ها ۱۵۶
- شکل ۵-۵۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف ۱۵۸
- شکل ۵-۵۶: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۵۸
- شکل ۵-۵۷: نحوه آرماتوربندی نمونه ها ۱۶۰
- شکل ۵-۵۸: نحوه بارگذاری و مقاومسازی نمونه ها ۱۶۱
- شکل ۵-۵۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف ۱۶۲
- شکل ۵-۶۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۶۲
- شکل ۵-۶۱: دیاگرام اثر تغییرات عرض FRP بر ممان نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه A1 ۱۶۳
- شکل ۵-۶۲: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها ۱۶۵
- شکل ۵-۶۳: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف ۱۶۷
- شکل ۵-۶۴: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۶۷
- شکل ۵-۶۵: تغییرات مقاومت برشی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات ضخامت FRP، نمونه C-1 ۱۶۸
- شکل ۵-۶۶: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها ۱۷۰

- شکل ۵-۶۷: نحوه تقویت برشی نمونه های مختلف به وسیله FRP ۱۷۰
- شکل ۵-۶۸: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف ۱۷۲
- شکل ۵-۶۹: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۷۲
- شکل ۵-۷۰: تغییرات مقاومت برشی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات عرض FRP ، نمونه SO ۱۷۳
- شکل ۵-۷۱: نحوه آرماتوربندی نمونه ها ۱۷۵
- شکل ۵-۷۲: نحوه تقویت نمونه ها ۱۷۶
- شکل ۵-۷۳: نحوه بارگذاری نمونه ها ۱۷۶
- شکل ۵-۷۴: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف ۱۷۸
- شکل ۵-۷۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۷۸
- شکل ۵-۷۶: تغییرات مقاومت برشی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات عرض نوارهای FRP ۱۷۹
- شکل ۵-۷۷: نحوه آرماتوربندی و ابعاد نمونه ها ۱۸۱
- شکل ۵-۷۸: نحوه مهاربندی نمونه BT5 ۱۸۱
- شکل ۵-۷۹: نحوه تقویت برشی نمونه ها ۱۸۲
- شکل ۵-۸۰: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف ۱۸۴
- شکل ۵-۸۱: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۸۴
- شکل ۵-۸۲: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف ۱۸۸
- شکل ۵-۸۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۸۸
- شکل ۵-۸۴: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف ۱۹۱
- شکل ۵-۸۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۹۱
- شکل ۵-۸۶: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف ۱۹۴
- شکل ۵-۸۷: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۹۴
- شکل ۵-۸۸: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف ۱۹۷
- شکل ۵-۸۹: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف ۱۹۷

فهرست جداول :

۱۱	جدول ۱-۱ : ضریب کاهش محیطی برای سیستمهای FRP مختلف با شرایط در معرض قرارگیری گوناگون
۱۵	جدول ۲-۱ : حدود تنش بارگذاری دائم و نوسانی در حالت سرویس در FRP های تقویت کننده
۲۴	جدول ۱-۲ : ضرایب ایمنی مواد FRP، γ_f
۴۰	جدول ۲-۲ : مقادیر k_M برای دیاگرامهای مختلف خمش
۴۷	جدول ۳-۲ : مقادیر مختلف k_2
۵۵	جدول ۱-۳ : ضرایب ایمنی برای مدول الاستیسیته در حالت حد نهایی
۵۶	جدول ۲-۳ : ضرایب ایمنی مقاومت در حالت حد نهایی
۵۶	جدول ۳-۳ : مقادیر توصیه شده از ضرایب ایمنی
۵۶	جدول ۴-۳ : ضرایب بار در شرایط مختلف براساس BS 8110
۶۳	جدول ۴-۳ : ماکزیمم محدوده تنش براساس نسبتی از مقاومت نهایی طراحی (%)
۶۳	جدول ۵-۳ : ماکزیمم تنش تحت بار سرویس جهت اجتناب از گسیختگی تنش
۷۲	جدول ۱-۴ : ضرایب مقاومت بتن و آرماتورهای فولادی
۸۱	جدول ۲-۴ : ضریب کاهش محیطی برای سیستمهای FRP مختلف با شرایط در معرض قرارگیری گوناگون
۸۸	جدول ۱-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E1
۸۹	جدول ۲-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E2
۸۹	جدول ۳-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E3
۹۰	جدول ۴-۵ : نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش اول
۹۰	جدول ۵-۵ : نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش اول
۹۱	جدول ۶-۵ : میانگین و انحراف معیار ضرایب ایمنی ۱۶ تیر در حالت خمش قبل از مقاومسازی
۹۲	جدول ۷-۵ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی
۹۲	جدول ۸-۵ : میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی E1, E2 و E3
۹۸	جدول ۹-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 1$)
۹۹	جدول ۱۰-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 0.5$)
۹۹	جدول ۱۱-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 4$)
۱۰۰	جدول ۱۲-۵ : نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش اول
۱۰۰	جدول ۱۳-۵ : نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش دوم
۱۰۱	جدول ۱۴-۵ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی
۱۰۸	جدول ۱۵-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E1-U
۱۰۹	جدول ۱۶-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E2-U
۱۰۹	جدول ۱۷-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E3-U
۱۱۰	جدول ۱۸-۵ : نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش سوم

- جدول ۵-۱۹: نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش سوم ۱۱۰
- جدول ۵-۲۰: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی در بارگذاری گسترده ۱۱۱
- جدول ۵-۲۱: میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار و درصد تطابق مود گسیختگی برای همه نمونه ها ۱۱۱
- جدول ۵-۲۲: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۱۵
- جدول ۵-۲۳: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۱۶
- جدول ۵-۲۴: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۱۹
- جدول ۵-۲۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۲۱
- جدول ۵-۲۶: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۲۲
- جدول ۵-۲۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۲۴
- جدول ۵-۲۸: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۲۵
- جدول ۵-۲۹: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۲۶
- جدول ۵-۳۰: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۲۸
- جدول ۵-۳۱: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۳۰
- جدول ۵-۳۲: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۳۱
- جدول ۵-۳۳: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۳۱
- جدول ۵-۳۴: نتایج میزان افزایش مقاومت نهایی نمونه های نظیر هم در دو سری A و B ۱۳۳
- جدول ۵-۳۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۳۴
- جدول ۵-۳۶: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۳۵
- جدول ۵-۳۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۳۵
- جدول ۵-۳۸: میزان افزایش نسبی مقاومت نهایی دو سری B و C نسبت به نمونه نظیر آنها در سری A ۱۳۸
- جدول ۵-۳۹: افزایش نسبی مقاومت در هر سری از نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه شاهد نظیر آن ۱۳۸
- جدول ۵-۴۰: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۴۰
- جدول ۵-۴۱: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۴۰
- جدول ۵-۴۲: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۴۱
- جدول ۵-۴۳: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۴۴
- جدول ۵-۴۴: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۴۵
- جدول ۵-۴۵: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۴۵
- جدول ۵-۴۶: میانگین درصد کاهش مقاومت نهایی سری دوم نمونه ها نسبت به سری اول ۱۴۵
- جدول ۵-۴۷: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۴۸
- جدول ۵-۴۸: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۴۸
- جدول ۵-۴۹: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی ۱۵۰
- جدول ۵-۵۰: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها ۱۵۱
- جدول ۵-۵۱: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها ۱۵۲

۱۵۲	جدول ۵-۵۲: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی
۱۵۵	جدول ۵-۵۳: ضرایب ایمنی اصلاح شده
۱۵۶	جدول ۵-۵۴: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها
۱۵۷	جدول ۵-۵۵: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها
۱۵۷	جدول ۵-۵۶: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی
۱۶۰	جدول ۵-۵۷: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها
۱۶۱	جدول ۵-۵۸: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها
۱۶۳	جدول ۵-۵۹: ضرایب ایمنی و انحراف معیار به همراه درصد تطابق مود گسیختگی نسبت به نتایج عملی
۱۶۶	جدول ۵-۶۰: خصوصیات تیر و FRP
۱۶۶	جدول ۵-۶۱: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها
۱۶۶	جدول ۵-۶۲: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها
۱۶۸	جدول ۵-۶۳: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۷۱	جدول ۵-۶۴: خصوصیات تیر و FRP
۱۷۱	جدول ۵-۶۵: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و فولاد برای نمونه ها
۱۷۱	جدول ۵-۶۶: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها
۱۷۳	جدول ۵-۶۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۷۷	جدول ۵-۶۸: خصوصیات تیر و FRP
۱۷۷	جدول ۵-۶۹: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها
۱۷۷	جدول ۵-۷۰: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها
۱۷۹	جدول ۵-۷۱: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۸۳	جدول ۵-۷۲: خصوصیات تیر و FRP
۱۸۳	جدول ۵-۷۳: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها
۱۸۳	جدول ۵-۷۴: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها
۱۸۵	جدول ۵-۷۵: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۸۶	جدول ۵-۷۶: خصوصیات ستون و FRP
۱۸۷	جدول ۵-۷۷: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی
۱۸۷	جدول ۵-۷۸: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۸۷	جدول ۵-۷۹: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده ، قبل از اثر ضریب ایمنی
۱۹۰	جدول ۵-۸۰: خصوصیات ستون و FRP
۱۹۰	جدول ۵-۸۱: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی
۱۹۰	جدول ۵-۸۲: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۹۲	جدول ۵-۸۳: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده ، قبل از اثر ضریب ایمنی
۱۹۳	جدول ۵-۸۴: خصوصیات ستون و FRP

۱۹۳	جدول ۵-۸۵ : نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی
۱۹۳	جدول ۵-۸۶ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۹۵	جدول ۵-۸۷ : نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده ، قبل از اثر ضریب ایمنی
۱۹۶	جدول ۵-۸۸ : خصوصیات ستون و FRP
۱۹۶	جدول ۵-۸۹ : نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی
۱۹۶	جدول ۵-۹۰ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی
۱۹۸	جدول ۵-۹۱ : نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده ، قبل از اثر ضریب ایمنی
۲۰۰	جدول ۶-۱ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۱	جدول ۶-۲ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت شده به همراه انحراف معیار و درصد تطابق گسیختگی
۲۰۱	جدول ۶-۳ : میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار و درصد تطابق مود گسیختگی
۲۰۳	جدول ۶-۴ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۴	جدول ۶-۵ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت شده به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۴	جدول ۶-۶ : میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۵	جدول ۶-۶ : میانگین ضرایب ایمنی ستونهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۶	جدول ۶-۷ : میانگین ضرایب ایمنی ستونهای تقویت شده به همراه انحراف معیار آنها
۲۰۷	جدول ۶-۸ : میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار آنها

نمادهای استفاده شده در روابط ACI:

سطح مقطع FRP	=	A_f
سطح مقطع FRP های برشی	=	A_{fv}
سطح مقطع کل	=	A_g
سطح مقطع آرماتورهای فولادی غیرپیش تنیده	=	A_s
سطح مقطع آرماتورهای طولی	=	A_{st}
عرض سطح مقطع مستطیلی	=	b
عرض جان مقطع مستطیلی و یا قطر مقطع دایره ای	=	b_w
عمق تارخشی از تار فشاری	=	c
ضریب کاهش محیطی	=	C_E
عمق آرماتورهای طولی کششی از تار فشاری	=	d
عمق تقویت کننده های برشی FRP	=	d_f
مدول الاستیسیته بتن	=	E_c
مدول الاستیسیته کششی FRP	=	E_f
مدول الاستیسیته فولاد	=	E_s
تنش فشاری بتن	=	f_c
مقاومت مشخصه فشاری بتن	=	f'_c
مقاومت فشاری ظاهری بتن محبوس شده	=	f'_{cc}
مقدار تنش در تقویت کننده های FRP	=	f_f
مقدار تنش در FRP ناشی از ممان اعمال شده در محدوده الاستیک عضو	=	$f_{f,s}$
تنش مؤثر FRP	=	f_{fe}
تنش نهایی کششی FRP ارائه شده توسط سازنده	=	f_{fu}^*
مقاومت کششی نهایی طراحی FRP	=	f_{fu}
فشار حبس کنندگی ناشی از پوشش FRP	=	f_l
تنش در آرماتورهای فولادی غیر پیش تنیده	=	f_s
مقدار تنش در آرماتورهای فولادی تحت بار سرویس	=	$f_{s,s}$
مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای فولادی	=	f_y
عمق کلی مقطع	=	h
ممان اینرسی مقطع معادل ترک خورده بتنی	=	I_{cr}
نسبت عمق تارخشی به عمق آرماتورهای کششی فولادی	=	k
سختی در واحد عرض برای هر لایه از FRP	=	k_f
ضریب اصلاح بکاررفته در K_v برای به حساب آوردن مقاومت بتن	=	k_l

ضریب اصلاح بکاررفته در K_v برای به حساب آوردن نحوه دورپیچ کردن با FRP	=	k_2
طول مؤثر اتصال برای لایه FRP	=	L_e
طول گسترش یافته از سیستم FRP	=	l_{df}
ممان ترک خوردگی	=	M_{cr}
مقاومت ممان اسمی	=	M_n
ممان محدوده الاستیک عضو	=	M_s
ممان نهایی مقطع	=	M_u
تعداد لایه های FRP	=	n
مقاومت کششی نهایی در واحد عرض FRP	=	P^*_{fu}
مقاومت بار محوری اسمی	=	P_n
شعاع گوشه های مقاطع مربعی و مستطیلی محبوس شده توسط FRP	=	r
مقاومت اسمی عضو	=	R_n
مقاومت اسمی عضو که تحت درجه حرارت های مختلف به واسطه حریق قرار می گیرد	=	$R_{n\phi}$
اثرات بار مرده	=	S_{DL}
فاصله تقویت کننده های FRP برشی	=	s_f
اثرات بار زنده	=	S_{LL}
ضخامت اسمی یک لایه از تقویت کننده FRP	=	t_f
درجه حرارت انتقال	=	T_g
سهم مقاومت برشی بتن	=	V_c
مقاومت برشی اسمی	=	V_n
سهم مقاومت برشی فولادهای عرضی	=	V_s
سهم مقاومت برشی FRP های عرضی	=	V_f
عرض لایه های FRP	=	w_f
راستای قرارگیری خاموتها و تنگها	=	α
ضریب انبساط حرارتی طولی	=	α_L
ضریب انبساط حرارتی عرضی	=	α_T
نسبت عمق بلوک تنش مستطیلی معادل به عمق تارخشی	=	β_l
مقدار کرنش در بتن بستر	=	ϵ_b
مقدار کرنش در بتن بستر در زمان نصب FRP	=	ϵ_{bi}
مقدار کرنش در بتن	=	ϵ_c
کرنش فشاری مفید ماکزیمم در بتن محبوس شده با FRP	=	ϵ'_{cc}
کرنش فشاری مفید ماکزیمم در بتن	=	ϵ_{cu}
کرنش FRP	=	ϵ_f

کرنش مؤثر FRP	=	ϵ_{fe}
کرنش گسیختگی طراحی FRP	=	ϵ_{fu}
کرنش گسیختگی نهایی FRP	=	ϵ_{fu}^*
کرنش آرماتورهای فولادی	=	ϵ_s
کرنش معادل تسلیم آرماتورهای فولادی	=	ϵ_{sy}
ضریب کاهش مقاومت	=	ϕ
ضریب استفاده شده در تعیین بلوک مستطیلی معادل در بتن فشاری	=	γ
ضریب اثر FRP	=	K_a
ضریب چسبندگی استفاده شده در خمش برای FRP	=	K_m
ضریب چسبندگی استفاده شده در برش برای FRP	=	K_v
نسبت تقویت کننده های FRP موجود	=	ρ_f
نسبت سطح مقطع آرماتورهای فولادی به سطح مقطع کل عضو فشاری	=	ρ_g
نسبت آرماتورهای فولادی موجود	=	ρ_s
انحراف استاندارد	=	σ
ضریب کاهش مقاومت FRP	=	ψ_f

فاصله انتهای FRP تا تکیه گاه	=	L
طول مفصل پلاستیک	=	L_p
ممان خمشی ماکزیمم ستون	=	M
ممان ترک خوردگی	=	M_{cr}
ممان طراحی	=	M_d
مقدار مشخصه ممان	=	M_k
ممان وارده در طول مقاومتسازی	=	M_o
ممان مقاوم طراحی	=	M_{Rd}
ظرفیت ممان ستون بعد از ترمیم	=	M_u
ممان وارده بر مقطع در محل انتهای لایه FRP	=	$M_{x=0}$
نیروی بتن	=	N_c
نیروی FRP	=	N_f
مقدار طراحی نیروی FRP	=	N_{fd}
نیروی FRP که باید مهار شود	=	N_{fa}
ماکزیمم نیروی مهاربندی FRP	=	$N_{fa,max}$
مقدار طراحی نیروی آرماتورهای فولادی	=	N_{sd}
نیروی آرماتورهای فولادی کششی	=	N_{s1}
نیروی آرماتورهای فولادی فشاری	=	N_{s2}
انحنای سطح	=	R
مقدار طراحی سهم مقاومت پیچشی FRP	=	T_{fd}
درجه حرارت انتقال	=	T_g
ماکزیمم نیروی برشی ستون	=	V
ظرفیت برشی طراحی بتن	=	V_{cd}
نیروی برشی طراحی	=	V_d
مقدار طراحی سهم نیروی برشی FRP	=	V_{fd}
حجم مشخصه آلیافها	=	V_{fib}
حجم مشخصه ماتریس	=	V_m
برش مقاوم طراحی	=	V_{Rd}
برش مقاوم طراحی از یک مقطع بدون تقویت کننده برشی	=	V_{Rd1}
نیروی برشی طراحی که می تواند بدون گسیختگی جان تحمل شود	=	V_{Rd2}
نیروی برشی مقاوم که در آن جداشدگی ناشی از ترک برشی شروع می شود	=	V_{Rp}
نیروی برشی طراحی	=	V_{sd}
ظرفیت برشی ستون بعد از ترمیم	=	V_u

سهام آرماتورهای فولادی برشی در ظرفیت برشی طراحی	=	V_{wd}
مقدار برش اعمال شده بر مقطع در انتهای لایه FRP	=	$V_{x=0}$
خیز و یا دهانه برشی	=	a
خیز در حالت ترک نخورده	=	a_t
خیز در حالت ترک خورده کامل	=	a_2
عرض تیر	=	b
عرض FRP	=	b_f
حداقل عرض مقطع در بالای عمق مؤثر	=	b_w
ضریب وابسته به انرژی گسیختگی بتن در مقاومت کششی متوسط	=	c_f
عمق مؤثر عضو	=	d
قطر پوشش FRP محبوس کننده	=	d_j
قطر آرماتورهای فولادی	=	d_s
فاصله مرکز فولاد کششی تا دورترین تار فشاری	=	d_t
فاصله مرکز فولاد فشاری تا دورترین تار فشاری	=	d_2
مقاومت برشی طراحی اتصال بتن	=	f_{cbd}
مقاومت بتن محبوس شده	=	f_{cc}
مقدار طراحی مقاومت فشاری بتن	=	f_{cd}
مقدار مشخصه مقاومت فشاری بتن	=	f_{ck}
مقدار متوسط مقاومت فشاری بتن	=	f_{cm}
مقاومت بتن محبوس نشده	=	f_{co}
مقدار طراحی مقاومت کششی بتن	=	f_{ctd}
مقاومت خمشی بتن	=	$f_{ct,fl}$
مقدار مشخصه مقاومت کششی بتن	=	f_{ctk}
حد نهایی مقاومت کششی بتن	=	$f_{ctk,0.95}$
مقدار متوسط مقاومت کششی بتن	=	f_{ctm}
مقاومت نهایی فشاری بتن	=	f_{cu}
مقاومت کششی FRP	=	f_f
مقدار طراحی مقاومت کششی FRP	=	f_{fd}
مقاومت کششی الیافها	=	f_{fib}
مقدار مشخصه مقاومت کششی FRP	=	f_{fk}
مقدار متوسط مقاومت کششی FRP	=	f_{fm}
مقاومت نهایی FRP محبوس کننده	=	f_j
تنش محبوس کنندگی ماکزیمم	=	f_l

تنش محبوس کنندگی ماکزیمم مؤثر	=	$f_{l,eff}$
مقاومت کششی ماتریس	=	f_m
مقاومت تسلیم فولاد	=	f_y
مقدار طراحی مقاومت تسلیم فولاد	=	f_{yd}
مقدار مشخصه مقاومت تسلیم فولاد	=	f_{yk}
عمق کلی مقطع	=	h
ضخامت بال تیرهای T شکل	=	h_f
ضریب وابسته به خمش برای مقاومت کششی بتن	=	k
ضریب اندازه	=	k_b
ضریب فشردگی بتن	=	k_c
ضریب اثر کمائی	=	k_e
ضریب وابسته به نوع بارگذاری	=	k_M
طول دهانه	=	l
طول اتصال	=	l_b
طول تیر طره	=	l_c
ماکزیمم طول مهاری	=	$l_{b,max}$
طول انتقال	=	l_t
گام دورپیچ	=	p
شعاع دورپیچ	=	r
شعاع گوشه های گرد شده	=	r_c
فاصله حلقه ها	=	s
فاصله باز بین دورپیچ های FRP	=	s'
فاصله نسبی بین FRP و بتن	=	s_f
پارامترهای مربوط به مدل تقریب اتصال	=	$S_f l, S_f \theta$
ماکزیمم فاصله FRP	=	$S_{f,max}$
مقدار متوسط فاصله ترکها	=	S_{rm}
ضخامت چسب	=	t_a
ضخامت FRP	=	t_f
ضخامت اسمی ورقه الیاف	=	t_{fib}
ضخامت FRP محبوس کننده	=	t_j
محیط اتصال FRP در واحد طول	=	u_f
محیط اتصال آرماتورهای فولادی در واحد طول	=	u_s
فاصله بین گوشه های گرد شده	=	w'_i

مقدار مشخصه عرض ترک	=	W_k
عمق ناحیه فشاری	=	x
عمق ناحیه فشاری بدست آمده از آنالیز الاستیک خطی	=	x_e
مقدار حد عمق ناحیه فشاری	=	x_{lim}
عمق ناحیه فشاری قبل از مقاومسازی	=	x_o
بازوی لنگر	=	Z_e
بازوی متوسط لنگر نیروهای داخلی	=	Z_m
انحناء در لحظه نهایی	=	Φ_u
انحناء در لحظه تسلیم	=	Φ_y
ضریب کاهش اثر ترکهای مورب در مقاومت اتصال ، یا	=	α
ضریب کاهش مقاومت فشاری کاهش یافته تحت بارگذاری درازمدت ، یا		
زاویه بین راستای الیافها و محور طولی عضو		
ضریبی که وابسته به مقدار متوسط و مشخصه عرض ترک است	=	β
ضریبی که اثر خصوصیات اتصال تقویت کننده مورد استفاده را به حساب می آورد	=	β_1
ضریبی که اثر نوع بارگذاری را به حساب می آورد	=	β_2
ضریب ایمنی چسبها	=	γ_a
ضریب ایمنی بتن	=	γ_c
ضریب ایمنی بتن (با در نظر گرفتن گسیختگی اتصال)	=	γ_{cb}
ضریب ایمنی بارگذاری	=	γ_F
ضریب ایمنی FRP	=	γ_f
ضریب ایمنی FRP برای حالتی که گسیختگی اتصال مود حاکم باشد	=	γ_{fb}
ضریب ایمنی مواد	=	γ_M
ضریب ایمنی آرماتورهای فولادی	=	γ_s
ضریب مرکز سطح بلوک تنشی	=	δ_G
شاخص شکل پذیری انحناء	=	δ_χ
شاخص حداقل شکل پذیری انحناء	=	$\delta_{\chi,min}$
کرنش	=	ε
کرنش سطحی بتن	=	ε_A
کرنش بتن در دورترین تار فشاری ، یا	=	ε_c
کرنش محوری بتن		
کرنش فشاری در مقاومت فشاری نهایی ناشی از محبوس کنندگی	=	ε_{cc}
کرنش اولیه بتن در دورترین تار فشاری قبل از مقاومسازی ، یا	=	ε_{co}
کرنش بتن غیر محبوس شده در ماکزیمم تنش		

کرنش نهایی بتن	=	ε_{cu}
کرنش FRP	=	ε_f
مقدار طراحی کرنش مؤثر FRP	=	$\varepsilon_{fd,e}$
کرنش مؤثر FRP	=	$\varepsilon_{f,e}$
مقدار طراحی کرنش مؤثر FRP	=	$\varepsilon_{fk,e}$
کرنش حد FRP	=	$\varepsilon_{f,lim}$
حداقل کرنش نهایی مجاز FRP	=	$\varepsilon_{f,min}$
کرنش نهایی FRP	=	ε_{fu}
کرنش نهایی FRP در سطح مقطع بحرانی	=	$\varepsilon_{fu,c}$
مقدار طراحی کرنش نهایی FRP	=	ε_{fud}
کرنش نهایی مؤثر FRP	=	ε_{fue}
مقدار مشخصه کرنش نهایی FRP	=	ε_{fuk}
مقدار متوسط کرنش نهایی FRP	=	ε_{fum}
کرنش محیطی در FRP محبوس کننده	=	ε_j
کرنش محیطی نهایی مؤثر در FRP محبوس کننده	=	ε_{ju}
کرنش محیطی در FRP محبوس کننده	=	$\varepsilon_{j=l}$
کرنش جانبی بتن	=	ε_l
کرنش جانبی نهایی بتن	=	ε_{lu}
ماکزیمم کرنش مجاز FRP	=	ε_{max}
کرنش در آرماتور	=	ε_r
کرنش متوسط آرماتورهای فولادی	=	$\varepsilon_{rm,r}$
کرنش نهایی آرماتورهای فولادی	=	ε_{su}
کرنش نهایی فولاد در مقطع بحرانی	=	$\varepsilon_{su,c}$
کرنش فولاد کششی	=	ε_{s1}
کرنش فولاد فشاری	=	ε_{s2}
مقدار طراحی کرنش تسلیم در آرماتورهای فولادی	=	ε_{yd}
مقدار مشخصه کرنش تسلیم در آرماتورهای فولادی	=	ε_{yk}
کرنش اولیه در دورترین تار کششی قبل از مقاومسازی	=	ε_o
کرنش آرماتورهای کششی در حالت ترک خورده	=	ε_z
ضریب سختی کششی	=	ζ
ضریب سختی کششی	=	ζ_b
ضریب حد تنش FRP برای به حساب آوردن گسیختگی خزشی	=	η
زاویه ترکهای قطری نسبت به محور عضو	=	θ

μ	=	نرخ تأخیر
$\mu\Delta$	=	ضریب شکل پذیری جابجایی
$\mu\phi$	=	ضریب شکل پذیری انحناء
$\xi = x/d$	=	عمق نسبی ناحیه فشاری
ξ_b	=	پارامتر اتصال
$\rho_{c,eff}$	=	نسبت سطح مقطع مؤثر بتن در کشش
ρ_{eq}	=	نسبت تقویت کننده های معادل
ρ_f	=	نسبت تقویت کننده های FRP
ρ_j	=	نسبت حجمی پوششهای FRP در ستونهای دایره ای
ρ_{jx}	=	نسبت حجمی پوششهای FRP در ستونهای مستطیلی در راستای x
ρ_{jy}	=	نسبت حجمی پوششهای FRP در ستونهای مستطیلی در راستای y
ρ_s	=	نسبت آرماتورهای فولادی طولی
ρ_{sg}	=	نسبت آرماتورهای فولادی طولی به سطح مقطع کل
ρ_{st}	=	نسبت حجمی آرماتورهای عرضی
σ	=	تنش
σ_c	=	تنش بتن
σ_f	=	تنش FRP
σ_{fad}	=	مقدار طراحی تنش کششی FRP در انتهای مهار
$\sigma_{fad,max}$	=	مقدار طراحی ماکزیمم تنش کششی مهاری FRP
$\sigma_{fak,max}$	=	مقدار مشخصه ماکزیمم تنش کششی مهاری FRP
σ_{fd}	=	مقدار طراحی تنش FRP
$=\max \Delta\sigma_{fd}$	=	مقدار طراحی ماکزیمم افزایش ممکن در تنش کششی FRP بین دو ترک متوالی
σ_{fk}	=	تنش مشخصه FRP
$=\max \Delta\sigma_{fk}$	=	مقدار طراحی ماکزیمم افزایش ممکن در تنش کششی FRP بین دو ترک متوالی
σ_j	=	تنش در FRP محبوس کننده
σ_l	=	فشار حبس کنندگی جانبی
$\sigma_{l,c}$	=	فشار حبس کنندگی جانبی ناشی از دورپیچ دایره ای FRP
$\sigma_{l,eff}$	=	تنش حبس کنندگی جانبی مؤثر
$\sigma_{l,h}$	=	فشار حبس کنندگی جانبی ناشی از مارپیچ FRP
σ_r	=	تنش در تقویت کننده
σ_s	=	تنش فولاد
τ_b	=	تنش برشی اتصال
τ_{fl}	=	ماکزیمم تنش برشی در مدل دو خطی اتصال

مقدار مشخصه ماکزیمم تنش برشی در مدل دو خطی اتصال	=	τ_{flk}
تنش متوسط اتصال FRP	=	τ_{fm}
مقدار طراحی مقاومت برشی مقاوم بتن	=	τ_{Rd}
مقاومت برشی مشخصه بتن	=	τ_{Rk}
تنش برشی مقاوم ناشی از شروع جداسازی	=	τ_{Rp}
تنش متوسط اتصال آرماتورهای فولادی	=	τ_{sm}
انحناء در حالت نهایی	=	χ_u
انحناء در حالت تسلیم	=	χ_y
ضریب ترکیب بار ، یا	=	ψ
ضریب سطح بلوک تنشی		

نمادهای استفاده شده در روابط T.R. UK :

سطح مقطع FRP	=	A_f
سطح مقطع مؤثر FRP های کششی مهار شده	=	A_{fa}
سطح مقطع FRP های برشی	=	A_{fv}
سطح مقطع آرماتورهای فولادی کششی	=	A_s
سطح مقطع آرماتورهای فولادی فشاری	=	A'_s
عرض مقطع	=	b
عرض لایه چسب	=	b_a
عرض صفحه FRP	=	b_f
عرض تیر یا فاصله بین صفحات در دال	=	b_w
قطر ستون	=	D
عمق مؤثر مقطع	=	d
عمق مؤثر فولاد فشاری	=	d'
عمق مؤثر FRP های برشی	=	d_f
مدول الاستیسیته بتن	=	E_c
مدول الاستیسیته FRP	=	E_f
مدول الاستیک طراحی FRP	=	E_{fd}
مدول الاستیک مشخصه FRP	=	E_{fk}
مدول مماسی بعد از خردشدگی	=	E_p
مدول الاستیسیته فولاد	=	E_s
مدول حلقه ای FRP	=	$E_{\theta\theta}$
نیروی کششی FRP	=	F_f
نیروی کششی آرماتورهای فولادی	=	F_s
نیروی فشاری آرماتورهای فولادی	=	F'_s
مقاومت فشاری بتن محبوس شده	=	f_{cc}
مقاومت فشاری طراحی بتن محبوس شده	=	f_{ccd}
مقاومت مشخصه فشاری بتن محبوس شده	=	f_{cck}
مقاومت مشخصه فشاری استوانه ای بتن	=	f_{ck}
مقاومت فشاری بتن غیر محبوس شده	=	f_{co}
مقاومت کششی بتن	=	f_{ctm}
مقاومت مشخصه فشاری مکعبی بتن	=	f_{cu}
مقاومت کششی طراحی FRP	=	f_f

مقاومت نهایی کششی طراحی FRP	=	f_{fd}
مقاومت مشخصه کششی FRP	=	f_{fk}
مقاومت متوسط کششی FRP	=	f_{fm}
فشار حبس کنندگی	=	f_r
مقاومت مشخصه کششی آرماتورهای فولادی	=	f_y
مقاومت فشاری آرماتورهای فولادی	=	f_y'
بار مرده	=	G
عمق کلی مقطع	=	h
مدول سکانت سطح مقطع ترک خورده معادل قبل از مقاومسازی	=	I_{ce}
مدول سکانت سطح مقطع ترک خورده معادل بعد از مقاومسازی	=	I_{cs}
طول مؤثر اتصال	=	L_e
طول مهاری	=	l_t
ماکزیمم طول مهاری	=	$l_{t,max}$
ممان نهایی طراحی	=	M
ظرفیت ممان اضافی لازم	=	M_{add}
ظرفیت ممان تیر موجود	=	M_o
ممان مقاوم طراحی مقطع تقویت شده	=	M_r
ممان بالانس مقاوم	=	$M_{r,b}$
ممان سرویس ناشی شده از بارهای وارده بدون ضریب	=	M_s
ممان نهایی	=	M_u
بار زنده	=	Q
شعاع ستون	=	R
فاصله بین نوارهای FRP	=	s_f
نیروی مشخصه گسیختگی اتصال	=	T_k
نیروی نهایی گسیختگی اتصال	=	$T_{k,max}$
ضخامت FRP	=	t_f
نیروی برشی نهایی در انتهای صفحه	=	V
مقاومت برشی بتن	=	V_{Rc}
مقاومت برشی عضو موجود	=	V_{Re}
مقاومت برشی FRP	=	V_{Rf}
مقاومت برشی آرماتورهای عرضی	=	V_{Rl}
ماکزیمم مقاومت برشی عضو	=	$V_{R,max}$
مقاومت برشی عضو مقاومسازی شده	=	V_{Rs}

نیروی برشی ناشی از بارهای نهایی	=	V_s
نیروی برشی طراحی	=	V_{sd}
ماکزیمم تنش برشی مجاز	=	v_{max}
عرض نوارهای برشی FRP	=	w_f
عرض مؤثر FRP	=	w_{fe}
عمق تارخنتی از عضو مقاومسازی شده	=	x
عمق تارخنتی از عضو موجود	=	x_0
بازوی لنگر	=	z

نمادهای استفاده شده در روابط ISIS:

سطح مقطع FRP	=	A_f
سطح مقطع FRP های برشی	=	A_{fv}
سطح مقطع کل	=	A_g
سطح مقطع آرماتورهای فولادی غیرپیش تنیده	=	A_s
سطح مقطع آرماتورهای طولی	=	A_{st}
عرض سطح مقطع مستطیلی	=	b
عرض جان مقطع مستطیلی و یا قطر مقطع دایره ای	=	b_w
عمق تارخشی از تار فشاری	=	c
ضریب کاهش محیطی	=	C_E
عمق آرماتورهای طولی کششی از تار فشاری	=	d
عمق تقویت کننده های برشی FRP	=	d_f
مدول الاستیسیته بتن	=	E_c
مدول الاستیسیته کششی FRP	=	E_f
مدول الاستیسیته فولاد	=	E_s
تنش فشاری بتن	=	f_c
مقاومت مشخصه فشاری بتن	=	f'_c
مقاومت فشاری ظاهری بتن محبوس شده	=	f'_{cc}
مقدار تنش در تقویت کننده های FRP	=	f_f
مقدار تنش در FRP ناشی از ممان اعمال شده در محدوده الاستیک عضو	=	$f_{f,s}$
تنش مؤثر FRP	=	f_{fe}
تنش نهایی کششی FRP ارائه شده توسط سازنده	=	f_{fu}^*
مقاومت کششی نهایی طراحی FRP	=	f_{fu}
فشار حبس کنندگی ناشی از پوشش FRP	=	f_l
تنش در آرماتورهای فولادی غیر پیش تنیده	=	f_s
مقدار تنش در آرماتورهای فولادی تحت بار سرویس	=	$f_{s,s}$
مقاومت مشخصه تسلیم آرماتورهای فولادی	=	f_y
عمق کلی مقطع	=	h
ممان اینرسی مقطع معادل ترک خورده بتنی	=	I_{cr}
نسبت عمق تارخشی به عمق آرماتورهای کششی فولادی	=	k
سختی در واحد عرض برای هر لایه از FRP	=	k_f
ضریب اصلاح بکاررفته در K_v برای به حساب آوردن مقاومت بتن	=	k_l

ضریب اصلاح بکاررفته در K_v برای به حساب آوردن نحوه دورپیچ کردن با FRP	=	k_2
طول مؤثر اتصال برای لایه FRP	=	L_e
طول گسترش یافته از سیستم FRP	=	l_{df}
ممان ترک خوردگی	=	M_{cr}
مقاومت ممان اسمی	=	M_n
ممان محدوده الاستیک عضو	=	M_s
ممان نهایی مقطع	=	M_u
تعداد لایه های FRP	=	n
مقاومت کششی نهایی در واحد عرض FRP	=	P^*_{fu}
مقاومت بار محوری اسمی	=	P_n
شعاع گوشه های مقاطع مربعی و مستطیلی محبوس شده توسط FRP	=	r
مقاومت اسمی عضو	=	R_n
مقاومت اسمی عضو که تحت درجه حرارت های مختلف به واسطه حریق قرار می گیرد	=	$R_{n\phi}$
اثرات بار مرده	=	S_{DL}
فاصله تقویت کننده های FRP برشی	=	s_f
اثرات بار زنده	=	S_{LL}
ضخامت اسمی یک لایه از تقویت کننده FRP	=	t_f
درجه حرارت انتقال	=	T_g
سهم مقاومت برشی بتن	=	V_c
مقاومت برشی اسمی	=	V_n
سهم مقاومت برشی فولادهای عرضی	=	V_s
سهم مقاومت برشی FRP های عرضی	=	V_f
عرض لایه های FRP	=	w_f
راستای قرارگیری خاموتها و تنگها	=	α
ضریب انبساط حرارتی طولی	=	α_L
ضریب انبساط حرارتی عرضی	=	α_T
نسبت عمق بلوک تنش مستطیلی معادل به عمق تارخنشی	=	β_1
مقدار کرنش در بتن بستر	=	ϵ_b
مقدار کرنش در بتن بستر در زمان نصب FRP	=	ϵ_{bi}
مقدار کرنش در بتن	=	ϵ_c
کرنش فشاری مفید ماکزیمم در بتن محبوس شده با FRP	=	ϵ'_{cc}
کرنش فشاری مفید ماکزیمم در بتن	=	ϵ_{cu}
کرنش FRP	=	ϵ_f

کرنش مؤثر FRP	=	ϵ_{fe}
کرنش گسیختگی طراحی FRP	=	ϵ_{fu}
کرنش گسیختگی نهایی FRP	=	ϵ_{fu}^*
کرنش آرماتورهای فولادی	=	ϵ_s
کرنش معادل تسلیم آرماتورهای فولادی	=	ϵ_{sy}
ضریب کاهش مقاومت	=	ϕ
ضریب استفاده شده در تعیین بلوک مستطیلی معادل در بتن فشاری	=	γ
ضریب اثر FRP	=	K_a
ضریب چسبندگی استفاده شده در خمش برای FRP	=	K_m
ضریب چسبندگی استفاده شده در برش برای FRP	=	K_v
نسبت تقویت کننده های FRP موجود	=	ρ_f
نسبت سطح مقطع آرماتورهای فولادی به سطح مقطع کل عضو فشاری	=	ρ_g
نسبت آرماتورهای فولادی موجود	=	ρ_s
انحراف استاندارد	=	σ
ضریب کاهش مقاومت FRP	=	ψ_f

مقدمه

امروزه استفاده از پلیمرهای تقویت شده با الیاف (FRP) به عنوان یک ماده مقاومساز جهت سازه های بتن آرمه به واسطه مزایای زیاد این ماده، رواج پیدا کرده است. در این حین، جهت استفاده صحیح و مناسب از این ماده و طراحی مقاومسازی سازه ها به وسیله FRP، آیین نامه ها، راهنماها و گزارشهایی در سراسر جهان منتشر گردید. با توجه به شروع رشد و استفاده از مواد FRP در ایران، تدوین راهنمایی برای طراحی مقاومسازی به کمک این مواد، بسیار ضروری است. در این مجموعه سمینار، به بررسی و معرفی بعضی از آیین نامه ها و راهنماهای معتبر در مورد ورقه های FRP تقویت کننده به صورت خارجی^۱، برای آشنایی بیشتر آنها و کمک در جهت تدوین آیین نامه مناسب در ایران پرداخته شده است. براین اساس تعدادی از آیین نامه ها، با توجه به منابع دردسترس، ترجمه گردیده و در مجموعه ای به صورت پیوست، گردآوری شده است. با توجه به حجم زیاد مطالب مندرج در این آیین نامه ها، خلاصه ای از چهار آیین نامه ای که به طور کامل دردسترس بود در بخش اصلی سمینار در فصول مختلف ۱ تا ۴ ارائه گردیده است. این چهار آیین نامه معتبر عبارتند از: ACI 440.2R-02 [۲]، (2001) fib Bulletin 14، [۱۴]، UK Concrete Society Technical Report No. 55 (2000) [۱۱] و (2001) ISIS [۲۴]. در این خلاصه، علاوه بر جمع بندی مطالب آیین نامه ها به آیین نامه های پایه هر یک از این راهنماها نیز پرداخته شده و مطالب مورد نیاز آنها جهت طراحی ارائه گردیده است. در این راستا همچنین تعدادی از آیین نامه ها تنها به طور معرفی کلی در مجموعه پیوست آورده شده و در بخش اصلی سمینار به آنها پرداخته نشده است که شامل راهنماهای منتشر شده توسط انجمن مهندسين عمران ژاپن (JSCE 2000 [۲۲])، انجمن حفاظت ساختمانهای ژاپن در برابر آسیب (JBDPA 1999 [۱۵])، آیین نامه پلهای سوئد (BRO94 1999 [۳۰]) و آیین نامه کانادا (CSA-S806 2002 [۱۰]) می باشد. جهت مقایسه استانداردها با نتایج تجربی در فصل پنجم، از هر بخش طراحی چند مثال عملی با توجه به کارهای آزمایشگاهی انجام شده در سراسر جهان، ارائه شده است. همچنین با کمک نرم افزار MATLAB 6.5.1 برنامه هایی برای محاسبه مقاومت خمشی، برشی و فشاری نهایی با توجه به هریک از راهنماها نوشته شده و از آن برای ارزیابی اثر تغییرات پارامترهای مختلف در مقاومتی نهایی، استفاده گردیده است. در بخش پایانی سمینار (فصل شش)، با توجه به مطالب فصول قبل به جمع بندی و مقایسه آیین نامه ها پرداخته شده است. در ضمیمه (الف)، آیین نامه ها و راهنماهای موجود در دنیا مربوط به طراحی کامپوزیتهای FRP به همراه سال انتشار آنها، معرفی شده اند. همچنین در ضمیمه (ب)، متن اصلی نرم افزارهای نوشته شده ارائه گردیده است.

^۱ Externally Bonded FRP

فصل اول : خلاصه ای از آیین نامه ACI 440.2R-02 با عنوان :

راهنمای طراحی و اجرای تقویت سازه های بتنی با کمک چسباندن سیستم

FRP به صورت خارجی

۱-۱: مقدمه

در این آیین نامه به طور کلی یک راهنمایی را جهت انتخاب ، طراحی و نصب سیستمهای FRP برای مقاومسازی سازه های بتنی فراهم می کند . همچنین اطلاعاتی مربوط به خصوصیات مواد FRP و روش طراحی ، نصب و بررسی و نگهداری آن ارائه می دهد . این اطلاعات می تواند جهت انتخاب سیستم FRP برای افزایش مقاومت و سختی تیرهای بتن آرمه یا افزایش شکل پذیری ستونهای بتنی با کمک دورپیچ کردن و یا دیگر کاربردها ، مورد استفاده قرار گیرد . پایه روند طراحی اینگونه سیستمها براساس ACI 318-99 [۱] ، بوده و به نحوی ارائه شده است که طرح بدست آمده محافظه کارانه باشد .

در این آیین نامه در ابتدا به معرفی مواد FRP پرداخته و علت گسترش در استفاده از آن را به طور کلی در چند مورد زیر خلاصه می کند :

- ۱- مواد FRP ، نسبت مقاومت کششی به وزن بسیار بالایی در مقایسه با مواد سنتی و قدیمی مانند فولاد دارند
- ۲- در برابر خوردگی مقاومند
- ۳- به آسانی در اندازه و شکلهای مختلف یافت می شوند
- ۴- به علت ضخامت کم آنها در مواردی که زیبایی پارامتر مهمی است ، نقش بسیار خوبی دارند
- ۵- به علت مقاومت در برابر خوردگی هزینه نگهداری اندکی دارند
- ۶- به علت وزن کم آنها ، نصب این مواد بسیار آسان بوده و هزینه کمی را بابت نیروی کار و تجهیزات لازم دارند و
- ۷- در نواحی که دسترسی به آنها محدود می باشد و استفاده از روشهای قدیمی غیر ممکن است ، می توانند مورد استفاده قرار گیرند .

اما به هرصورت ، این مواد بدون عیب نبوده و نسبت به مواد سنتی و قدیمی دارای معایبی نیز می باشند که عبارتند از :

- ۱- گران بودن این مواد
- ۲- مقاومت کم در برابر حرارت و آتش سوزی
- ۳- مقاومت کم در برابر ضربه و خرابکاری (مانند ایجاد خراش بر روی سطوح آن)
- ۴- عدم اطمینان به این مواد در حد مصالح قدیمی
- ۵- عدم وجود مطالعات تحقیقاتی در حد مصالح قدیمی

۲-۱: کلیات

در این آیین نامه اثر عوامل محیطی بر روی خصوصیات وابسته به زمان FRP، به کمک ضرایب کاهنده در شرایط مختلف محیطی اعمال شده است. همچنین اثر خستگی و خزش نیز به وسیله اعمال محدودیتهای تنشی در نظر گرفته می شود. این ضرایب و محدودیتهای اعمال شده به دلیل عدم وجود تحقیقات و مطالعات کافی به صورت محافظه کارانه می باشد.

به جهت جلوگیری از جداشدگی زود هنگام مواد FRP از بستر بتنی و به علت عدم وجود اطلاعات کافی در این زمینه، آیین نامه راهنماییهای خاصی را حتی در جزئیات نصب ارائه کرده و کرنش (و به تبع آن تنش) در FRP را به طور محافظه کارانه ای محدود نموده است.

به جهت عدم وجود اطلاعات و تحقیقات کافی در زمینه سازه های با ابعاد بزرگ، محدودیتهایی نیز از لحاظ ابعادی اعمال گردیده است. همچنین در این آیین نامه به هیچ وجه بر مقاومت فشاری FRP تکیه نکرده است چراکه در غیراینصورت معایبی چون کماتش موضعی الیافها به واسطه وجود حفره هایی در رزین لایه، کماتش کل لایه ناشی از عدم وجود تماس کافی و یا مهاربندی لازم و عدم اطمینان بسیار زیاد نسبت به مقاومت فشاری FRP به واسطه نامنظم بودن الیافها را می توان نام برد. همچنین لازم به ذکر است که این آیین نامه تنها برای سازه های بتنی کاربرد داشته و سازه های بنایی را شامل نمی شود.

۳-۱: نکات و محدودیتهای قبل از مقاومسازی

در استفاده از مواد FRP باید ابتدا علت استفاده تعیین گردد که می تواند شامل حالتی باشد که یک سازه ضعیف شده نیاز به ترمیم داشته و یا جهت تحمل بار بیشتر به جهت تغییر در نوع کاربرد و یا عدم طراحی مناسب نیاز به مقاومسازی دارد. به این جهت باید در ابتدا یک ارزیابی براساس کدهای ACI 364.1R و ACI 437 R صورت گیرد. کلیات ارزیابی سازه موجود را می توان در بندهای زیر نشان داد:

- اندازه و ابعاد اعضای سازه
- محل، اندازه و علت ترکها و پوسته پوسته شدن
- محل و میزان خوردگی فولاد
- مقدار و محل قرارگیری فولاد موجود
- مقاومت فشاری درجای بتن و
- استحکام بتن علی الخصوص پوشش بتنی در تمام نواحی که سیستم FRP بر روی آن نصب می شود.

سازه موجود از لحاظ مقاومت در برابر بارهای وارده بدون کمک سیستم FRP دارای محدودیت در مقاومسازی می باشد. فلسفه این ایده آن است که نقص در عملکرد سیستم FRP نباید باعث گسیختگی عضو گردد. همچنین این محدودیت باید برای تحمل سازه در برابر حریق رعایت گردد، چراکه اغلب مواد FRP در درجه حرارتهای بالا دارای مقاومت کمی هستند. در حالت سرویس به

جهت تضمین عملکرد مناسب مواد FRP باید درجه حرارت محیط به دمای انتقال FRP محدود گردد. دمای انتقال، T_g ، درجه حرارت ماکزیممی است که رزین از یک حالت ترد و سخت به یک حالت نرم و شکل پذیر تبدیل می شود. این تغییر حالت، خصوصیات لایه ایجاد شده را کاهش خواهد داد. در سیستمهای رایج، T_g بین 60 تا 82 درجه سلسیوس متغیر است.

قبل از نصب سیستم FRP باید مقاومت بستر کنترل گردد و در صورت لزوم خرابی های موجود ترمیم شود. از جمله این خرابی ها می توان واکنش قلیایی سیلیس، کربناسیون، ترک طولی دور فولاد خورده شده و ترک لایه ای در محل فولاد طولی را نام برد. همچنین اتصال و چسبندگی بین مواد ترمیم کننده و بتن اصلی باید توصیه های آیین نامه ACI 503 R یا ICR No.03733 را ارضاء کند. در مواردی که اتصال بین لایه و بستر مهم می باشد، حداقل مقاومت کششی آن، 1.4 MPa و حداقل مقاومت فشاری آن 17 MPa است. این اعداد براساس آزمایشهای مطرح شده در ACI 503 R یا ASTM D 4541 بدست آمده است. در مواردی که اتصال بین لایه و بستر مهم نیست، مانند دورپیچ کردن ستونها، اعمال این محدودیت ضرورتی ندارد.

۴-۱: انواع سیستمهای FRP

سیستمهای FRP رایج براساس نحوه تحویل به سایت و نحوه نصب آنها به سه دسته زیر تقسیم می شوند:

- ۱- سیستمهای *Wet lay-up*: در این سیستم لایه های FRP که شامل یکسری از الیافهای هم جهت و یا چند جهتی خشک است، در محل نصب از رزین آغشته شده و بعد از اتصال به سطح بتن همانجا عمل آوری می گردند که به عبارتی شبیه به ریختن بتن در محل است.
- ۲- سیستمهای پیش آغشته شده^۱: در این سیستم لایه های FRP که از ورقه های الیاف تک جهتی و یا چندجهتی که عمل آوری نشده ولی از قبل در محل تولید توسط رزین آغشته و اشباع شده، تشکیل گردیده و همانند روش قبلی در محل نصب عمل آوری می شوند. این روش معمولاً نیاز به حرارت اضافی جهت عمل آوری دارد.
- ۳- سیستمهای پیش ساخته^۲: این نوع سیستمها شامل انواع گوناگونی از شکلهای کامپوزیتی ساخته شده در خارج کارگاه می باشد. معمولاً یک چسب همراه بتونه و آستر خاص جهت چسباندن این ورقه به سطح بتن مورد استفاده قرار می گیرد. این نوع سیستم شبیه به بتن پیش ساخته، است.

^۱ Prepreg

^۲ Precured

۵-۱: مواد و مصالح سازنده

در این راهنما مواد و مصالح سازنده سیستمهای FRP رایج، به چندین بخش تقسیم شده است که عبارتند از:

۱-۵-۱: رزینها

رزینها خود به پنج بخش شامل آسترها، بتونه های پرکننده، رزینهای آغشته کننده، چسبها و پوششهای محافظ تقسیم می شوند. انواع رزینها باید دارای خصوصیتی بوده که از آنجمله می توان به موارد قابل چسبیدن به بتن بستر و کامپوزیت FRP، مقاوم بودن در برابر شرایط محیطی، سازگار بودن با مدت زمان اجرا و توانایی پرکنندگی را اشاره نمود. نقش آسترها نفوذ در سطح بتنی و ایجاد یک سطح چسبنده بهینه می باشد. نقش بتونه های پرکننده همانطور که از نام آن روشن است، پرکردن حفره های خالی کوچک در بستر به جهت جلوگیری از تشکیل حباب هوا در زیر FRP می باشد. رزینهای آغشته کننده جهت آغشته کردن و اشباع کردن الیافهای تقویت کننده استفاده می شوند، آنها را در جای خود ثابت نموده و یک مسیر بار برشی جهت انتقال بار مؤثر بین الیافها فراهم می نمایند. کار چسبها، چسباندن لایه های FRP پیش ساخته شده به بستر بتنی و یا دیگر لایه های FRP می باشد و نقش پوشش محافظ نیز محافظت از لایه های FRP در برابر آسیبهای محیطی است.

۱-۵-۲: الیافها

الیافها نقش اصلی را در مقاومت FRP بازی کرده و در سیستمهای رایج شامل سه نوع کربن، آرامید و شیشه هستند.

۶-۱: خصوصیات و رفتار مواد FRP

۱-۶-۱: خصوصیات فیزیکی سیستمهای مختلف رایج FRP

۱-۶-۱-۱: چگالی

چگالی مواد FRP رایج بین 1.2 تا 2.1 گرم بر سانتیمتر مکعب می باشد که حدود ۴ تا ۶ برابر کمتر از چگالی فولاد است. ترتیب چگالی FRP ها به گونه ای است که $GFRP > CFRP > AFRP$.

۱-۶-۱-۲: ضریب انبساط حرارتی

ضریب انبساط حرارتی مواد FRP تک جهتی در راستای عمود بر الیافها با مقدار آن در امتداد الیافها متفاوت بوده و بستگی به الیاف و نوع رزین استفاده شده دارد. FRP ها دارای ضریب انبساط عرضی به ترتیب $AFRP > CFRP > GFRP$ بوده در حالیکه ضریب انبساط طولی آنها دقیقاً

برعکس می باشد. این در حالی است که ضریب انبساط طولی CFRP و AFRP منفی است؛ یعنی آنکه با افزایش درجه حرارت، منقبض می شوند.

براساس مطالب بیان شده، مواد FRP نسبت به درجه حرارتهای بالا حساس بوده و آسیب پذیر می باشند. در دمای بالاتر از T_g ، مدول الاستیسیته، مقاومت کششی، نیروی برشی انتقالی بین رزین و مقاومت خمشی به طور قابل توجهی کاهش می یابند.

۱-۶-۲: خصوصیات مکانیکی

رفتار کششی مواد FRP که یکی از مهمترین خصوصیات آن است، بستگی به نوع الیاف، نحوه قرارگیری آنها و مقدار الیافها داشته و در مواردی که از یک نوع الیاف تشکیل شده باشد تا لحظه شکست به صورت رابطه الاستیک خطی بین تنش - کرنش می باشد.

جهت تعیین خصوصیات کششی مواد FRP باید براساس آزمایشهای موجود در استانداردها عمل نموده و حداقل ۲۰ نمونه جهت آزمایش بررسی گردد. در نهایت مقاومت کششی نهایی براساس مقاومت کششی میانگین نمونه های آزمایشگاهی منهای سه برابر انحراف استاندارد، بدست می آید که می توان به صورت رابطه زیر نشان داد:

$$f_{fu}^* = \overline{f_{fu}} - 3\sigma$$

کرنش نهایی نیز به طور مشابه قابل محاسبه است. مدول یانگ باید براساس ASTM D 3039 برای کرنشهای بین 0.003 تا 0.006 محاسبه شود.

در مورد رفتار فشاری FRP همانطور که گفته شد به علت عدم وجود اعتبار آزمایشگاهی کافی نباید از این پارامتر جهت تقویت استفاده نمود. آزمایشهای انجام گرفته نشان داده است که مود شکست FRP بارگذاری شده به صورت فشاری در جهت طولی می تواند شامل شکست کششی عرضی، کماتش موضعی الیاف یا شکست برشی باشد. مقاومت فشاری از 55، 78 و 20 درصد مقاومت کششی برای به ترتیب GFRP، CFRP و AFRP گزارش شده است. همچنین مدول الاستیسیته فشاری برای GFRP حدودا 80 درصد، CFRP حدودا 85 درصد و AFRP تقریبا 100 درصد مدول الاستیسیته کششی آن است.

۱-۶-۳: رفتار سیستم FRP نسبت به زمان

از جمله رفتاری که وابسته به زمان می باشد، رفتار خزشی ماده است. زمان تحمل و پایداری خزشی مواد FRP وابسته به نسبت تنش کششی ثابت و دائم به مقاومت کوتاه مدت لایه FRP بوده و از شرایط محیطی نیز تأثیر می پذیرد. در حالت کلی، برای FRPهای رایج، الیافهای کربن کمترین حساسیت را نسبت به شکست خزشی دارند. الیافهای آرامید به طور میانه حساس بوده و الیافهای شیشه بیشتر از همه مستعد این نوع شکست هستند. براساس آزمایشات، نسبت میزان تنش در شکست خزشی به مقاومت نهایی اولیه بعد از حدود ۵۰ سال برای GFRP، AFRP و CFRP به ترتیب عبارتست از: 0.3، 0.47 و 0.91.

دیگر خصوصیتی که نسبت به زمان مؤثر است، رفتار خستگی مواد FRP می باشد. در این خصوصیت نیز ترتیب تحمل برای انواع FRP همانند رفتار خزشی می باشد. در منحنی S-N مواد CFRP، شیب روبه پایین دیاگرام معمولاً حدود 5 درصد مقاومت بار استاتیکی اولیه در هر دهه از لگاریتم زمان است. در یک میلیون سیکل، مقاومت خستگی CFRP معمولاً بین 60 تا 70 درصد مقاومت نهایی اولیه بوده و به طور نسبی می توان گفت که وابسته به رطوبت و حرارتی که سازه بتنی در معرض آن قرار می گیرد، نمی باشد. در مواد GFRP این کاهش در منحنی S-N به صورت 10 درصد ظرفیت باربری استاتیکی اولیه در هر دهه از لگاریتم زمان مشاهده می شود. عوامل محیطی نقش مهمی در رفتار خستگی الیافهای شیشه بازی می کنند. در مورد الیافهای آرامید، کاهش مقاومت در هر دهه از لگاریتم زمان، حدود 5 تا 6 درصد می باشد. برای تاندونهای AFRP دیده شده است که بعد از گذشت دو میلیون سیکل، مقاومت الیاف در حدود 54 تا 73 درصد مقاومت نهایی کششی می باشد. در مورد مواد AFRP دیده شده است که محدودیت عمر در رفتار خستگی آنها تحت تأثیر رطوبت و درجه حرارت بالا سرعت می گیرد.

۷-۱: نکات مهم در پروسه نصب سیستم FRP

پروسه نصب سیستم FRP به وسیله سازندگان سیستم رشد و گسترش یافته و بین سیستمهای مختلف، تفاوت می کند. بعلاوه، روند نصب می تواند براساس عوامل مختلفی که وابسته به نوع و شرایط سازه است، تغییر کند. از جمله نکات مهم در جهت نصب صحیح سیستمهای FRP را می توان به صورت زیر بیان نمود:

- ۱- ضرورت مهارت پیمانکار در نصب سیستم
- ۲- درجه حرارت و رطوبت نسبی سطح در موقع نصب باید از حد مجاز فراتر نرود، چراکه الیافها به صورت نادرست اشباع شده و ترمیم رزین بدرستی انجام نخواهد گرفت.
- ۳- باید در هنگام نصب از تجهیزات مناسب مربوط به آن استفاده شود.
- ۴- آماده سازی سطح و ترمیم بستر باید بدرستی صورت گیرد. آماده سازی نامناسب سطح می تواند باعث جداشدگی سیستم FRP قبل از رسیدن به بار انتقالی طراحی شود. جهت ترمیم بستر از روشهای ارائه شده در ACI 546R و ICRI 03730 می توان استفاده نمود. همچنین قبل از نصب FRP باید علت خوردگی احتمالی فولاد و میزان خرابی مربوطه به آن معلوم شده و ترمیم گردد. از جمله اقدامات آماده سازی بستر، ترمیم ترکها با تزریق اپوکسی براساس ACI 224.1R می باشد. ترکهایی با قطر بیش از 0.3 mm در صورت عدم ترمیم می تواند بر عملکرد سیستم FRP به شکل جداشدگی و یا شکسته شدن الیافها تأثیر بگذارد. در مورد کاربردهای با چسبندگی بحرانی مانند مقاومسازی خمشی و برشی، آماده سازی سطح باید مطابق با توصیه های مطرح شده در ACI 546R و ICRI 03730 باشد. حداقل شعاع گوشه ها باید 13 mm بوده تا از به وجود آمدن تمرکز تنش در آنها جلوگیری گردد. سطح باید عاری از هرگونه آلودگی بوده و جهت چسبندگی بهتر به خوبی صاف شود. در کاربردهایی که اجزاء

بتنی را محبوس کرده اند ، آماده سازی سطح باید تماس بین سطح بتن و سیستم FRP را به سمت یک تماس نزدیک پیوسته رشد دهد .

۵- ترکیب و مخلوط کردن رزین با درصد اختلاط و زمان مناسب و به مقدار لازم و مالیدن آن بر روی سطح آماده شده و عمل آوری آن قبل از نصب لایه بعدی FRP .

۶- مالیدن رزینهای آغشته کننده و یا چسبها و نصب لایه های FRP .

۷- غلطک کردن بر روی FRP جهت خارج کردن هوای بین FRP و بستر بتنی .

۸- اعمال پوششهای محافظ و عدم استفاده از حلالها .

۹- نصب ورقه های الیاف در راستای مورد نظر و عدم وجود چین و تا بر روی آنها .

۱۰- رعایت طول هم پوشانی لبه ای و عمل آوری رزینها .

۱۱- استفاده از محافظت موقتی قبل از عمل آوری کامل رزین .

۸-۱: کنترل و تضمین کیفیت سیستم FRP

جهت تضمین کیفیت سیستم FRP ، باید کنترل‌هایی بر روی آن صورت گیرد که از جمله پارامترهای کنترل می توان موارد زیر را اشاره نمود :

تاریخ و زمان نصب ، درجه حرارت محیط ، رطوبت نسبی و دیگر ملاحظات آب و هوایی ، درجه حرارت سطح بتن ، میزان خشکی سطح ، روش آماده سازی سطح ، عرض ترکهای موجود که توسط اپوکسی تزریق نشده اند ، میزان الیافهای پیش عمل آوری شده و تعیین تقریبی مکان قرارگیری آنها در سازه ، نسبتهای اختلاط و زمان اختلاط رزینها ، ملاحظات مربوط به عمل آوری رزین ، نتایج آزمایش مقاومت ، مکان و اندازه هرگونه جداشدگی یا حفره های هوا .

همچنین برای تضمین عملکرد مناسب سیستم باید ارزیابی و پذیرش نسبت به سیستم اعمال شود که می تواند شامل موارد زیر باشد :

۱- بررسی مواد اولیه به جهت دارا بودن خصوصیات مورد نظر ، ارزیابی دقیق این پارامتر می تواند توسط آزمایشهای مربوطه بر روی نمونه های شاهد ، صورت گیرد .

۲- ترتیب و نحوه قرارگیری الیاف : در این مورد می توان با بازرسی های چشمی عملیات ارزیابی و پذیرش را انجام داد . غیر هم راستا بودن الیافها با زاویه ای بیشتر از ۵ درجه باید مورد توجه قرارگیرد .

۳- جداشدگی : در این مورد دقت ارزیابی و کنترل باید به گونه ای باشد که قادر به تشخیص جداشدگی تا 1300 mm^2 را داشته باشد . استفاده از روشهایی مانند ضربه های صوتی ، امواج با طول موج خیلی کوتاه و گرمانگاری می تواند جهت تشخیص جداشدگی لایه ها مورد استفاده قرارگیرد . در سیستمهای Wet lay-up جداشدگیهای کمتر از 1300 mm^2 قابل صرفنظر کردن بوده و باید مقدار آن در صورتی که از 1 m^2 تجاوز نکند به 5 درصد کل مساحت محدود شود . در صورتی که جداشدگی کمتر از 16000 mm^2 باشد ، می توان با تزریق اپوکسی و یا یک لایه ترمیمی جایگزین ترمیمی ، این مشکل را حل نمود . جداشدگیهای بزرگتر از 16000 mm^2 باید

به وسیله برش صحیح از FRP و قراردادن ورقه جایگزین از همان نوع قبلی، ترمیم گردد. در سیستمهای پیش ساخته باید هرگونه جداشدگی ترمیم گردد.

۴- میزان عمل آوری رزین: در این مورد با انجام آزمایشات برروی نمونه های شاهد براساس ASTM D 3418، و یا مشاهدات فیزیکی از ضخامت رزین و سختی سطح کار، می توان عمل آوری رزین را مورد ارزیابی قرارداد.

۵- مقاومت چسبندگی: جهت ارزیابی مقاومت چسبندگی، می توان از آزمایشات براساس ISIS یا ACI 503R یا ASTM D 4541 استفاده نمود. مقاومت چسبندگی حداقل باید 1.4 MPa بوده و باید گسیختگی در بستر بتنی رخ دهد.

۶- ضخامت عمل آوری: برای این منظور می توان از نمونه برداری با قطر 13 mm استفاده کرد. از گرفتن نمونه در نواحی تنش بالا و یا نواحی لبه ای باید اجتناب شود. سوراخ ایجاد شده باید توسط آستر و بتونه مورد نظر سیستم پرشده و سطح آن هموار گردد.

در این راستا و جهت تضمین عملکرد سیستم FRP بعد از نصب نیز باید تمهیداتی به منظور نگهداری و ترمیم سازه صورت گیرد که می تواند با انجام یکسری بازرسی های کلی و انجام آزمایشات اعمال گردد. بعد از تشخیص و ارزیابی در صورت لزوم باید سیستم مقاوم ساز ترمیم شود.

۹-۱: ملاحظات کلی طراحی

همانطور که گفته شد، پایه طراحی در این راهنما براساس اصول طراحی بتن آرمه معمولی در ACI 318-99 می باشد. توصیه های طراحی براساس اصول طراحی حالت حدی پایه گذاری شده است.

۹-۱-۱: محدودیتهای مقاومسازی

محدودیتهای مقاومسازی به دلیل تضمین عدم فروریختن سازه و وقوع دیگر گسیختگی های سیستم FRP ناشی از آتش سوزی، خرابکاری یا دیگر دلایل؛ می باشد. در این راستا این آیین نامه محدودیت زیر را اعمال کرده که عبارتست از:

$$(\phi R_n)_{existing} \geq (1.2S_{DL} + 0.85S_{LL})_{new} \quad (1-1)$$

در موارد آتش سوزی و حریق به دلیل اعمال درجه حرارت های بالا به سازه و عدم تحمل FRP نسبت به این درجه حرارتها، در این راهنما توصیه شده است که از مقاومت FRP صرف نظر نموده و شرایط پایداری توسط رابطه زیر کنترل گردد.

$$(R_{n\theta})_{existing} \geq S_{DL} + S_{LL} \quad (2-1)$$

در این رابطه، $R_{n\theta}$ ، مقاومت اسمی عضو در یک دمای بالا بوده که به کمک توصیه های ارائه شده در ACI 216R قابل محاسبه است.

در طراحی سیستمهای FRP جهت مقاومسازی سازه ها نکته ای که می تواند اعمال محدودیت کرده و باید مورد توجه قرار گیرد ، تأثیر مقاومسازی بردیگر حالت های گسیختگی مانند برش سوراخ کننده و ظرفیت باربری پی ها می باشد . در واقع این موضوع مهم است که مطمئن شویم همه اعضای سازه قادر به تحمل افزایش بارهای وارده براعضای تقویت شده هستند .

۱-۹-۲: انتخاب سیستم FRP

۱-۹-۲-۱: ملاحظات محیطی

شرایط محیطی به طور ویژه ای بر رزینها و الیافها از انواع سیستم FRP تأثیر می گذارند . در طراحی باید این کاهش خصوصیات مواد ، محاسبه شده و در نظر گرفته شود . بعضی از ملاحظات محیطی مهم که وابسته به طبیعت سیستمها هستند را می توان به صورت زیر ذکر نمود :

۱-۹-۲-۱-۱: محیط قلیایی یا اسیدی

در این شرایط الیافهای کربن مقاوم بوده در حالی که الیاف شیشه نسبت به این عوامل حساس است . با این وجود می توان با یک رزین مناسب از تأثیر این عوامل بر روی این الیافها محافظت کرد .

۱-۹-۲-۱-۲: انبساط حرارتی

تفاوت در ضرایب انبساط حرارتی مواد FRP (الیافها و رزینها) نسبت به بتن باعث بروز یکسری مشکلات و تنشهای حرارتی می گردد . الیافهای کربن دارای ضریب انبساط حرارتی نزدیک به صفر بوده در حالی که الیافهای شیشه ، ضریب انبساط حرارتی مشابه با بتن دارند . پلیمرهای استفاده شده در سیستمهای مقاومسازی FRP عموماً دارای ضریب انبساط حرارتی نزدیک به پنج برابر بتن هستند . آزمایشات نشان می دهد که تفاوت های انبساط حرارتی ، تأثیری در چسبندگی بتن و FRP در محدوده های تغییر حرارتی کم از 28- تا 28+ درجه سلسیوس نمی گذارد .

۱-۹-۲-۱-۳: رسانایی الکتریکی

GFRP و AFRP در عایق بندی کردن الکتریکی مؤثر بوده در حالیکه CFRP رسانا می باشد . جهت جلوگیری از خوردگی الکتروشیمیایی فولاد ، CFRP نباید با فولاد تماس مستقیم داشته باشد .

۱-۹-۲-۲: ملاحظات بارگذاری

در این رابطه ، GFRP و AFRP نسبت به بارهای ضربه ای در مقایسه با CFRP تحمل بهتری را از خود نشان می دهند . اما از لحاظ خزش و خستگی برعکس می باشد .

۱-۹-۳: ملاحظات مربوط به پوشش محافظ

برای محافظت از سیستمهای FRP نسبت به شرایط محیطی، از پوششهای محافظ استفاده می شود. این پوششها باید براساس نیازهای سیستم مقاومساز انتخاب شود. پوششهای ضخیم رزین می تواند یک پوشش الاستیک بر روی الیاف ایجاد کرده و آن را از صدمات ناشی از ضربه یا ساییدگی و خراش حفظ کند.

۱-۹-۳: خصوصیات مواد طراحی

معمولا خصوصیات ارائه شده برای مواد FRP توسط سازندگان آنها، اثر شرایط محیطی را تحت زمانهای طولانی در نظر گرفته و در نتیجه برای طراحی لازم است که از یک ضریب کاهنده، C_E ، استفاده گردد (جدول ۱-۱).

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (3-1)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (4-1)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (5-1)$$

همانطور که در رابطه (۵-۱) دیده می شود، مدول الاستیسیته FRP به شرایط محیطی وابسته نبوده و با مقدار اولیه داده شده توسط سازنده برابر خواهد بود.

جدول ۱-۱: ضریب کاهش محیطی برای سیستمهای FRP مختلف با شرایط در معرض قرارگیری گوناگون

شرایط در معرض قرارگیری	نوع الیاف	ضریب کاهش محیطی، C_E
شرایط داخلی	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
شرایط خارجی (پلها، اسکله ها و پارکینگهای غیر بسته)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
محیطهای ناهنجار (کارگاههای شیمیایی و کارخانه های تصفیه فاضلاب)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

۱۰-۱: مقاومت سازی خمشی۱-۱۰-۱: فرضیات

در این آیین نامه ، طراحی مقاومت سازی خمشی برای تیرهای بتن آرمه با آرماتورهای غیرپیش تنیده که FRP های تقویت کننده به سطح کششی آن چسبیده ، ارائه گردیده است . در طراحی ، نیروهای ناشی از ایجاد مفصل پلاستیک لحاظ نمی گردد . از جمله فرضیاتی که در طراحی خمشی در نظر گرفته شده است ، عبارتند از :

- ۱- تغییرات کرنش در طول ارتفاع مقطع به صورت خطی بوده و به عبارتی سطح مقطع مسطح بعد از بارگذاری نیز مسطح باقی می ماند (فرضیه برنولی) .
 - ۲- لغزش نسبی بین FRP و بتن وجود ندارد .
 - ۳- از تغییر شکل برشی موجود در لایه چسب صرف نظر شده است .
 - ۴- کرنش فشاری ماکزیمم تحمل شده در بتن ، 0.003 در نظر گرفته می شود .
 - ۵- مقاومت کششی بتن ناچیز است .
 - ۶- FRP دارای رابطه خطی الاستیک بین تنش - کرنش تا لحظه گسیختگی است .
- پایه و اصل روند طراحی همانطور که گفته شد ، بر مبنای حالت حدی بوده و همانند ACI 318 براساس رابطه زیر می باشد :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (6-1)$$

M_u ، خود براساس جمع بارهای مختلف همراه با ضرایبشان براساس ACI 318 بدست می آید . همچنین ضریب کاهش ϕ نیز براساس رابطه ای که مطرح خواهد شد ، بدست می آید و بین 0.9 تا 0.7 می باشد .

۲-۱۰-۱: محاسبه کرنش اولیه بستر

با توجه به ممان اولیه مقطع قبل از مقاومت سازی می توان براساس روابط ACI 318-99 ، کرنش اولیه ، ϵ_{bi} ، را محاسبه نمود . در ابتدا عمق تار خنثی ، c ، براساس مرکز سطح معادل مقطع ، محاسبه می گردد . سپس ممان اینرسی مقطع معادل محاسبه می شود . مقطع معادل با ضرب مساحت آرماتورها در نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن قابل دستیابی است . در ادامه با داشتن مقاومت کششی بتن ، f_r ، مقدار ممان ترک خوردگی مقطع قابل محاسبه است .

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{c} \quad (7-1)$$

حال در صورت کوچکتر بودن ممان اولیه ماکزیمم برتیر نسبت به ممان ترک خوردگی ، می توان کرنش اولیه را از رابطه زیر بدست آورد .

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}}{I \cdot E_c} (h - c) \quad (8-1)$$

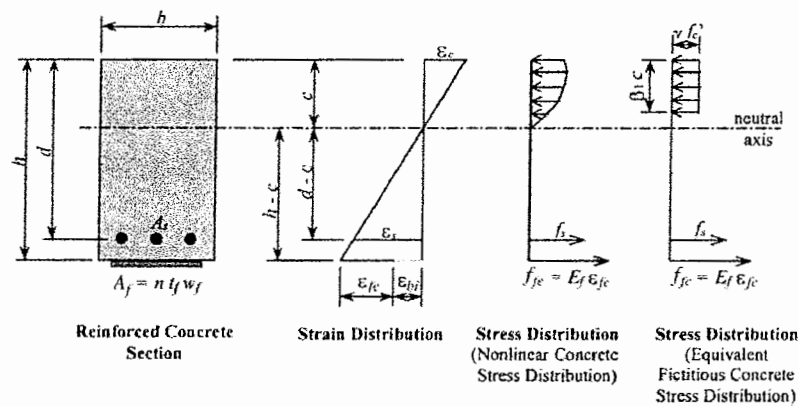
در صورتی که ممان اولیه ماکزیمم بر تیر بزرگتر از ممان ترک خوردگی باشد، باید مقدار ϵ_{bi} را براساس آنالیز مقطع ترک خورده محاسبه کرد. با توجه به اینکه در ACI 318-99 از مقاومت کششی بتن و همچنین مقاومت بتن ترک خورده صرفنظر می کند، می توان ϵ_{bi} را از روابط زیر محاسبه نمود.

$$\frac{b}{2}c^2 + [n_s(A'_s + A_s) - A'_s]c - [n_s(A'_s d' + A_s d) - A'_s d'] = 0 \quad (9-1)$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c}$$

محاسبه ممان مقطع ترک خورده:

$$I = \frac{b}{3}c^3 + (n_s - 1)A'_s(d' - c)^2 + n_s A_s(d - c)^2 \quad (10-1)$$



شکل ۱-۱: توزیع تنش و کرنش در حالت نهایی برای یک مقطع مستطیلی تحت خمش

۳-۱۰-۱: طراحی خمشی مقاومسازی با FRP

برای طراحی خمشی مقاومسازی با FRP در ابتدا فرض براین است که بتن فشاری خرد شده و با استفاده از بلوک تنشی معادل برای ناحیه فشاری بتن و برقراری روابط تعادل، عمق تارخشی محاسبه می گردد. جهت کنترل گسیختگی ناشی از جداسدگی FRP که معمولاً زودتر از پارگی آن رخ می دهد، کرنش موجود در FRP به مقدار زیر محدود می گردد.

$$\epsilon_{fe} \leq K_m \epsilon_{fu} \quad (11-1)$$

K_m ، ضریب کاهش چسبندگی FRP بوده که براساس روابط زیر قابل دستیابی است.

$$\kappa_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f \leq 180,000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f > 180,000 \end{cases} \quad (12-1)$$

در ادامه طراحی، ابتدا یک مقدار برای عمق تارخشی، c ، فرض می شود. سپس همانطور که گفته شد در ابتدا فرض می گردد که گسیختگی حاکم، خردشدگی بتن فشاری بوده، لذا با توجه به این مطلب و تغییرات خطی کرنش در عمق مقطع و روابط بالا، کرنش موجود در FRP از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left[\frac{h-c}{c} \right] - \varepsilon_{bi} \leq \kappa_m \varepsilon_{fu} \quad (13-1)$$

با فرض رفتار کاملاً الاستیک FRP، می توان مقدار تنش مؤثر در آن را از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (14-1)$$

همچنین با توجه به کرنش FRP می توان کرنش فولاد کششی و فشاری را از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d-c}{h-c} \right) \quad (15-1)$$

$$\varepsilon'_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c-d'}{h-c} \right) \quad (16-1)$$

مقدار تنش در فولاد کششی و فشاری نیز براساس کرنش آنها از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (17-1)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \leq f'_y \quad (18-1)$$

در نهایت با توجه به تعادل نیروها و فرض بلوک تنشی معادل برای بتن فشاری می توان c را مجدداً از رابطه زیر محاسبه کرده و با مقدار حدس زده شده مقایسه نمود. در صورتی که مقدار c جدید با c قدیم اختلاف داشته باشد، باید مجدداً روابط بالا برای c جدید تکرار شده تا این اختلاف به حداقل لازم برسد.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe} - A'_s f'_s}{\eta'_c \beta_1 b} \quad (19-1)$$

در رابطه بالا γ و β_1 ، که از ضرایب مربوط به بلوک تنشی معادل هستند، براساس ACI 318-99 از روابط زیر محاسبه می شوند.

$$\gamma = 0.85$$

(20-1)

$$\beta_1 = -0.008(f'_c - 30) + 0.85 \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

پارامتر b نیز نشان دهنده عرض مقطع بوده و f'_c بیانگر مقاومت مشخصه فشاری بتن می باشد. بعد از محاسبه عمق تارخشی، مقدار ممان اسمی تیر از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$M_n = A_s f_s \left[d - \frac{\beta_1 c}{2} \right] + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s \left[\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right] \quad (21-1)$$

پارامتر ψ_f ، در رابطه بالا، ضریب کاهش مواد FRP بوده که برابر 0.85 فرض می گردد. اما برای برقراری ضابطه طراحی باید M_n در پارامتر ϕ ضرب شود. در این راهنما جهت برآورده کردن شکل پذیری، همانند ACI 318-99، مقدار ϕ از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$\phi = \begin{cases} 0.9 & \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.7 + \frac{0.2(\varepsilon_s - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & \varepsilon_{sy} < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.7 & \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (22-1)$$

که در این رابطه، ε_{sy} ، کرنش معادل تسلیم می باشد.

۴-۱۰-۱: حالت سرویس

برای حالت سرویس، این آیین نامه دو حد را یکی برای آرماتورهای فولادی و دیگری برای FRP مطرح کرده است که به صورت زیر می باشد.

$$f_{s,s} \leq 0.80 f_y \quad (23-1)$$

$$f_{f,s} \geq \text{حد تنش دائم همراه با تنش نوسانی} \quad (24-1)$$

مقدار حد تنش دائم همراه با تنش نوسانی در مواد FRP بسته به نوع الیاف آنها تفاوت داشته و از جدول ۲-۱ محاسبه می گردد.

جدول ۲-۱: حدود تنشی بارگذاری دائم و نوسانی در حالت سرویس در FRP های تقویت کننده

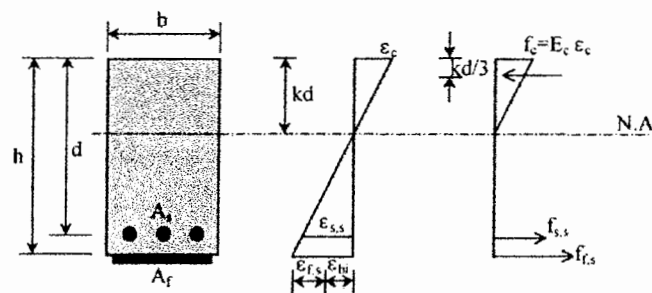
نوع الیاف	Glass FRP	Aramid FRP	Carbon FRP
حد تنشی مربوط به بار دائم و نوسانی	$0.20 f_{fu}$	$0.30 f_{fu}$	$0.55 f_{fu}$

جهت سهولت در محاسبات ، روابط زیر برای محاسبه مقدار $f_{f,s}$ و $f_{s,s}$ ارائه شده است .

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(h - \frac{kd}{3} \right) (h - kd)} \quad (25-1)$$

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left[\frac{E_f}{E_s} \right] \frac{h - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi} E_f \quad (26-1)$$

که در آن kd ، عمق تارخنشی در حالت مقطع ترک خورده و M_s عبارتست از ممان ناشی از همه بارهای دائم همراه با ماکزیمم ممان ناشی از سیکل بارگذاری خستگی .

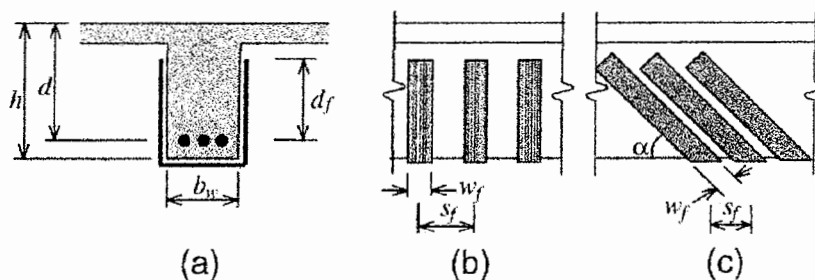


شکل ۱-۲ : توزیع تنش و کرنش الاستیک

۱۱-۱: مقاومت سازی برشی

مقاومت سازی برشی تیرها و ستونهای بتن آرمه با قراردادی الیافهای FRP به صورت متقاطع با محور عضو یا عمود بر امتداد ترکهای برشی احتمالی امکان پذیر است. از جمله محدودیتهایی که در مقاومت سازی برشی به کمک FRP وجود دارد، آنستکه در مکانهایی که در معرض مفصل پلاستیک یا تنش رفت و برگشتی قرار دارند، مقاومت سازی برشی تنها با دورپیچ کامل مقطع امکان دارد. دیگر محدودیت در مقاومت سازی را می توان به صورت رابطه زیر نشان داد که مربوط به حداکثر فاصله مرکز تا مرکز نوارهای FRP از یکدیگر است.

$$s_f \leq \frac{d}{4} + w_f \quad (27-1)$$



شکل ۱-۳: نمایش متغیرهای ابعادی استفاده شده در محاسبات مقاومت سازی برشی جهت ترمیم، بهینه سازی و یا مقاومت سازی به کمک لایه های FRP

جهت مقاومت سازی برشی تیرهای مستطیلی سه روش دورپیچ کامل، U شکل و چسباندن در دو طرف مقطع، وجود داشته و ترتیب تأثیر در افزایش مقاومت برشی به همان روال معرفی آنها است. ضابطه اصلی طراحی همانند ACI 318-99 بوده و از رابطه زیر تبعیت می کند.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (28-1)$$

برای محاسبه مقاومت برشی اسمی مقطع، V_n ، از روابط زیر استفاده می گردد. ضریب کاهش ϕ همانند ACI 318 برابر 0.85 فرض می گردد.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad (29-1)$$

مقدار ضریب کاهش مواد FRP، ψ_f ، در رابطه بالا در حالت دورپیچ کامل برابر 0.95 و در حالت دورپیچ U شکل و چسباندن در دو طرف مقطع برابر 0.85 فرض می شود.

$$V_c = 0.1676 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (30-1)$$

$$V_s = \frac{A_{sv} f_y (\sin \beta + \cos \beta) d}{s} \quad (31-1)$$

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f} \quad (32-1)$$

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (33-1)$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (34-1)$$

ε_{fe} در رابطه بالا ، کرنش مؤثر بوده و برابر ماکزیمم کرنشی است که می توان در سیستم FRP در بالاترین مرحله بارگذاری به آن رسید . جهت به حساب آوردن اثر جداشدگی لایه ها مخصوصا در حالت نصب U شکل و یا چسباندن در دو طرف مقطع ، از ضریب کاهش چسبندگی κ_v استفاده می گردد . در نهایت می توان کرنش مؤثر در حالات مختلف را از روابط زیر محاسبه نمود .
حالت دورپیچ کامل :

$$\varepsilon_{fe} = 0.75 \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (\text{for completely wrapping all four sides}) \quad (35-1)$$

حالت دورپیچ U شکل و چسباندن در دو طرف مقطع :

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (\text{for U-wraps or bonding to two sides}) \quad (36-1)$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (37-1)$$

$$L_e = \frac{23,300}{(nt_f E_f)^{0.58}} \quad (38-1)$$

$$k_1 = \left[\frac{f'_c}{27} \right]^{2/3} \quad (39-1)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_f - L_e}{d_f} & \text{for U wraps} \\ \frac{d_f - 2L_e}{d_f} & \text{for two-side bonded} \end{cases} \quad (40-1)$$

محدودیت در مقاومتسازی برشی همانند ACI 318-99 وجود داشته و از رابطه زیر تبعیت می کند .

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (41-1)$$

۱۲-۱: مقاومت سازی فشاری

با محصور کردن عضو فشاری می توان با اعمال تنش محصور کنندگی ، مقاومت فشاری عضو را بالا برد . در این راستا با کمک نصب الیافهای مواد FRP به صورت مورب نسبت به محور طولی می توان عضو را به طور کامل محصور نمود . در این حالت نیز ضابطه طراحی براساس رابطه زیر می باشد .

$$\phi P_n \geq P_u \quad (42-1)$$

مقدار ϕ براساس آیین نامه ACI 318 [۱] ، برای خاموتهای فولادی 0.7 و برای تنگهای فولادی 0.75 فرض می گردد . مقاومت فشاری اسمی نیز در حالت دورپیچ شده با FRP از روابط زیر قابل محاسبه است .

برای اعضای غیر پیش تنیده با تنگهای فولادی تقویت کننده :

$$\phi P_n = 0.85\phi(0.85\psi_f f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (43-1)$$

برای اعضای غیر پیش تنیده با خاموتهای فولادی تقویت کننده :

$$\phi P_n = 0.80\phi(0.85\psi_f f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}) \quad (44-1)$$

مقدار ψ_f که ضریب کاهش مواد FRP است برابر 0.95 در نظر گرفته می شود . همچنین f'_{cc} مقاومت بتن محصور شده برای حالت استوانه ای بوده که از رابطه زیر بدست می آید .

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25 \sqrt{1 + 7.9 \frac{f_1}{f'_c}} - 2 \frac{f_1}{f'_c} - 1.25 \right] \quad (45-1)$$

$$f_1 = \frac{\kappa_a \rho_f f_{fe}}{2} = \frac{\kappa_a \rho_f \epsilon_{fe} E_f}{2} \quad (46-1)$$

$$\epsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75 \epsilon_{fu} \quad (47-1)$$

$$\rho_f = \frac{4nt_f}{D} \quad (48-1) \quad \text{برای اعضای دایره ای :}$$

در رابطه بالا D قطر مقطع می باشد و مقدار κ_a که ضریب راندمان نام دارد برابر 1.0 فرض می گردد . برای مقاطع غیردایره ای ، پوشش FRP باعث افزایش چندانی در مقاومت فشاری عضو نخواهد شد . از جمله محدودیتهای اعمال شده در حالت سرویس عبارتند از :

$$f_c \leq 0.65 f'_c \quad (49-1)$$

$$f_s \leq 0.6 f_y \quad (50-1)$$

$$f_f \leq \text{حد تنش گسیختگی خزشی (جدول ۱-۲)} \quad (51-1)$$

۱۳-۱: مقاومت سازی کششی

جهت مقاومت سازی کششی عضو باید راستای الیافهای FRP در جهت کشش (طول عضو) قرار گیرد. برای طراحی حالت کشش می توان از روابط مربوط به مقاومت سازی برشی استفاده کرد. مقدار تنش در FRP با توجه به رفتار الاستیک آن برابر مقدار کرنش مؤثر موجود در آن ضربدر مدول الاستیسیته آن خواهد بود. به عبارتی:

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (52-1)$$

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (53-1)$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (54-1)$$

$$L_e = \frac{23,300}{(n t_f E_f)^{0.58}} \quad (55-1)$$

$$k_1 = 1.0 \quad (56-1)$$

$$k_2 = \frac{L - 2L_e}{L} \quad (57-1)$$

سهم FRP در کشش برابر خواهد بود با:

$$T_f = f_{fe} \cdot A_f \quad (58-1)$$

$$T_n = T_s + T_f \quad (59-1)$$

$$\phi T_n \geq T_u \quad (60-1)$$

ϕ در حالت کشش خالص براساس ACI 318 برابر 0.9 فرض می گردد. سهم فولاد در کشش نیز از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$T_s = f_s \cdot A_s \quad (61-1)$$

$$f_s = \varepsilon_s E_s \leq f_y \quad (62-1)$$

۱-۱۴: افزایش شکل پذیری

افزایش شکل پذیری مقطع نتیجه توانایی در بیشتر شدن ماکزیمم کرنشهای فشاری در بتن قبل از شکست فشاری است. پوشش FRP با اعمال این رفتار همچنین توانایی ایجاد تأخیر در کمایش فولادهای تقویت کننده را تحت فشار داشته و می تواند در قسمتهای وصله آرماتورها، آنها را در سر جای خود محکم حفظ کند. جهت بررسی میزان شکل پذیری لازم است کرنش نهایی بتن محصورشده با FRP از رابطه زیر محاسبه گردد.

$$\varepsilon'_{cc} = \frac{1.71(5f'_{cc} - 4f'_c)}{E_c} \quad (63-1)$$

در حالت عضو با مقطع دایره ای، مقدار f'_{cc} در قسمت مقاومسازی فشاری مطرح شد. برای اعضای غیردایره ای، می توان از همان روابط استفاده شده برای اعضای استوانه ای استفاده کرد با این تفاوت که مقدار ρ_f و K_a از دو رابطه زیر بدست آید.

$$\rho_f = \frac{2nt_f(b+h)}{bh} \quad (64-1)$$

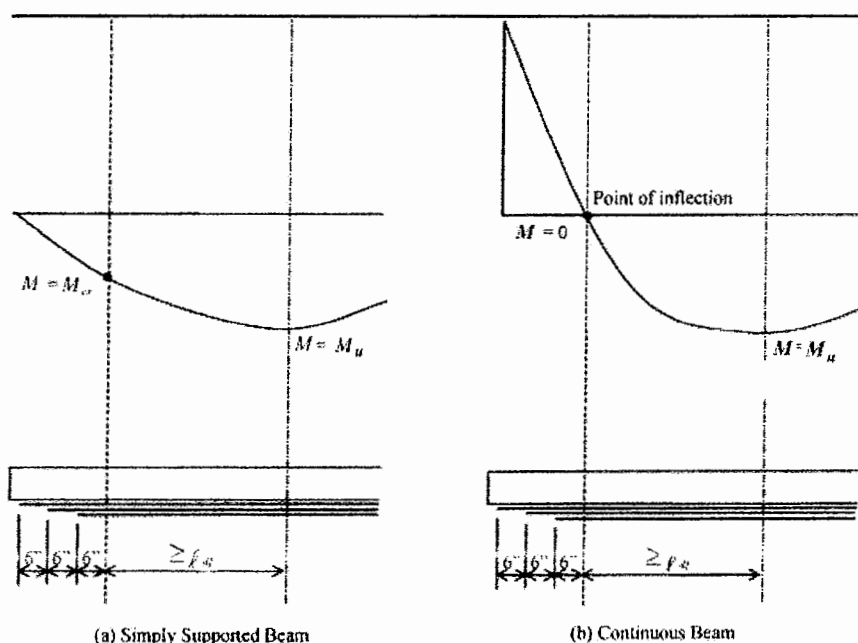
$$K_a = I \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3bh(1-\rho_f)} \quad (65-1)$$

اثر محصورکنندگی پوشش FRP باید درمقاطع مستطیلی با نسبت ابعاد b/h بیشتر از 1.5 یا با اندازه b یا h بزرگتر از 900 mm صرفنظر شود.

۱۵-۱: جزئیات مقاومسازی

به منظور عدم رخ دادن پدیده جداشدگی در FRP لازم است نکات خاصی رعایت شود. از جمله این نکات می توان به موارد زیر اشاره نمود:

- ۱- در گوشه های داخلی و درونی، FRP به صورت یکپارچه چرخانده نشود.
- ۲- دارا بودن شعاع حداقل 25 mm در هنگام پوشاندن گوشه های خارجی با FRP
- ۳- امتداد لایه FRP به اندازه d تا بعد از نقطه متناظر با ممان ترک خوردگی در حالت تکیه گاه ساده
- ۴- کنترل مقاومت برشی مقطع در حالت تکیه گاه ساده براساس رابطه $V_u < 0.67 V_c$ ؛ در غیر این صورت باید از تقویت کننده های عرضی جهت جلوگیری از جداشدگی استفاده شود.
- ۵- امتداد لایه FRP به اندازه حداقل $d/2$ یا 150 mm تا بعد از نقطه ای که در آن ممان صفر است در حالت تیرهای پیوسته
- ۶- اعمال روی هم افتادگی کافی به منظور عدم جداشدگی در راستای الیافها. در صورت وجود لایه های چند جهتی باید روی هم افتادگی در بیشتر از یک جهت صورت گیرد.



شکل ۱-۴: نمایش گرافیکی راهنمایی نقطه قطع مجاز در سیستم FRP سه لایه ای

فصل دوم : خلاصه ای از آیین نامه (2001) fib Bulletin 14 با عنوان :

راهنمای طراحی تقویت کننده های FRP چسبیده به صورت خارجی برای

سازه های بتن آرمه

۱-۲: کلیات

در این سمینار به جنبه های طراحی این آیین نامه پرداخته شده و دیگر جنبه های مطرح شده در آیین نامه ACI 440 مورد توجه قرار نگرفته است. در واقع فصول مربوط به طراحی مقاومسازی سازه ها براساس این آیین نامه ارائه گردیده است. پایه طراحی در این آیین نامه، طراحی سازه های بتن آرمه معمولی براساس EuroCode 2 (CEN 1991) [۱۳] می باشد.

در این آیین نامه هر دو حالت حدی سرویس (SLS) و نهایی (ULS) باید مورد بررسی قرارگیرد. در حالت سرویس باید معیارهای تنش در مواد، تغییرشکلها و خیزها و همچنین ترک خوردگی ارزیابی شود. اگر طراحی مقاومسازی براساس بهبود خدمت پذیری صورت گیرد، SLS در طراحی حاکم خواهد بود. حتی اگر علت مقاومسازی براساس افزایش مقاومت سازه صورت گیرد، ممکن است SLS در طراحی حاکم باشد؛ چراکه مواد FRP دارای مقاومت بالایی بوده و سطح مقطع کمی از آن برای ارضای ضوابط ULS کافی است، اما با توجه به مدول الاستیسیته کم FRP، ممکن است این سطح مقطع برای برآورده کردن ضوابط SLS کافی نباشد.

ترکیب بار لازم برای طراحی در حالت SLS در EC2 مشخص شده است. ضریب ایمنی مواد، γ_m به استثنای موارد خاص برابر 1.0 فرض می شود. همچنین رابطه تنش - کرنش مواد به صورت خطی فرض می شود. در حالت حد نهایی باید همه گسیختگی های ممکن بررسی شود. حالات گسیختگی مختلف بر دو اصل می باشد. اول اینکه فرض شود عملکرد بین کامپوزیت و بتن تا آخر به طور کامل باقی بماند؛ دوم اینکه فرض شود گسیختگی ناشی از یکی از حالت های جداشدگی است.

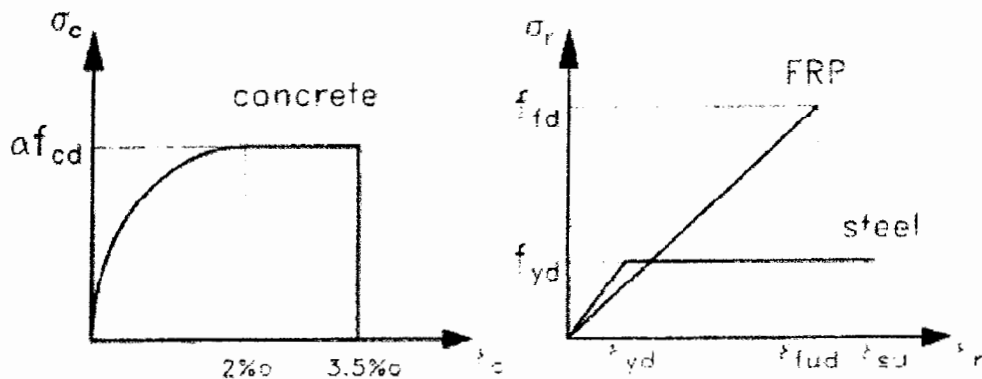
۲-۲: خصوصیات مواد و ضوابط کلی

در حالت حد نهایی (ULS) با فرض عملکرد کامل کامپوزیت بین بتن و FRP می توان منحنی های تنش - کرنش برای هریک از مواد را به صورت شکل ۴-۱ نشان داد. در این حالت، ضریب ایمنی برای بتن، $\gamma_c = 1.5$ و برای فولاد $\gamma_s = 1.15$ فرض شده است. این در حالی است که ضریب α به منظور محاسبه مقاومت فشاری کاهش یافته تحت بارگذاری طولی المدت برابر 0.85 فرض می گردد. مقدار f_{cd} نیز از رابطه $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ بدست می آید که در آن f_{ck} مقاومت فشاری بتن استوانه ای می باشد. برای مواد FRP روابط زیر برقرار است.

$$\sigma_f = E_{fu} \varepsilon_f \leq f_{fd} \quad (1-2)$$

$$E_{fu} = \frac{f_{fk}}{\varepsilon_{fuk}} \quad (2-2)$$

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \frac{\varepsilon_{fue}}{\varepsilon_{fum}} \quad (3-2)$$



شکل ۱-۲: منحنی تنش - کرنش مواد سازنده در حالت حدی نهایی

از آنجاییکه انتظار می رود کرنش نهایی مؤثر FRP، ε_{fue} ، به طور قابل ملاحظه ای با کرنش متوسط، ε_{fum} ، بدست آمده از آزمایش کشش تک محوری اختلاف نداشته باشد؛ نسبت $\varepsilon_{fue}/\varepsilon_{fum}$ معمولاً برابر 1.0 فرض می گردد. مقادیر γ_f از جدول ۱-۲ قابل دستیابی است.

جدول ۱-۲: ضرایب ایمنی مواد FRP، γ_f

نوع کاربرد B	نوع کاربرد A	نوع FRP
1.35	1.20	CFRP
1.45	1.25	AFRP
1.50	1.30	GFRP

نوع کاربرد A: استفاده از سیستمهای FRP پیش ساخته تحت شرایط کنترل با کیفیت معمولی؛ استفاده از سیستمهای wet lay-up در صورتی که همه ضوابط لازم اجرا شده و کنترل بالایی در کیفیت شرایط کاربرد و پروسه کاربرد انجام گردد.

نوع کاربرد B: استفاده از سیستمهای wet lay-up تحت شرایط کنترل کیفیت معمولی و استفاده از هر نوع سیستم تحت شرایط کاری سخت کارگاه.

در مورد بررسی حالت حد نهایی با وجود گسیختگی اتصال بین FRP و بتن، می توان گفت که با فرض کاربرد صحیح و نصب مناسب FRP، گسیختگی اتصال معمولاً در بتن رخ خواهد داد؛ لذا بررسی حالت حد نهایی در این مورد براساس مقاومت برشی یا کششی طراحی بتن با معرفی ضریب ایمنی $\gamma_{cb} = 1.5$ خواهد بود.

در این آیین نامه به منظور ایمنی در گسیختگی ، ضوابط خاصی را جهت تأمین شکل پذیری ارائه کرده است . براین اساس مقادیر حداقل کرنش در FRP را با توجه به معیارهای شکل پذیری در EC2 و فرض $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ به صورت زیر محدود کرده است .

$$\begin{aligned} \varepsilon_{fu,c} &\geq 0.0050 - \varepsilon_0 && \text{for concrete types C35/45 or lower} \\ \varepsilon_{fu,c} &\geq 0.0075 - \varepsilon_0 && \text{for concrete types higher than C35/45} \end{aligned} \quad (4-2)$$

براین اساس مقادیر حداقل کرنش در فولادهای کششی و میزان شکل پذیری به صورت زیر بیان می شود .

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su,c} &\geq 0.0043 && \text{for concrete types C35/45 or lower} \\ \varepsilon_{su,c} &\geq 0.0065 && \text{for concrete types higher than C35/45} \end{aligned} \quad (5-2)$$

$$\begin{aligned} \delta_{x,min} &\approx 1.7 && \text{for steel S500 and concrete types C35/45 or lower} \\ \delta_{x,min} &\approx 2.6 && \text{for steel S500 and concrete types higher than C35/45} \end{aligned} \quad (6-2)$$

اگر حالت حد سرویس در طراحی عضو مقاومسازی شده به صورت خمشی یا کششی حاکم باشد ، برآورده کردن ضوابط شکل پذیری با توجه به اینکه ضریب ایمنی بالایی بین بار سرویس (S) و بار مقاوم طراحی (R) وجود دارد ، مشکل می باشد ؛ لذا در مواردی که $R > 1.2 S$ ، لازم نیست که شرایط شکل پذیری برآورده شود .

۳-۲: مقاومت سازی خمشی

سازه های بتن آرمه می توانند با چسباندن FRP در ناحیه کششی آنها به گونه ای که راستای الیافهای آنها در امتداد کشش است، به صورت خمشی تقویت گردند. طراحی اعضای مقاوم سازی شده با FRP در خمش براساس این آیین نامه با ملاحظه دو حالت زیر برای حالت حد نهایی دنبال می شود:

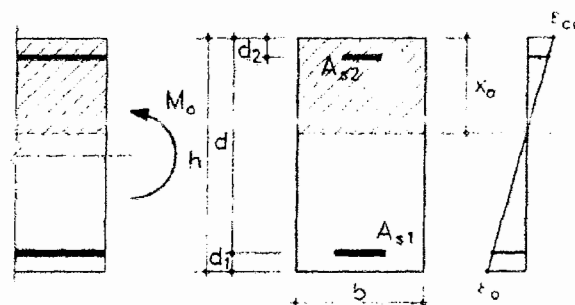
- ۱- محاسبه سهم تقویت کننده های FRP
- ۲- بررسی موضوع اتصال بین FRP و بتن و اثرات جداشدگی در کاهش تقویت.

۱-۳-۲: فرضیات

- از جمله فرضیاتی که در طراحی خمشی مدنظر قرار گرفته است عبارتند از:
- ۱- تغییرات کرنش در عمق مقطع به صورت خطی می باشد (فرضیه برنولی)
 - ۲- در نظر گرفتن کرنش اولیه بستر قبل از نصب FRP
 - ۳- کرنش فشاری ماکزیمم استفاده شده در بتن 0.0035 در نظر گرفته می شود
 - ۴- مقاومت کششی بتن ناچیز است
 - ۵- روابط تنش - کرنش مواد براساس شکلهای ۱-۲ می باشد.

۲-۳-۲: محاسبه کرنش اولیه

اولین گام از طراحی خمشی، محاسبه کرنش اولیه بستر قبل از نصب FRP می باشد. برای این منظور بعد از محاسبه ممان ترک خوردگی، M_{cr} ، در صورتی که ممان اولیه، M_0 ، از ممان ترک خوردگی کمتر بود، از اثر این ممان در محاسبات عضو تقویت شده به راحتی صرف نظر می گردد. در غیراینصورت می توان مقدار کرنش اولیه را از روابط زیر محاسبه کرد.



شکل ۲-۲: شرایط اولیه

$$\frac{1}{2}bx_0^2 + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d - x_0) \quad (7-2)$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}$$

$$I_{c0} = \frac{bx_0^3}{3} + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_0 - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1}(d - x_0)^2 \quad (8-2)$$

$$\varepsilon_{c0} = \frac{M_0(h - x_0)}{E_c I_{c0}} \quad (9-2)$$

۳-۳-۲: مودهای گسیختگی تیرها

مودهای گسیختگی در حالت حد نهایی به دو دسته اصلی تقسیم می شوند. اولین حالت، حالتی است که عملکرد کامپوزیت به طور کامل بوده و پدیده جداشدگی رخ ندهد. این مود از گسیختگی خود به سه دسته زیر تقسیم می گردد.

۱- فولاد تسلیم شده و بدنبال آن بتن خرد گردد.

۲- فولاد تسلیم شده و بدنبال آن FRP گسیخته شود.

۳- بتن به تنهایی خرد شود.

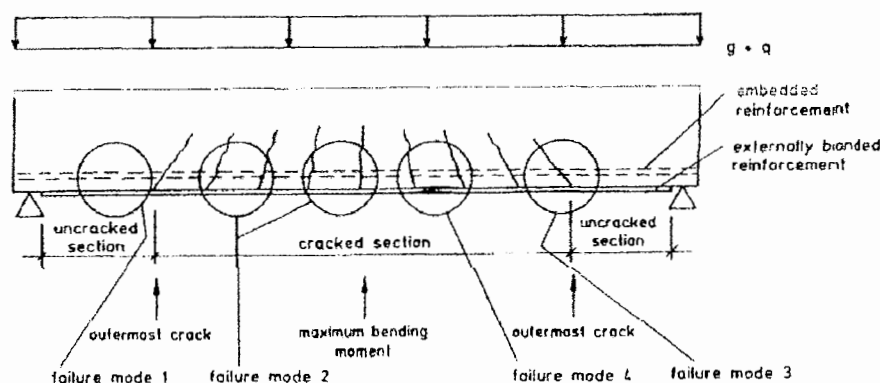
بهینه ترین حالت گسیختگی، حالتی است که فولاد تسلیم شده و بدنبال آن FRP و بتن به طور همزمان به حد نهایی مقاومت خود برسند.

دسته بعدی مربوط به حالتی است که عملکرد کامپوزیت به طور کامل نبوده و در واقع پدیده جداشدگی رخ دهد. مودهای گسیختگی ناشی از جداشدگی FRP به چند دسته تقسیم می گردد که عبارتند از:

۱- جداشدگی در بتن نزدیک سطح یا در راستای لایه ضعیف شده

۲- جداشدگی در چسب

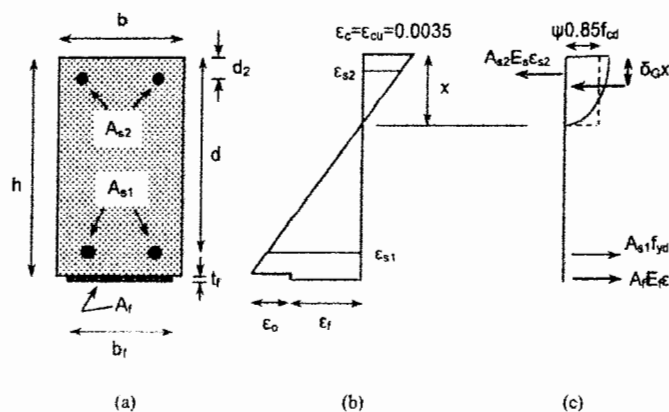
۳- جداشدگی در سطح بین بتن و چسب و یا بین چسب و FRP



شکل ۳-۲: مودهای گسیختگی اتصال یک عضو بتنی تقویت شده با FRP

با توجه به آزمایشات ، معمولاً عضو ضعیف ، بتن بوده و گسیختگی ناشی از جداشدگی در بتن نزدیک سطح یا در راستای لایه ضعیف شده رخ می دهد . خود این نوع گسیختگی در چند حالت ممکن است رخ دهد که عبارتند از :

- ۱- جداشدگی در یک ناحیه فشاری ترک نخورده
 - ۲- جداشدگی ناشی از ترکهای خمشی
 - ۳- جداشدگی ناشی از ترکهای برشی
 - ۴- جداشدگی ناشی از ناصافی در سطح بتن
- اما یک نوع دیگر از گسیختگی ناشی از جداشدگی ، گسیختگی برشی انتهایی FRP می باشد . در این حالت با بررسی ماکزیمم تنش برشی نزدیک انتهایی صفحه ، می توان آن را کنترل نمود .



شکل ۴-۲ : آنالیز سطح مقطع برای حالت حد نهایی در خمش (a) هندسه (b) توزیع کرنش (c) توزیع تنش

۴-۳-۲ : طراحی مقاومتی خمشی

به منظور طراحی مقاومتی خمشی در ابتدا فرض می شود که عملکرد کامپوزیت به صورت کامل باشد . همچنین در ابتدا فرض می شود که گسیختگی به صورت تسلیم شدگی فولاد و بدنبال آن خردشدگی بتن رخ دهد . در این حالت با توجه به روابط مندرج در آیین نامه EC2 و شکل ۴-۲ می توان ظرفیت ممان خمشی طراحی را از روابط زیر بدست آورد .

محاسبه عمق تار خنثی ، x :

$$0.85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_{fu}\varepsilon_f \quad (10-2)$$

که در آن $\psi = 0.8$ و

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad (E_s\varepsilon_{s2} \text{ not to exceed } f_{yd}) \quad (11-2)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \quad (12-2)$$

ظرفیت ممان خمشی طراحی برابر خواهد بود با :

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (13-2)$$

که در آن $\delta_G = 0.4$ است .

برای روابط در نظر گرفته شده در بالا ، حدهای زیر باید کنترل گردد :

(۱) تسلیم شدگی آرماتورهای فولادی کششی (۲) کرنش FRP محدود به کرنش نهایی آن شود (ε_{fud})

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (14-2)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \quad (15-2)$$

در صورتی که حد اول برقرار نبود ، باید روابط بالا با توجه به ε_{s1} بدست آمده براساس ε_{cu} تکرار شود . در صورتی که حد دوم برقرار نباشد ، به منزله آنستکه FRP دچار گسیختگی قبل از خرد شدن بتن شده و لذا روابط بالا باید با محاسبه ψ و δ_G جدید تکرار گردد .

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fud} + \varepsilon_0) \frac{x}{h-x} \quad (16-2)$$

$$\psi = \begin{cases} 1000\varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_c \right) & \text{for } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000\varepsilon_c} & \text{for } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (17-2)$$

$$\delta_G = \begin{cases} \frac{8 - 1000\varepsilon_c}{4(6 - 1000\varepsilon_c)} & \text{for } \varepsilon_c \leq 0.002 \\ \frac{1000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 4) + 2}{2000\varepsilon_c(3000\varepsilon_c - 2)} & \text{for } 0.002 \leq \varepsilon_c \leq 0.0035 \end{cases} \quad (18-2)$$

لازم به ذکر است که چون مقدار عمق تار خنثی استفاده شده برای محاسبه ε_c ، از روابط قبل بدست آمده است ، باید روند سعی و خطا آنقدر ادامه پیدا کند که مقدار ε_c بدست آمده همگرا گردد .

۲-۳-۵: محدودیتهای لازم برای عدم وقوع جداشدگی

همانطور که گفته شد، مودهای گسیختگی رایج، ناشی از جداشدگی لایه FRP بوده که خود پدیده جداشدگی به دسته های مختلفی تقسیم گردید. برای کنترل و عدم وقوع این جداشدگی ها، محدودیتهایی توسط آیین نامه ارائه گردیده است که برای هر مود از جداشدگی مطرح می گردد.

۲-۳-۵-۱: اعمال محدودیت برای جداشدگی ناشی از ترکهای برشی

برای این منظور براساس مطالعات انجام شده دو مدل جهت محدود کردن پدیده جداشدگی مطرح شده است که می توان به منظور محافظه کاری بیشتر دو روش را بررسی نموده و روشی که محافظه کارانه تر است را انتخاب نمود. روابط مربوطه به صورت زیر می باشد.

$$V_u \leq \min\{V_{Rd1}, V_{RP}\} \quad (19-2)$$

$$V_{Rd1} = bd(\tau_{Rk}k(1.2 + 40\rho_{eq})/\gamma_c) \quad (20-2)$$

$$k = 1.6 - d/1000 \quad (21-2)$$

$$\tau_{Rk} = 0.15f_{ck}^{1/3} \quad (22-2)$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}}{bd} \quad (23-2)$$

$$\tau_{RP} = 0.38 + 151\rho_{eq}(MPa) \quad (24-2)$$

$$V_{RP} = \tau_{RP}.bd \quad (25-2)$$

۲-۳-۵-۲: اعمال محدودیت برای جداشدگی ناشی از گسیختگی برشی در انتهای صفحه

به جهت جلوگیری از گسیختگی برشی در انتهای صفحه می توان نیروی برشی را به مقدار $\bar{V}_{Rd}$ بدست آمده از روابط زیر محدود نمود.

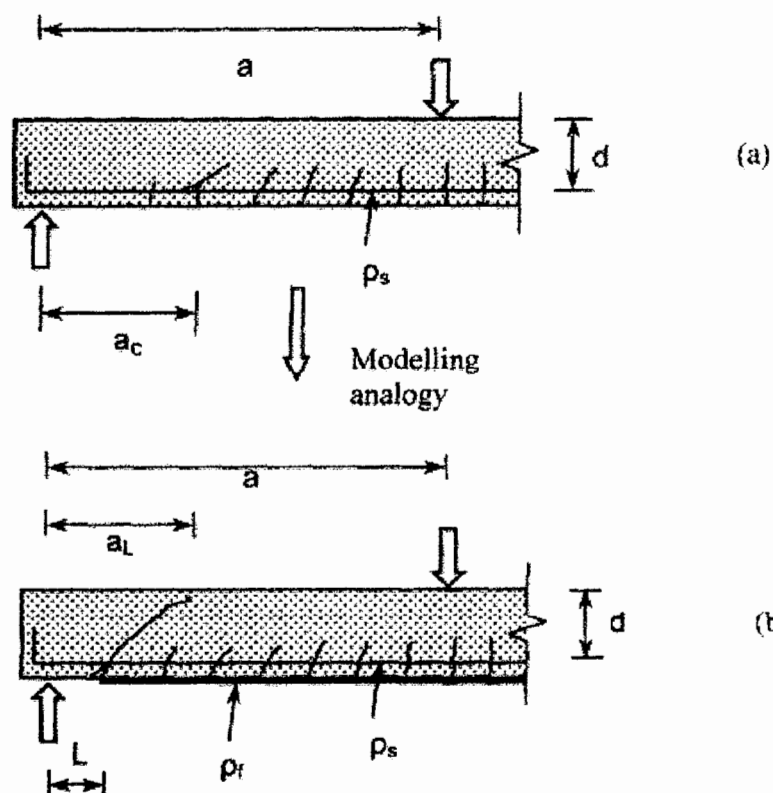
$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \tau_{Rd}bd \quad (26-2)$$

$$\tau_{Rd} = 0.15\sqrt[3]{3\frac{d}{a_L}\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right)\sqrt[3]{100\rho_s f_{ck}}} \quad (27-2)$$

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} dL^3 \quad (28-2)$$

$$a > L + d, \quad a_L < a \quad (29-2)$$

$$\rho_s = \frac{A_{sl}}{bd} \quad (30-2)$$



شکل ۲-۵: (a) مفهوم ناحیه برشی مجازی، (b) قیاس مدلسازی برای آنالیز گسیختگی برشی
انتهای FRP

۲-۳-۵-۳: اعمال محدودیت برای جداشدگی انتهایی صفحه

به منظور عدم جداشدگی FRP در انتهای تیر باید ضوابط زیر که شامل سه روند مختلف است، کنترل گردد.

۲-۳-۵-۳-۱: روش اول

در روش اول ماکزیمم نیروی ممکن در FRP از روابط زیر قابل دستیابی است.

$$N_{fa, \max} = \alpha c_1 k_c k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (N) \quad (31-2)$$

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{0.67} \quad (32-2)$$

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (mm) \quad (33-2)$$

در روابط بالا، α ضریب کاهش بوده و تقریباً برابر 0.9 است و برای به حساب آوردن اثر ترکهای مورب در مقاومت اتصال می باشد. k_c یک فاکتور برای به حساب آوردن فشردگی بتن بوده و عموماً می تواند برابر 1.0 فرض شود، اما برای FRP چسبیده به سطح بتنی با فشردگی کم، 0.67 در نظر گرفته می شود. k_b ضریب هندسی بوده و با شرط $b_f/b \geq 0.33$ ، از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (34-2)$$

مقادیر c_1 و c_2 از کالیبراسیون نتایج آزمایش بدست می آیند که برای نوارهای CFRP به ترتیب برابر 0.64 و 2 می باشند. در صورتی که طول مهاری مجاز رعایت نشده باشد ($L_b < L_{b,max}$)، حداکثر نیروی ممکن در FRP از رابطه زیر بدست می آید.

$$N_{fa} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \quad (35-2)$$

۲-۳-۵-۳-۲ : روش دوم

در این روش همانند روش اول یکسری روابطی جهت محاسبه تنش ماکزیمم ممکن FRP، ارائه شده است که به ترتیب زیر می باشد.

$$\sigma_{fad,max} = \frac{c_1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} \quad [MPa] \quad (36-2)$$

$$c_1 = 0.23 \quad (37-2)$$

$$l_{b,max} = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}} \quad [mm] \quad (38-2)$$

$$c_2 = 1.44 \quad (39-2)$$

در این روش نیز اگر $L_b < L_{b,max}$ ، مقدار تنش ماکزیمم ممکن به صورت زیر محاسبه می شود.

$$\sigma_{fad} = \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \cdot \sigma_{fad,max} \quad l_b \leq l_{b,max} \quad (40-2)$$

۲-۳-۵-۴ : اعمال محدودیت برای جداسازی در طول اتصال FRP به تیر

۲-۳-۵-۴-۱ : روش اول

براساس این روش جهت جلوگیری از پدیده جداسازی در طول اتصال FRP به تیر دو رابطه زیر باید در تمام محل اتصال FRP به بتن ، کنترل گردد .

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd} : \quad \frac{V_d}{0.95db_f \left(1 + \frac{A_{s1}E_s}{A_fE_f} \right)} \leq f_{cbd} \quad (41-2)$$

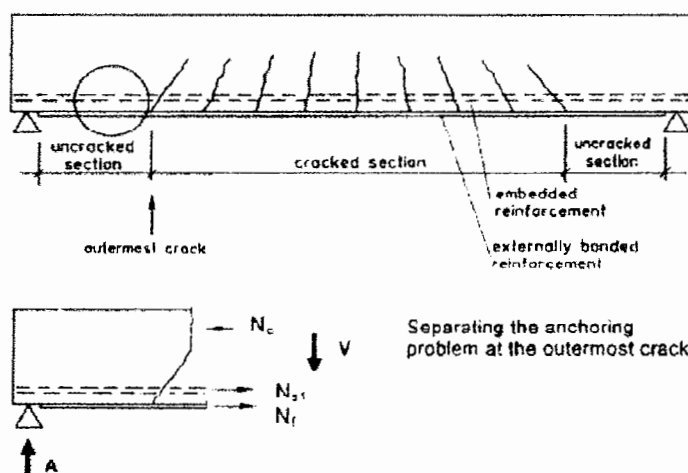
$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd} : \quad \frac{V_d}{0.95db_f} \leq f_{cbd} \quad (42-2)$$

در روابط بالا ، V_d مقدار برش موجود در مقطع می باشد و f_{cbd} مقاومت برشی اتصال بتن است که از رابطه زیر بدست می آید .

$$f_{cbd} = 1.8 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (43-2)$$

۲-۳-۵-۴-۲ : روش دوم

روند دوم مطرح شده در این آیین نامه جهت بررسی پدیده جداسازی در طول اتصال بسیار جزئی تر به این مسئله پرداخته است .



شکل ۲-۶ : مهار انتهایی در یک ناحیه بتن ترک نخورده

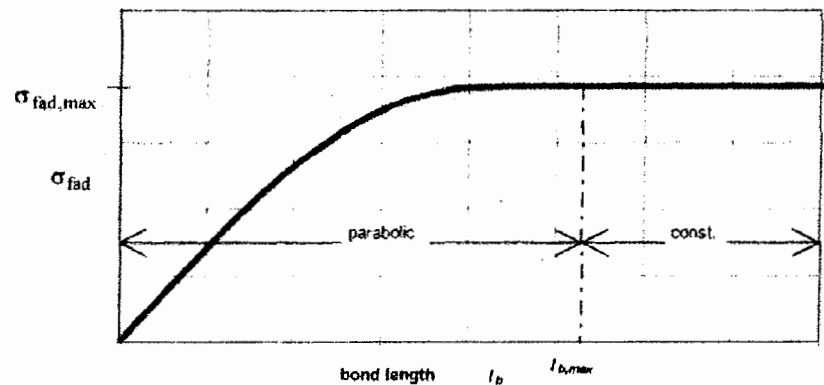
در این روش روند طراحی به طور خلاصه به چهار بخش کلی تقسیم می گردد :

۱- محاسبه فاصله ترکهای خمشی از یکدیگر ، S_{rm}

۲- محاسبه تنش موجود در FRP در محل ترک براساس ممان اعمالی در آن نقطه و روابط تعادل و سازگاری کرنشی که در حالت عملکرد کامل کامپوزیت مطرح شد (σ_{fd})

۳- محاسبه ماکزیمم تغییرات تنشی ممکن در FRP در فاصله بین مقطع مورد نظر تا محل انتهای $\max \Delta \sigma_{fd}$ ، FRP

۴- بررسی رابطه $\Delta \sigma_{fd} < \max \Delta \sigma_{fd}$ جهت کنترل عدم بروز پدیده جداشدگی برای هر دو ترک متوالی



شکل ۲-۷: تنش کششی قابل مهار وابسته به طول مهاری

اما مرحله اول که محاسبه فاصله ترکهای خمشی از یکدیگر (s_{rm}) بود ، می تواند براساس روابط زیر ارائه گردد .

$$\tau_{sm} = 2.25 f_{ctk,0.95} = 1.85 f_{ctm} \quad (44-2)$$

$$\tau_{fm} = 0.44 f_{ctm} \quad (45-2)$$

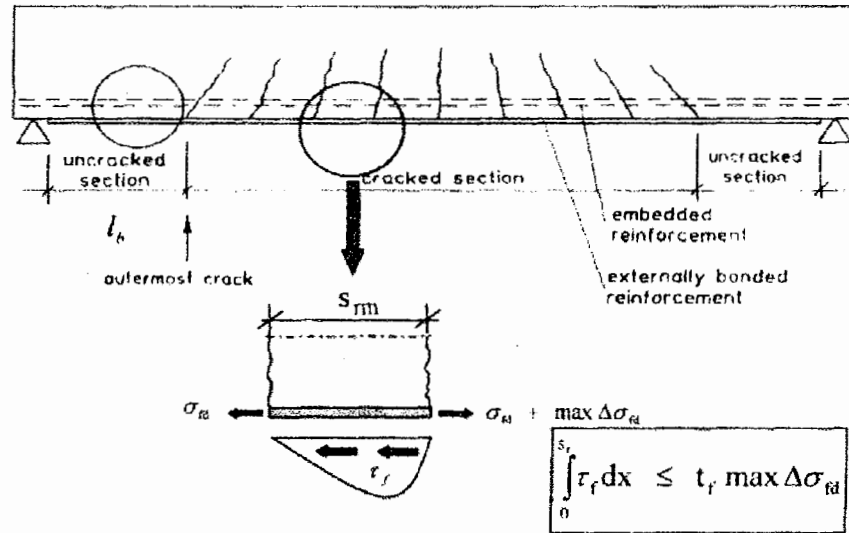
$$s_{rm} = 2l_t = 2 \frac{M_{cr}}{z_m} \left(\frac{1}{\sum \tau_{fm} b_f + \sum \tau_{sm} d_s \pi} \right) \quad (46-2)$$

$$M_{cr} = \frac{k f_{ctk,0.95} b h^2}{6} \quad (47-2)$$

$$z_m = 0.85 \frac{(h E_f A_f + d E_s A_{sl})}{(E_f A_f + E_s A_{sl})} \quad (48-2)$$

مقدار k در رابطه (۴۷-۲) براساس EC2 برابر 2.0 فرض می گردد .

مرحله دوم همانطور که اشاره شد ، محاسبه تنش در FRP در محل دو ترک متوالی است که براساس روابط ارائه شده در حالت عملکرد کامل کامپوزیت بدست می آید .



شکل ۲-۸: عضو بین دو ترک متوالی - آنالیز جدانشدگی در ترکهای خمشی

در مرحله سوم سه دیاگرام (شکل ۲-۹) جهت محاسبه ماکزیمم تغییرات ممکن در تنش FRP ارائه شده است. در مورد تنشهای کششی زیاد در بتن، از دیاگرام سوم استفاده می گردد؛ در غیراینصورت در حالتی که σ_f کمتر از $\sigma_f^{(B)}$ باشد، از رابطه (۲-۵۱) و در حالتی که بیشتر از $\sigma_f^{(B)}$ باشد، از رابطه (۲-۵۲) استفاده می شود. روابط مربوط به این دیاگرامها به صورت زیر است.

$$\sigma_f^{(B)} = \frac{c_3 E_f}{s_m} - c_4 \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \frac{s_m}{4 t_f} \quad [MPa] \quad (49-2)$$

$$\max \Delta \sigma_{fd}^{(B)} = \frac{1}{\gamma_c} \left[\sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + (\sigma_f^{(B)})^2} - \sigma_f^{(B)} \right] \quad [MPa] \quad (50-2)$$

$$\max \Delta \sigma_{fd}^{(1)} = \max \Delta \sigma_{fd}^{(A)} - \frac{(\max \Delta \sigma_{fd}^{(A)} - \max \Delta \sigma_{fd}^{(B)})}{\sigma_f^{(B)}} \sigma_{fd} \quad (51-2)$$

$$\max \Delta \sigma_{fd}^{(2)} = \frac{1}{\gamma_c} \left[\sqrt{\frac{c_1^2 E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f} + \sigma_{fd}^2} - \sigma_{fd} \right] \quad [MPa] \quad (52-2)$$

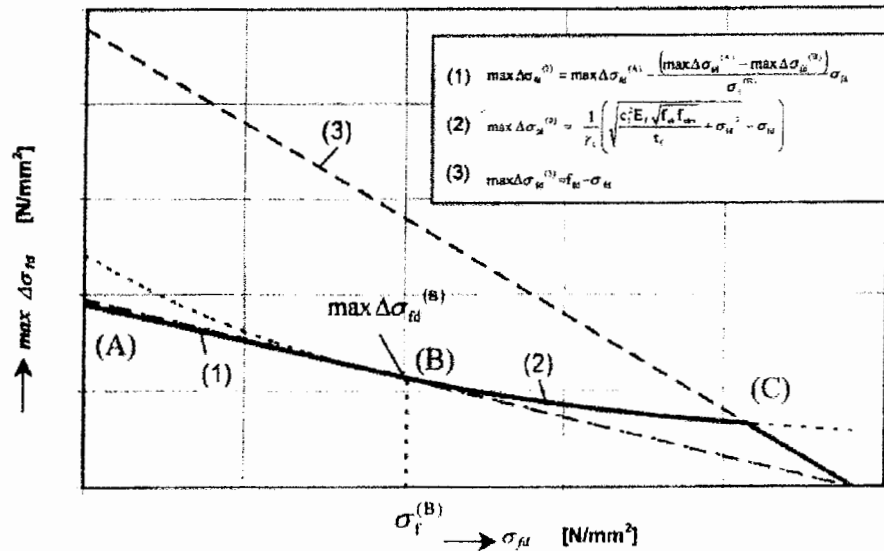
$$\max \Delta \sigma_{fd}^{(3)} = f_{fd} - \sigma_{fd} \quad (53-2)$$

که در آنها $c_3 = 0.185$ و $c_4 = 0.285$ و ضریب c_1 از روابط زیر براساس رابطه لغزش - تنش اتصال نشان داده شده در شکل ۲-۱۰ قابل محاسبه است.

$$\tau_{f1d} = \frac{c_4}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad \text{is the maximum bond stress,} \quad (54-2)$$

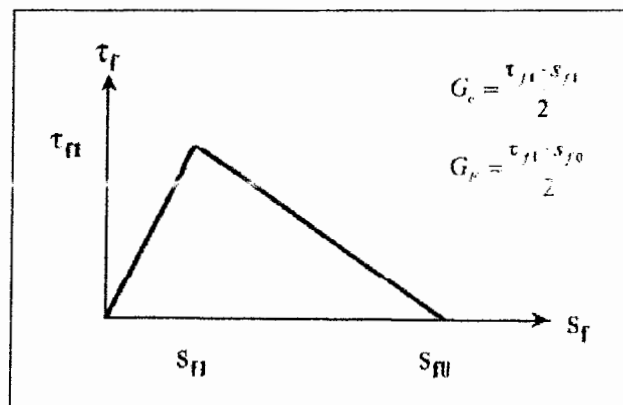
$$s_{f0d} = c_3 = c_1^2 / c_4 \quad \text{is the slip where debonding occurs,} \quad (55-2)$$

$$G_{Fd} = 0.5 \tau_{fd} s_{f0d} = 0.5 \frac{c_1^2}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \quad \text{is the fracture energy of concrete.} \quad (56-2)$$



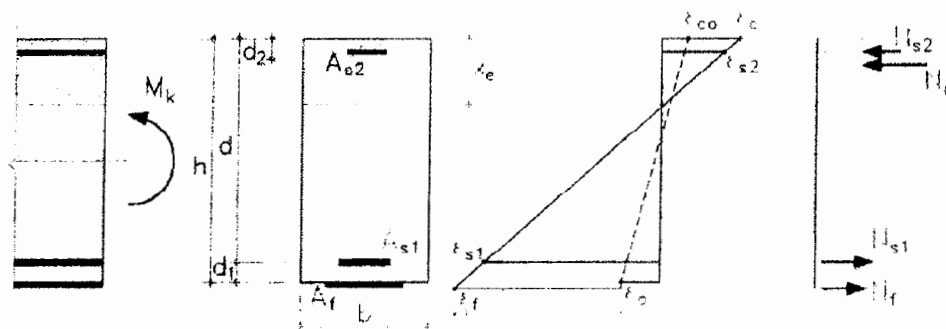
شکل ۲-۹: دیاگرام ماکزیمم افزایش ممکن در تنش کششی بین دو ترک متوالی

در رابطه (۲-۵۱) باید دقت نمود که مقدار $\max \Delta \sigma_{fd}^{(A)}$ برابر $\sigma_{fad, max}$ بدست آمده از رابطه (۲-۳۶) می باشد، چراکه با توجه به شکل ۲-۸، نقطه A محل اتصال مهاری است که در آن $\sigma_{fd} = 0$ می باشد.



شکل ۲-۱۰: رابطه لغزش - تنش اتصال

جهت بررسی حالت حد سرویس، در ابتدا لازم است که یک آنالیز برای محاسبه تنش و کرنش در مواد و ممان اینرسی مقطع صورت گیرد. برای این منظور می توان از یک آنالیز الاستیک خطی استفاده کرد. در صورتی که ممان ناشی از بارهای سرویس، M_k ، از ممان ترک خوردگی مقطع، M_{cr} ، بیشتر باشد، می توان از آنالیز مقطع ترک خورده به صورت زیر استفاده کرد.



شکل ۲-۱۱ آنالیز الاستیک خطی مقطع ترک خورده

برای محاسبه عمق تار خنثی با فرض قابل توجه بودن مقدار کرنش اولیه قبل از مقاومسازی در بستر کششی بتن از دو رابطه زیر به طور توأم استفاده می شود.

$$\frac{1}{2}bx_e^2 + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_e - d_2) = \alpha_s A_{s1}(d - x_e) + \alpha_f A_f \left[h - \left(1 + \frac{\epsilon_0}{\epsilon_c} \right) x_e \right] \quad (57-2)$$

$$E_c \epsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2}bx_e \left(h - \frac{x_e}{3} \right) + (\alpha_s - 1)A_{s2} \frac{(x_e - d_2)}{x_e} (h - d_2) - \alpha_s A_{s1} \frac{d - x_e}{x_e} (h - d)} \quad (58-2)$$

در صورتی که فولاد فشاری وجود نداشته باشد و فرض شود $h/d \sim 1.1$ می توان رابطه (۲-۵۸) را به صورت خلاصه شده زیر نشان داد.

$$E_c \epsilon_c = \frac{M_k}{\frac{1}{2}bx_e \left(1.05d - \frac{x_e}{3} \right)} \quad (59-2)$$

و یا می توان به صورت تقریبی از رابطه زیر برای جایگذاری در رابطه اول استفاده نمود.

$$\frac{\epsilon_0}{\epsilon_c} \approx \frac{M_0}{M_k} \frac{x_e}{x_0} \quad (60-2)$$

که در آن M_0 ، ممان سرویس قبل از مقاومسازی و x_0 ، عمق مربوط به تارخنثی بوده که از رابطه (۷-۲) محاسبه می شود. ممان اینرسی مقطع ترک خورده نیز از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$I_2 = \frac{bx_e^3}{3} + (\alpha_s - 1)A_{s2}(x_e - d_2)^2 + \alpha_s A_{s1}(d - x_e)^2 + \alpha_f A_f(h - x_e)^2 \quad (61-2)$$

برای حالتی که مقطع مقاومسازی شده ترک نمی خورد، یعنی $M_k < M_{cr}$ ، می توان از سهم فولاد در محاسبه ممان اینرسی صرف نظر کرده و از رابطه زیر مقدار آن را بدست آورد.

$$I_1 \approx \frac{bh^3}{12} \quad (62-2)$$

در این حالت، عمق تارخنثی برابر عمق مرکز سطح مقطع معادل می باشد. ممان ترک خوردگی برای تیرهای مستطیلی شکل نیز از رابطه زیر به صورت تقریبی محاسبه می گردد.

$$M_{cr} \approx f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (63-2)$$

در حالت کلی ضوابطی که باید برای حالت سرویس رعایت شود را می توان به چهار بخش زیر تقسیم نمود:

- ۱- محدودیتهای تنش
- ۲- بررسی تغییرشکلها و خیزها
- ۳- بررسی عرض ترکها
- ۴- بررسی ترکهای بین صفحه ای اتصال

۲-۳-۶-۲: محدودیتهای تنش

محدودیتهای تنش ارائه شده در این راهنما برای بتن، فولاد و FRP به صورت زیر می باشد:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} \quad \text{under the rare load combination} \quad (64-2)$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \quad \text{under the quasi-permanent load combination} \quad (65-2)$$

مقدار تنش در بتن، براساس آنالیز الاستیک انجام شده قابل محاسبه بوده و برابر است با:

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \quad (66-2)$$

مقدار تنش در فولاد و FRP نیز از روابط زیر بدست می آید.

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0.80 f_{yk} \quad \text{under the rare load combination} \quad (67-2)$$

$$\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk} \quad \text{under the quasi - permanent load combination} \quad (68-2)$$

مقدار η که ضریب محدودیت تنش FRP است، براساس نتایج آزمایش گسیختگی خزشی برابر 0.8، 0.5 و 0.3 برای به ترتیب CFRP، AFRP و GFRP بدست آمده است.

۳-۶-۳-۲: بررسی تغییرشکل و خیزها

براساس طرح دوخطی CEB، مقدار خیز متوسط، a ، با دقت معقولانه ای در حالت حد سرویس از روابط زیر قابل محاسبه است.

$$a = a_1(1 - \zeta_b) + a_2\zeta_b \quad (69-2)$$

$$\begin{aligned} \zeta_b &= 0 & M_k < M_{cr} \\ \zeta_b &= 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n & M_k > M_{cr} \end{aligned} \quad (70-2)$$

$$\begin{cases} n = 2 & \text{بتن معمولی} \\ n = 3 & \text{بتن با مقاومت بالا} \end{cases} \quad (71-2)$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.5 & \text{فولاد بدون آج} \\ \beta_1 = 1.0 & \text{فولاد آجدار} \end{cases} \quad (72-2)$$

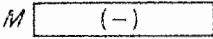
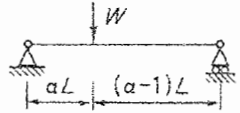
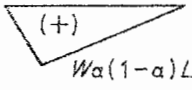
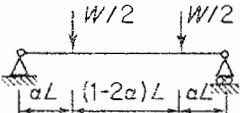
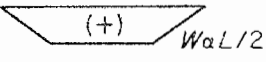
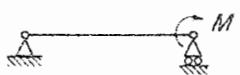
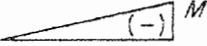
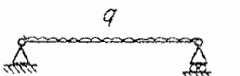
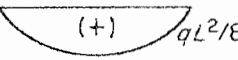
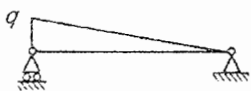
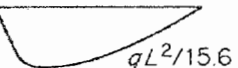
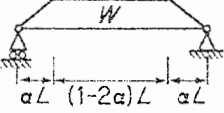
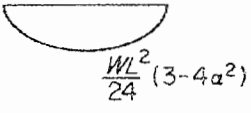
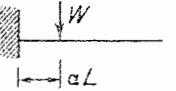
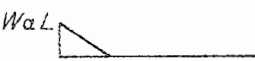
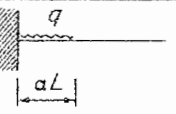
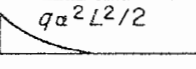
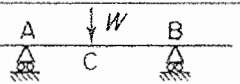
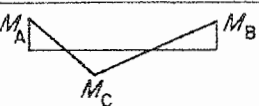
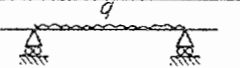
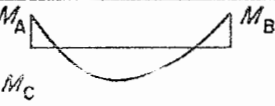
$$\begin{cases} \beta_2 = 0.5 & \text{بارگذاری طولی المدت} \\ \beta_2 = 1.0 & \text{بارگذاری کوتاه مدت} \end{cases} \quad (73-2)$$

$$a_1 = k_M l^2 \frac{M_k}{E_c I_1} \quad (74-2)$$

$$a_2 = k_M l^2 \left(\frac{M_0}{E_c I_{02}} + \frac{M_k - M_0}{E_c I_2} \right) \quad M_k > M_0 \quad (75-2)$$

k_M ضریب وابسته به نوع بار بوده و از جدول ۲-۲ از مرجع [۲۱] قابل محاسبه است.

جدول ۲-۲ : مقادیر K_M برای دیاگرامهای مختلف خمش

Loading	BMD	K_M
		0.125
		$(3-4a^2)/48(1-a)$
		$0.125 - a^2/6$
		0.0625
		5/48
		0.102
		$(5-4a^2)^2/80(3-4a^2)$
		$a(3-a)/6$
		$a(4-a)/12$
		$k = 0.083(1-\beta/4)$ $\beta = (M_A + M_B)/M_C$ numerical values of M_A etc. are used
		$k = 0.104(1-\beta/10)$ $\beta = (M_A + M_B)/M_C$ M_C may be either the midspan or maximum value, any error will be small

۲-۳-۴: بررسی عرض ترکها

برای محافظت از فولاد داخلی و تضمین عملکرد عضو، عرض ترک باید محدود شود. برای تیرهای بتن آرمه مقاومسازی شده با FRP، ترکهای جدید در بین ترکهای موجود ظاهر خواهد شد. بنابراین ترکها به صورت متراکم تر و با عرض کمتر شکل گرفته که باعث می شود در اغلب اوقات بررسی عرض ترک لازم نباشد. با فرض ترکهای تثبیت شده، مقدار مشخصه عرض ترک براساس EuroCode 2 به صورت زیر محاسبه می شود:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{m,r} = \beta s_{rm} \zeta \varepsilon_2 \quad (76-2)$$

که در آن $\beta = 1.7$ ضریبی وابسته به متوسط مقدار مشخصه عرض ترک، s_{rm} فاصله متوسط ترکها، $\varepsilon_{m,r}$ کرنش متوسط آرماتور فولادی نسبت به بتن اطرافش و ζ ضریب سختی کششی مشابه آنچه که در رابطه (۲-۷۰) داده شده است می باشد.

$$\zeta = \begin{cases} 0 & M_k < M_{cr} \\ 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^n & M_k > M_{cr} \end{cases} \quad (77-2)$$

ε_2 کرنش تقویت کننده در حالت ترک خورده کامل می باشد. با فرض $\varepsilon_2 \approx \varepsilon_{sl} \approx \varepsilon_f + \varepsilon_0$ و $N_{rk} = N_{sl} + N_f$ از رابطه زیر تعیین می شود:

$$\varepsilon_2 = \frac{N_{rk} + E_f A_f \varepsilon_0}{E_s A_s + E_f A_f} \quad (78-2)$$

با $N_{rk} = M_k / z_e$ و z_e بازوی لنگر بین نیروی کششی نهایی ($N_{sl} + N_f$) و نیروی فشاری ($N_{s2} + N_c$) است.

فاصله متوسط ترکها، برای به حساب آوردن اثر هردو تقویت کننده خارجی و داخلی می تواند از رابطه زیر محاسبه شود:

$$s_{rm} = \frac{2 f_{ctm} A_{c,eff}}{\tau_{sm} u_s} \frac{E_s A_s}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} = \frac{2 f_{ctm} A_{c,eff}}{\tau_{fm} u_f} \frac{\xi_b E_f A_f}{E_s A_s + \xi_b E_f A_f} \quad (79-2)$$

که در آن $A_{c,eff}$ سطح مؤثر کششی که حداقل مقدار $2.5(h-d)b$ و $(h-x)b/3$ (EuroCode 2) بوده، $\tau_{sm} = 1.8 f_{ctm}$ (CEB 1993) و $\tau_{fm} = 1.25 f_{ctm}$ به ترتیب تنش متوسط اتصال آرماتور فولادی و FRP بوده و u_s و u_f به ترتیب محیط اتصال در واحد طول فولاد و FRP بوده و ξ_b یک پارامتر اتصال است که از رابطه زیر تعیین می شود:

$$\xi_b = \frac{\tau_{fm} E_s A_s u_f}{\tau_{sm} E_f A_f u_s} = \frac{\tau_{fm} E_s d_s}{\tau_{sm} E_f 4t_f} \quad (80-2)$$

که در آن d_s قطر (متوسط) میلگردهای فولادی و t ضخامت FRP می باشد .
 با صرفنظر از اثر سختی کششی ($\zeta = 1.0$) و فرض اینکه $\varepsilon_o \approx 0$ ، عرض ترک از روابط (۷۶-۲) تا (۸۰-۲) به صورت زیر استخراج می شود :

$$w_k = 2.1 \rho_{c,eff} \frac{M_k}{E_s d \rho_{eq}} \frac{1}{(u_s + 0.694 u_f)} \quad (81-2)$$

که در آن $\rho_{c,eff} = A_{c,eff} / bd$ نسبت سطح مؤثر در کشش و ρ_{eq} نسبت تقویت کننده های معادل می باشد و از رابطه (۷۳-۲) بدست می آید . با تعیین $w_k < 0.3 \text{ mm}$ (EC2)، شرایط زیر برای عرض اتصال $u_f = b_f$ بدست می آید (عرض کل FRP چسبیده می باشد) .

$$u_f \geq 10.1 \rho_{c,eff} \frac{M_k}{E_s d \rho_{eq}} - 1.44 u_s \quad (82-2)$$

۲-۳-۵: بررسی ترکهای بین صفحه ای اتصال

جهت جلوگیری از پدیده جداشدگی در انتهای لایه FRP در حالت سرویس، باید رابطه زیر برقرار شود؛ این در حالی است که از مهار اضافی برای انتهای لایه، استفاده نشده باشد.

$$\tau_{f1} < f_{ctk} \quad (83-2)$$

$$\tau_{f1} = \left[V_{x=0} + \left(\frac{G_a}{E_f t_f t_a} \right)^{1/2} M_{x=0} \right] \frac{t_f (h - x_e)}{I_c} \quad (84-2)$$

که در آن G_a و t_a به ترتیب مدول برشی و ضخامت چسب در سطح بین FRP و بتن بوده؛
 $V_{x=0}$ و $M_{x=0}$ به ترتیب نیروی برشی و ممان خمشی اعمالی در مقطع مربوط به انتهای FRP بوده و
 I_c ممان اینرسی مقطع ترک خورده انتقالی می باشد .
 جهت بررسی جداشدگی موضعی در محل ترکها باید کنترل گردد که میزان لغزش اتصال در این ناحیه بیشتر از مقدار زیر نباشد .

$$s_{f0} = \frac{2G_f}{\tau_{f1}} \quad (85-2)$$

$$G_f = c_f f_{ctm} \quad c_f = 0.202 \text{ mm} \quad (86-2)$$

$$\tau_{f1} = 1.8 f_{ctm} \quad (87-2)$$

با جایگذاری این روابط، لغزش نهایی برابر خواهد بود با 0.224 mm که مربوط به عرض ترک $2s_{f0} = 0.45 \text{ mm}$ می باشد . از آنجائیکه مقدار مشخصه عرض ترک تحت بار سرویس به مقدار ماکزیمم 0.30 mm محدود می شود، جداشدگی موضعی در حالت حد سرویس رخ نخواهد داد .

۴-۲: مقاومتی برشی

۱-۴-۲: محاسبه ظرفیت برشی

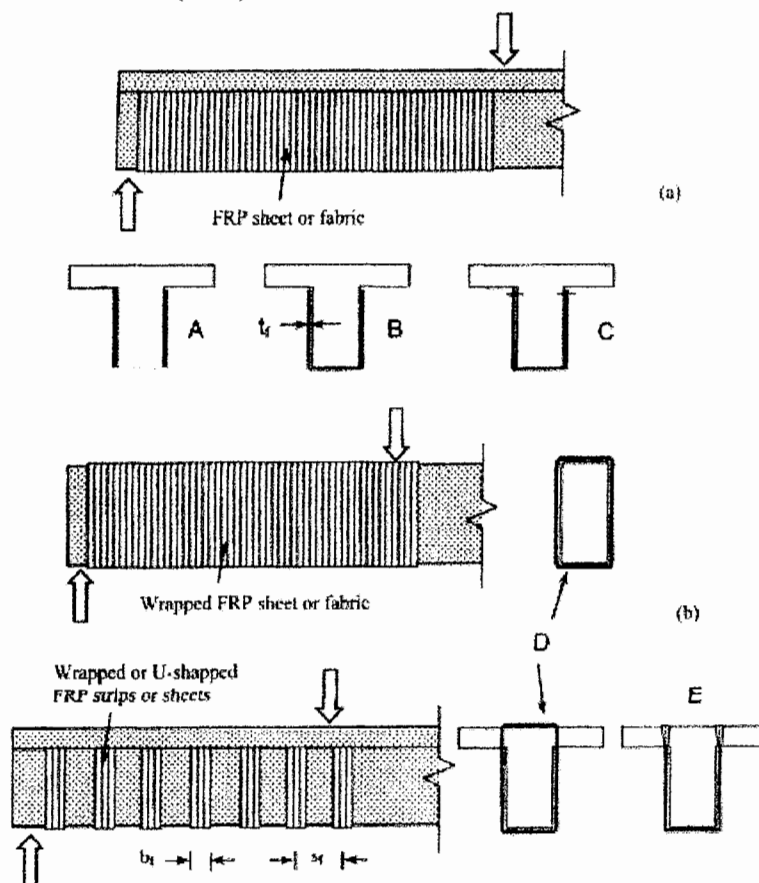
همانطور که در آیین نامه ACI 440 مطرح شده، مقاومتی برشی اعضای بتن آرمه با نصب لایه های FRP به صورتی که دارای راستای الیافی مورب نسبت به امتداد طول عضو باشند، به صورت شکل ۱۲-۲ صورت می گیرد. روند طراحی براساس آیین نامه *fib*، محاسبه سهم برشی FRP بوده و سپس نیروی برشی مقاوم نهایی از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd2}) \quad (89 - 2)$$

V_{Rd2} حداکثر مقاومت برشی ممکن برای اعضای بتن آرمه بوده که براساس آیین نامه EC2 از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_{Rd2} = 0.45 \nu f_{cd} b_w d \quad (90 - 2)$$

$$\nu = 0.7 - \left(\frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0.5 \quad (91 - 2)$$



شکل ۱۲-۲: نمایش شماتیک اعضای بتن آرمه مقاومتی برشی شده در برش با FRP: (a) ورقه ها و یا فابریک های FRP چسبیده به جان؛ (b) FRP های دورپیچ شده و یا U شکل (نوع نشان داده شده در D قابل استفاده برای همه تیرها و ستونها می باشد)

پارامترهای V_{cd} و V_{wd} به ترتیب سهم برشی بتن و فولاد بوده و براساس EC2 از روابط زیر محاسبه می شود .

$$V_{cd} = \frac{b_w d}{\gamma_c} 0.0525 f_{ck}^{2/3} (1.2 + 0.4 \rho) \left(1.6 - \frac{d}{1000} \right) \quad (92-2)$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_w d} \leq 2 \quad \& \quad d \leq 600 \text{ mm}$$

$$V_{wd} = \frac{0.9}{s \gamma_s} d A_{sv} f_{yv} (\cot \theta + \cot \alpha_s) \sin \alpha_s \quad (93-2)$$

که در آن α_s ، راستای آرماتورهای عرضی نسبت به محور طولی تیر را نشان می دهد . سهم FRP در برش برای تیرهای مستطیلی و T شکل ، از روابط زیر تعیین می شود .

$$V_{fd} = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (94-2)$$

که در آن :

$\varepsilon_{fd,e}$: مقدار طراحی کرنش مؤثر FRP

b_w : حداقل عرض سطح مقطع بالای عمق مؤثر

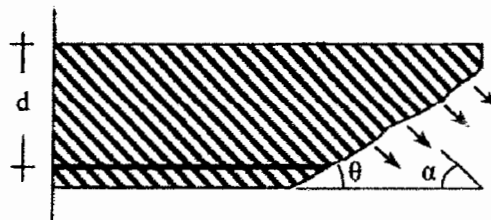
d : عمق مؤثر مقطع

ρ_f : نسبت تقویت کننده های FRP که معادل $2t_f \sin \alpha / b_w$ برای تقویت کننده های برشی یکپارچه چسبیده با ضخامت t_f است یا معادل $(2t_f / b_w)(b_f / s_f)$ برای تقویت کننده های FRP با شکل نوارهای با عرض b_f و فاصله s_f می باشد (شکل ۲-۱۲)

E_{fu} : مدول الاستیسیته FRP در راستای اصلی الیافها

θ : زاویه ترک قطری نسبت به محور عضو ، فرض می شود برابر 45° است

α : زاویه بین راستای اصلی الیافها و محور طولی عضو



شکل ۲-۱۳ : سهم FRP در ظرفیت برشی

$$\varepsilon_{fd,e} = \frac{\varepsilon_{fk,e}}{\gamma_f} \quad (95-2)$$

$$\varepsilon_{fk,e} = k \varepsilon_{f,e} \quad k = 0.8 \quad (96-2)$$

اگر گسیختگی به صورت گسیختگی FRP باشد (همراه با و یا بدنبال کشش قطری) ، ضریب ایمنی جزئی از جدول ۱-۲ بدست آمده و اگر گسیختگی اتصال منجر به حاکم شدن پدیده جداشدگی گردد مقدار ضریب ایمنی برابر خواهد بود با : $\gamma_f = \gamma_{fb} = 1.3$.

- دورپیچ کامل (یا مهاربندی مناسب) CFRP :

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad (97-2)$$

- دورپیچ کامل AFRP و GFRP :

$$\varepsilon_{f,e} = 0.048 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (98-2)$$

- پوشش در سطوح جانبی و یا U شکل CFRP :

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[\underbrace{0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} \times 10^{-3}}_{\text{Peeling-off}}, \underbrace{0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu}}_{\text{fracture}} \right] \quad (99-2)$$

دقت شود که در سه رابطه بالا ، f_{cm} ، بر حسب MPa و E_{fu} بر حسب GPa است .

$$f_{cm} = f_{fk} + [8] N/mm^2$$

از جمله محدودیت در فواصل نصب لایه های FRP برای تقویت برشی می توان روابط زیر را برای حالتی که راستای الیافهای کامپوزیت عمود بر محور عضو هستند ، ارائه نمود .

$$\max s_f = \left(0.9d - \frac{b_f}{2} \right) \quad \text{تیرهای مستطیلی} \quad (100-2)$$

$$\max s_f = \left(d - h_f - \frac{b_f}{2} \right) \quad \text{تیرهای T شکل} \quad (101-2)$$

، h_f ضخامت دال می باشد .

در مقاطع دایره ای اعضای بتن آرمه ، سهم مقاومت برشی FRP از رابطه زیر تعیین می شود .

$$V_{fd} = \frac{\varepsilon_{\max}}{\gamma_f} E_{fu} \rho_f \frac{1}{2} \frac{\pi D^2}{4} \cot \theta \quad (102-2)$$

که در آن D قطر ستون و ρ_f نسبت حجمی FRP است . شواهد تجربی پیشنهاد می کند که $\varepsilon_{\max}$ برابر 0.006 در نظر گرفته شود .

۲-۴-۲: حالت سرویس

در حالت سرویس باید کرنش FRP به مقدار زیر محدود گردد :

$$\varepsilon_{fk,e} \leq 0.8 \frac{f_{yk}}{E_s} \quad (103-2)$$

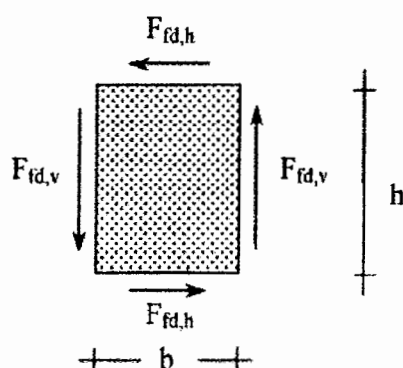
۲-۵: مقاومتی پیچشی

مقاومتی پیچشی در اعضای بتن آرمه ، تنها وقتی ممکن است که یک پوشش FRP به طور کامل سطح مقطع عضو را دورپیچ نماید . در اعضای با مقطع مستطیلی و حالتی که راستای الیافهای FRP عمود بر محور عضو است ، می توان سهم FRP در ظرفیت پیچشی را از روابط زیر محاسبه نمود .

$$F_{fd,v} = \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \frac{t_f b_f}{s_f} h \cot \theta \quad (104-2)$$

$$F_{fd,h} = \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \frac{t_f b_f}{s_f} b \cot \theta \quad (105-2)$$

$$T_{fd} = F_{fd,v} b + F_{fd,h} h = 2 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \frac{t_f b_f}{s_f} b h \cot \theta \quad (106-2)$$



شکل ۲-۱۴: نیروهای تحمل شده به وسیله FRP

$$\varepsilon_{fd,e} = \varepsilon_{fk,e} / \gamma_f$$

که در آن :

$$\varepsilon_{fk,e} = k \varepsilon_{f,e} \quad k = 0.8 \quad (107-2)$$

همانند حالت مقاومتی برشی ، برای حالت گسیختگی ناشی از پارگی FRP ، ضریب ایمنی از جدول ۲-۱ استخراج می گردد . اگر جداشدگی محیطی منجر به حاکم شدن گسیختگی ناشی از جداشدگی گردد ، در نتیجه مقدار ضریب ایمنی برابر خواهد بود با : $\gamma_f = \gamma_{fb} = 1.30$.

$$CFRP: \varepsilon_{f,e} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad (108-2)$$

$$AFRP, GFRP: \varepsilon_{f,e} = 0.048 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (109-2)$$

در حالت سرویس مقاومتی پیچشی نیز دقیقاً مانند مقاومتی برشی بوده و باید رابطه زیر ارضاء گردد.

$$\varepsilon_{fk,e} \leq 0.8 \frac{f_{yk}}{E_s} \quad (110-2)$$

به جهت محاسبه مقاومت پیچشی مقطع، لازم است که سهم آرماتورهای فولادی داخلی براساس EC2 به صورت زیر محاسبه گردند.

$$T_{sd} = 2 f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} b h \cot \theta \quad (111-2)$$

سهم بتن در صورت عدم وجود آرماتورهای فولادی برابر خواهد بود با:

$$T_{Rd1} = \frac{2 \nu f_{cd} k_2 b^3}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (112-2)$$

$$\nu = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5 \quad (113-2)$$

A_k ، مساحت بسته شده با خط مرکزی از دیواره نازک سطح مقطع می باشد و K_2 ، از جدول ۳-۲ قابل استخراج است.

جدول ۳-۲: مقادیر مختلف k_2

d/b	K_2
1	0.141
2	0.367
3	0.624
4	0.864

مقدار ظرفیت پیچشی عضو در صورت عدم وجود آرماتور فولادی، برابر خواهد بود با:

$$T = T_{fd} \quad (114-2)$$

در صورت وجود آرماتورهای فولادی، ظرفیت پیچشی عضو برابر است با:

$$T = T_{sd} + T_{fd} \quad (115-2)$$

اما در هر صورت باید ظرفیت پیچشی مقطع به مقدار T_{Rd2} محدود گردد که برابر است با:

$$T_{Rd2} = \frac{1.4 \nu f_{ck}}{\gamma_c (\cot \theta + \tan \theta)} \quad (116-2)$$

$$T_{ult} = \min\{T, T_{Rd2}\} \quad (117-2)$$

۶-۲: مقاومتی فشاری

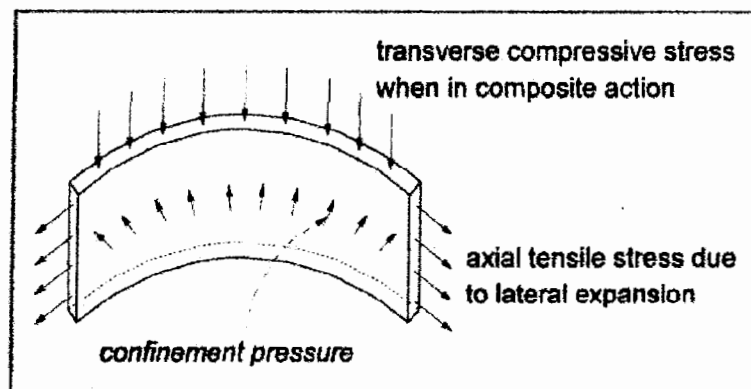
مقاومتی فشاری اعضای بتن آرمه با کمک پوشش کامل عضو توسط FRP به گونه ای که راستای الیافهای مواد FRP نسبت به محور عضو مایل باشد، ممکن بوده و قابل اجراست. مواد FRP با اعمال اثر محصورکنندگی قادر به اعمال تنش سه محوری بر روی عضو بوده و در نتیجه تنش و کرنش فشاری بتن را افزایش می دهند. در اکثر موارد که FRP بدون پیش تنیدگی نصب می شود، اثر حبس کنندگی غیر فعال بوده و عملکرد آن بستگی به انبساط جانبی بتن دارد. همچنین مقاومت نهایی بتن محصور شده به طور تنگاتنگی وابسته به کرنش گسیختگی تقویت کننده های دورپیچ شده FRP بر روی عضو محبوس شده است. شواهد تجربی نشان می دهد که این کرنش گسیختگی، اغلب در کرنشی کمتر از کرنش نهایی ϵ_{fu} رخ می دهد. علل آن می تواند در چندین مورد زیر خلاصه گردد:

۱- وجود حالت سه محوری تنش در تقویت کننده های دورپیچ شده به واسطه نیروی محوری اعمال شده بر روی عضو (شکل ۲-۱۵).

۲- کیفیت اجرا

۳- شکل انحنای تقویت کننده های دورپیچ شده مخصوصا در گوشه های با شعاع کم

۴- استفاده از چندین لایه



شکل ۲-۱۵: حالت سه محوری تنش در پوشش FRP

۲-۶-۱: محاسبه تنش فشاری نهایی برای ستونهای دایره ای

روند طراحی مقاومتی فشاری را می توان به ترتیب زیر ارائه نمود.

فشار حبس کنندگی جانبی در حالت نهایی ناشی از عملکرد کامل FRP از رابطه زیر قابل محاسبه است. اما همانطور که بیان شد، در اغلب اوقات FRP در کرنشی کمتر از کرنش نهایی خود ($\epsilon_j < \epsilon_{fu}$) گسیخته می گردد.

$$f_l = K_{conf} \epsilon_{ju} \quad \text{with} \quad K_{conf} = \frac{1}{2} k_e \rho_j E_j \quad (118-2)$$

در حالت مقطع استوانه ای که به صورت کامل دورپیچ شده است ، مقدار $k_e = 1.0$ می باشد .

$$\rho_j = \frac{4t_j}{d_j} \quad (119-2)$$

در رابطه بالا d_j قطر استوانه بوده و t_j ضخامت پوشش FRP است . رابطه (۱۱۸-۲) را به گونه ای دیگر برحسب تنش نهایی FRP ، f_j ، می توان بازنویسی کرد .

$$f_l = \frac{2k_e t_j f_j}{d_j} \quad (120-2)$$

برحسب مدل محصورکنندگی Mander می توان مقاومت ماکزیمم حبس کنندگی ، f_{cc} را برحسب f_l از رابطه زیر بدست آورد .

$$f_{cc} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \right) \quad (121-2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \times \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (122-2)$$

که در آن f_{co} مقاومت فشاری بتن محبوس نشده می باشد .
مدول سکانت در نهایت برابر خواهد بود با :

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1 + 2\beta\varepsilon_{ju}} = \frac{E_c}{1 + 2\beta f_j / E_j} \quad (123-2)$$

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_{co}|}} - 500 \quad (124-2)$$

محل قطع خطی با شیب $E_{sec,u}$ با منحنی تجربی Popovics ، در نهایت کرنش و تنش فشاری نهایی را در بتن به صورت زیر می دهد .

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{2\beta\varepsilon_{ju} E_{cc}}{E_c - E_{cc}} \right)^{1-E_{cc}/E_c} \quad (125-2)$$

$$f_{cu} = \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{1 + 2\beta\varepsilon_{ju}} \quad (126-2)$$

$$E_{cc} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (127-2)$$

براساس فرمول تجربی تقریبی ارائه شده توسط Seible et al. (1995) ، می توان مقدار کرنش نهایی در بتن ε_{cu} را از رابطه زیر بدست آورد .

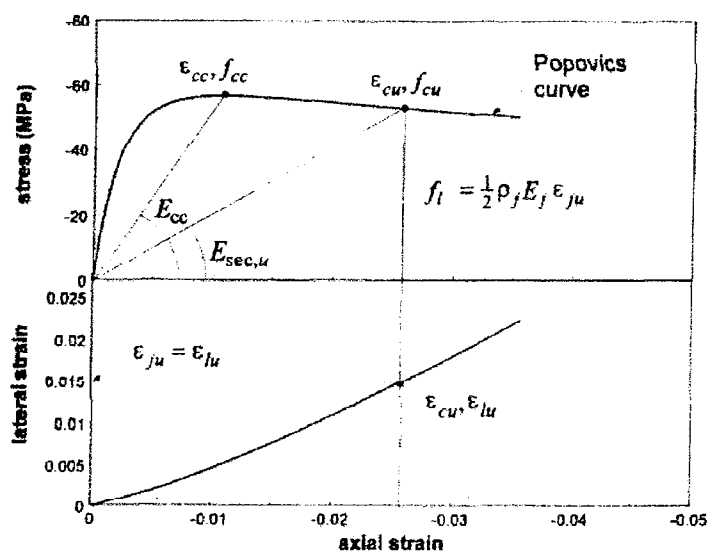
$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5\rho_j f_j \varepsilon_{ju}}{f_{cc}} \quad (128-2)$$

دیگر فرمول تجربی ارائه شده که توسط Spoelstra and Monti شکل گرفته است ، به صورت زیر می باشد .

$$f_{cu} = f_{co} \left(0.2 + 3\sqrt{\bar{f}_l} \right) \quad (129-2)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} \left(2 + 1.25 \bar{E}_c \varepsilon_{ju} \sqrt{\bar{f}_l} \right) \quad (130-2)$$

$$\bar{f}_l = \frac{f_l}{f_{co}} \quad \text{and} \quad \bar{E}_c = \frac{E_c}{f_{co}} \quad (131-2)$$



شکل ۲-۱۶: روند محاسبه تنش و کرنش فشاری نهایی

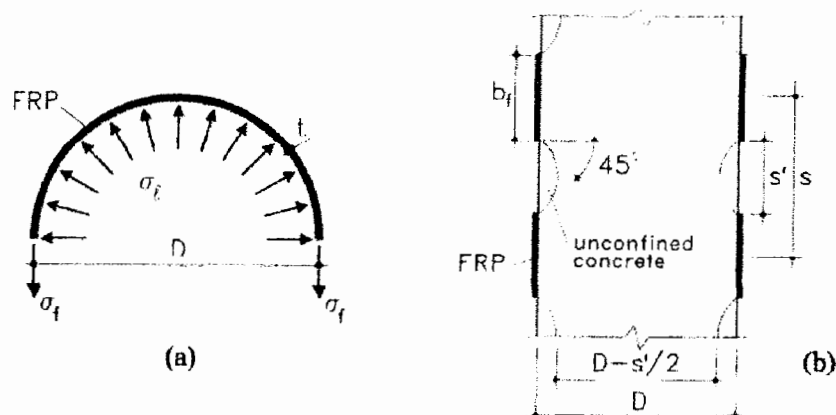
۲-۶-۲: بررسی عوامل مختلف مؤثر در تنش فشاری نهایی ستونها

در این آیین نامه اثر دورپیچ موضعی ، نحوه ترتیب الیافها و شکل ستونها در طراحی لحاظ شده و به ترتیب زیر اثر خود را در مقدار k_e و چند پارامتر دیگر نشان می دهد . در مورد دورپیچ موضعی با در نظر گرفتن k_e از رابطه زیر می توان میزان تنش و کرنش نهایی را از روابط قبل بدست آورد (شکل ۲-۱۷) .

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2}{1 - \rho_{sg}} \approx \left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2 \quad (132-2)$$

$$\rho_{sg} = \frac{A_s}{A_g} \quad (133-2)$$

$$s' = s - b_f \quad (134-2)$$



شکل ۲-۱۷: فشار محبوس کنندگی اعمال شده به وسیله FRP

در مورد اثر ترتیب الیافها که به صورت مارپیچی با فاصله گام P از یکدیگر عضو بتنی را دورپیچ می کنند ، می توان از رابطه زیر برای محاسبه k_e استفاده کرد .

$$k_e = \left[1 + \left(\frac{p}{\pi D} \right)^2 \right]^{-1} \quad (135-2)$$

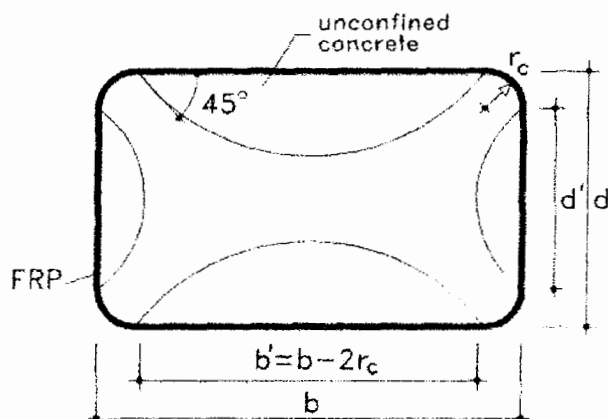
در مورد ستونهای مستطیلی یا مربعی ، اثر محبوس کردن به وسیله FRP دارای اثر کمتری بوده ، چراکه عملکرد حبس کنندگی به طور عمده در گوشه ها متمرکز شده و در نتیجه ضخامت زیادی برای پوشش FRP در بین گوشه ها جهت جلوگیری از انبساط جانبی و کماتورهاهای طولی ستون لازم است . یک راه جایگزین ، پوشاندن ستون مستطیلی با ریختن بتن خارجی به صورت گرد و یا بیضوی یا فراهم کردن شکل مناسب برای پوشش است . در این حالت ، روند طراحی با قطر معادل که برابر میانگین قطر کوچک و بزرگ بیضی می باشد ، همانند مقاطع دایره ای قابل اجراست . اما در مورد ستونهای مستطیلی که بیضوی کردن مقطع عملی نمی باشد ، مقدار k_e و چند پارامتر دیگر به صورت زیر اصلاح می شود .

$$k_e = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3A_g(1 - \rho_{sg})} \quad (136-2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{lx} &= K_{confx} \varepsilon_{ju} & \text{with} & & K_{confx} &= \rho_{jx} k_e E_j \\ \sigma_{ly} &= K_{confy} \varepsilon_{ju} & \text{with} & & K_{confy} &= \rho_{jy} k_e E_j \end{aligned} \quad (137-2)$$

$$\rho_{jx} = \frac{2b_f t_j}{sd} \quad \text{and} \quad \rho_{jy} = \frac{2b_f t_j}{sb} \quad (138-2)$$

در این مقاطع همانطور که دیده می شود ، باید مقادیر کرنش و مقاومت نهایی برای دو راستای x و y محاسبه شده و در طراحی از مقدار حداقل آنها استفاده نمود .



شکل ۲-۱۸ : هسته مؤثر محبوس شده از یک مقطع غیردایره ای

در نهایت بعد از محاسبه مقدار کرنش و مقاومت نهایی از روابط ارائه شده ، می توان مقدار مقاومت فشاری ستون غیرلاغر تقویت شده با FRP را از رابطه زیر براساس مرجع [۷] بدست آورد .

$$N = 0.459 f_{cu} A_g + f_s A_s \quad (139-2)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s = E_s \varepsilon_{cu} \leq f_y \quad (140-2)$$

۲-۶-۳ : شکل پذیری

اما مبحث بعدی که در این آیین نامه بدان اشاره شده است ، بحث افزایش شکل پذیری می باشد . در نواحی زلزله خیز ، بیشتر ستونها و پایه های پلها در قدیم براساس ضوابط آیین نامه هایی طراحی و اجرا شده اند که فقط جنبه مقاومتی را در نظر گرفته و اثر شکل پذیری را که تضمین کننده پایداری سازه است ، لحاظ نکرده اند . لذا بیشتر این ستونها و پایه ها نیاز به مقاومسازی دارند . براساس نتایج آزمایشات ، از لحاظ افزایش شکل پذیری ، الیاف شیشه اثر بهتری داشته اما از لحاظ مقاومت ، الیافهای کربن نسبت به دو نوع الیاف دیگر (شیشه و آرامید) ، عملکرد بهتری دارد . در این آیین نامه به جهت محاسبه افزایش شکل پذیری بعد از مقاومسازی با FRP نسبت به حالت اولیه ، I_{sec} ، روابط زیر را ارائه کرده است .

$$I_{sec} = \frac{\delta_{sec}^{tar}}{\delta_{sec}^{ava}} = \left[\frac{t_j}{0.2D} \cdot \frac{f_j}{f_{cc}^{ava}} \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_{ju}^3}}{\varepsilon_{cu}^{ava2}} \right]^{0.5} \quad (141-2)$$

$$f_{cc}^{ava} = f_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \bar{f}_l} - 2 \bar{f}_l - 1.254 \right) \quad (142-2)$$

$$\bar{f}_l = \frac{f_l}{f_{co}} \quad (143-2)$$

$$f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} f_y \quad k_e \approx 0.8 \quad (144-2)$$

$$\varepsilon_{cu}^{ava} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_{st} f_y \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (145-2)$$

$$\rho_{st} = \frac{4 A_{st}}{s d_s} \quad (146-2)$$

فصل سوم : خلاصه ای از گزارش حرفه ای منتشر شده توسط انجمن

بتن انگلستان با عنوان :

راهنمای طراحی مقاومسازی سازه های بتنی با استفاده از مواد کامپوزیت FRP

۳-۱: کلیات

در این سمینار همانند راهنمای *fib* تنها به جنبه های طراحی مطرح شده در این راهنما پرداخته شده و از بیان ملاحظات اجرایی و خاص اجتناب شده است ، چراکه اکثرا شبیه به آیین نامه ACI 440 بوده و ذکر دوباره آنها ضرورتی ندارد .

پایه و اساس طراحی در این راهنما، استانداردهای (1997) BS 8110 [۹] و BS 5400 می باشد . جهت طراحی باید دو حالت حدی سرویس و نهایی کنترل گردد ؛ اما اساسا طراحی سیستمهای مقاومسازی FRP برحالت حد نهایی مقاومت متمرکز می شود . این حالت شامل کنترل خمش ، برش و فشار ، شرایط معمولی مربوط به بتن آرمه و همچنین کنترل جداشدن صفحه می باشد . در مورد حالت سرویس به طور کلی باید بارهای سرویس به گونه ای باشد که اثر منفی بر ظاهر یا عملکرد سازه تقویت شده نگذارد . همچنین ترکهای ایجاد شده در روی بتن نباید دارای عرض و طول زیادی باشند تا چسبندگی مناسب بین FRP و سطح بتنی فراهم گردد . همچنین آرماتورهای فولادی نباید تحت بارهای سرویس تسلیم شده و گسیختگی ناشی از خستگی و تنش باید کنترل گردد .

۳-۲: خصوصیات مواد و ضرایب ایمنی

خصوصیات مواد سازه بتن آرمه و FRP در این راهنما به صورت زیر ارائه شده و از آنها جهت طراحی استفاده شده است .

مقاومت بتن استفاده شده در روابط طراحی براساس مقاومت مشخصه مکعبی فشاری (۲۸ روزه) ، f_{cu} است . مقاومت مشخصه کششی آرماتورهای با فولاد نرم و فولاد با تنش تسلیم بالا ، f_y ، باید به ترتیب 250 N/mm^2 و 460 N/mm^2 در نظر گرفته شود . هر دو نوع فولاد دارای یک مدول الاستیسیته متوسط ، E_s ، با مقدار 200 kN/mm^2 هستند . در صورتی که مقادیر حقیقی خصوصیات مواد در دسترس باشند ، می توان ضرایب ایمنی را اصلاح نمود . مقاومت مشخصه کششی FRP ، f_{fk} ، بستگی به مقاومت کششی متوسطه ، f_{fk} ، داشته و از رابطه زیر بدست می آید .

$$f_{fk} = f_{fm} - 2s \quad (1-3)$$

که در آن s انحراف استاندارد است .

روابط تنش - کرنش فولاد و بتن براساس آیین نامه (BS 8110 (1997) بوده که در آن فولاد در ابتدا دارای یک رفتار خطی و سپس با تنش ثابت است. بتن نیز دارای یک رابطه سهموی در فشار می باشد. برخلاف آرماتورهای فولادی، همه FRP ها دارای یک رفتار الاستیک خطی تا لحظه شکست بدون هیچ ناحیه تسلیم شدگی هستند.

در مورد ضرایب ایمنی مواد برای فولاد و بتن (γ_{ms} و γ_{mc}) می توان از آیین نامه BS 8110 به صورت زیر استخراج کرد. در مورد ضریب ایمنی فولاد، این نکته حائز اهمیت است که با توجه به اینکه اکثر سازه هایی که نیاز به مقاومسازی دارند، قبل از سال ۱۹۹۷ ساخته و طراحی شده اند، بنابراین مقدار آن براساس نگارش قبلی BS 8110 برابر 1.15 به جای 1.05 در نظر گرفته می شود.

1.15	آرماتورها
1.50	بتن در بار خمشی و محوری
1.25	مقاومت برشی بتن بدون آرماتورهای برشی
1.4	مقاومت اتصال
> 1.5	متفرقه

در حالت سرویس جهت جلوگیری از تغییر شکل دائمی در سازه باید مقدار ضریب ایمنی فولاد به مقدار 1.25 ارتقاء پیدا کند. ضریب ایمنی برای مقاومت مواد FRP به دو پارامتر بستگی دارد. یکی از این پارامترها، نوع الیاف (γ_{mf}) و دیگری روند تولید FRP (γ_{mm}) می باشد. براساس این آیین نامه، ضریب ایمنی نهایی برای مقاومت FRP از رابطه زیر بدست می آید.

$$\gamma_{mF} = \gamma_{mf} \times \gamma_{mm} \quad (2-3)$$

مقادیر γ_{mf} و γ_{mm} از جداول ۲-۳ و ۳-۳ قابل استخراج است. در مورد مدول الاستیسته مواد FRP، مقدار آن از ضرب ضریب ایمنی γ_{mE} در مدول اولیه از رابطه زیر بدست می آید.

$$E_{fd} = \frac{E_{fk}}{\gamma_{mE}} \quad (3-3)$$

مقادیر γ_{mE} نیز براساس نوع الیاف FRP از جدول ۱-۳ قابل استخراج است. همچنین ضرایب بار مربوط به حالت های مختلف برحسب BS 8110 به صورت جدول ۳-۴ می باشد.

جدول ۱-۳: ضرایب ایمنی برای مدول الاستیسته در حالت حد نهایی

Material	Factor of safety (γ_{mE})
Carbon FRP	1.1
Aramid FRP	1.1
Glass FRP	1.8

جدول ۳-۲: ضرایب ایمنی مقاومت در حالت حد نهایی

Material	Partial safety factor (γ_{mf})
Carbon FRP	1.4
Aramid FRP	1.5
Glass FRP	3.5

در مورد چسبها براساس یک توصیه کلی، تنش تحمل شده در آن باید کمتر از 25% مقاومت زمان کوتاه در نظر گرفته شود که معادل است با استفاده از ضریب ایمنی حداقل توصیه شده 4 برای آن. در مورد ضوابط تغییر شکل و ترک خوردگی در حالت سرویس، سازه باید ضوابط مندرج در آیین نامه BS 8110 و BS 5400 را ارضاء کند.

جدول ۳-۳: مقادیر توصیه شده از ضرایب ایمنی که بر مقاومت طراحی کامپوزیتهای ساخته شده اعمال می گردد

Type of system (and method of application or manufacture)	Additional partial safety factor, γ_{mm}
Plates	
Pultruded	1.1
Prepreg	1.1
Preformed	1.2
Sheets or tapes	
Machine-controlled application	1.1
Vacuum infusion	1.2
Wet lay-up	1.4
Prefabricated (factory-made) shell	
Filament winding	1.1
Resin transfer moulding	1.2
Hand lay-up	1.4
Hand-held spray application	2.2

جدول ۳-۴: ضرایب بار در شرایط مختلف براساس BS 8110

Load combination	Load type					
	Dead Adverse	Dead Beneficial	Imposed Adverse	Imposed Beneficial	Earth and water pressure	Wind
1-Dead and imposed (and earth and water pressure)	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—
2-Dead and wind (and earth and water pressure)	1.4	1.0	—	—	1.4	1.4
3-Dead and wind and imposed (and earth and water pressure)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

در مورد سازه تقویت شده با FRP در آتش براساس این راهنما باید از مقاومت FRP صرفنظر نموده و سازه بتنی به تنهایی باید بارهای وارده را تحمل کند. اما این نکته حائز اهمیت است که براساس آیین نامه BS 8110 همچنانکه بر اثر حریق، مقاومت فولاد و بتن کاهش یافته و ضریب ایمنی آنها افزایش می یابد، ضرایب ایمنی بار نیز کاهش می یابند. براساس این آیین نامه ضرایب بار به مقدار 1.05 برای بار مرده و 1.0 برای بار زنده تقلیل می یابد.

جهت عملکرد بهتر FRP در حریق از پوششها و عایقهای مناسب استفاده می شود. عملکرد پوششها علاوه بر حفظ FRP نسبت به حرارت، جلوگیری از نشر دود و گازهای سمی ناشی از رزینها و الیافهای FRP خصوصا در شرایط بسته مانند تونلها می باشد.

در مورد بارگذاری لرزه ای با توجه به اینکه در سازه های انگلستان زلزله یک پارامتر مهم در طراحی ها نمی باشد، خیلی مورد توجه قرارنگرفته و در این راهنما بدان پرداخته نشده است.

۳-۳: مقاومت سازی خمشی

در طراحی خمشی اعضاء براساس این آیین نامه ، باید به ترتیب ، مراحل زیر بررسی شده و کنترل گردد .

- ۱- محاسبه ممان ماکزیمم
- ۲- بررسی جداشدگی در انتهای FRP
- ۳- بررسی جداشدگی در بین FRP و بستر بتنی
- ۴- کنترل ظرفیت برشی مقطع
- ۵- بررسی شکل پذیری عضو مقاومت سازی شده
- ۶- کنترل حالت های حدی سرویس (ترک خوردگی ، تغییر شکل ، خستگی و گسیختگی خزشی)

روند طراحی خمشی اعضاء بتن آرمه مقاومت سازی شده با FRP را می توان به صورت زیر خلاصه نمود .

۱-۳-۳: فرضیات

- فرضیات اولیه عبارتند از :
- ۱- تغییرات خطی کرنش در عمق مقطع (فرضیه برنولی)
 - ۲- عدم وجود لغزش بین FRP و بتن
 - ۳- صرف نظر کردن از مقاومت کششی بتن در حالت نهایی
 - ۴- استفاده از روابط تنش - کرنش مطرح شده برای مواد
 - ۵- فرض کرنش نهایی 0.0035 برای بتن

۲-۳-۳: محاسبه ممان بالانس

ممان بالانس هنگامی رخ می دهد که گسیختگی به طور همزمان با خرد شدن بتن و پاره شدن FRP رخ دهد . مقدار این ممان مقاوم را می توان با وجود فولاد فشاری از رابطه زیر بدست آورد .

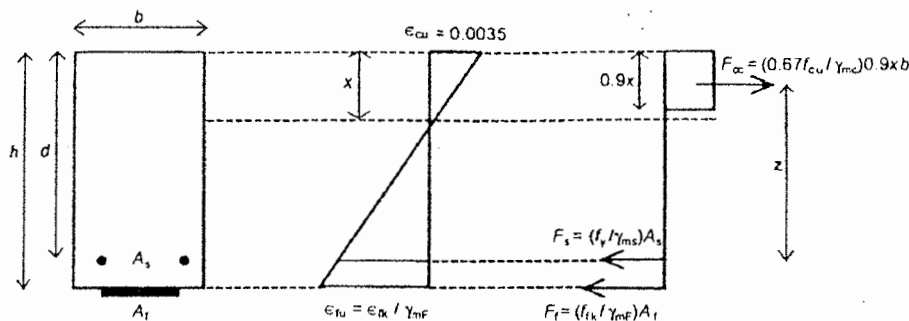
$$M_{r,b} = \left(\frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_{mc}} \right) b 0.9x [z + (h - d)] - \left(\frac{f_y}{\gamma_{ms}} \right) A_s (h - d) + \left(\frac{f'_y}{\gamma_{ms}} \right) A'_s (h - d') \quad (4-3)$$

$$z = d - 0.9x/2 \quad (5-3)$$

$$x = \frac{h}{\left(\varepsilon_{fu} / \varepsilon_{cu} + 1 \right)} \quad (6-3)$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{mf}} \quad (7-3)$$

همانطور که از روابط بالا و شکل ۱-۳ دیده می شود ، برای محاسبه ممان مقاوم از بلوک تنشی معادل مطرح شده در آیین نامه BS 8110 استفاده شده است .



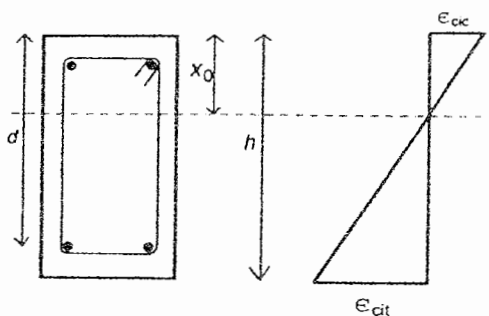
شکل ۱-۳ : توزیع تنش و کرنش برای گسیختگی بالانس

۳-۳-۳ : محاسبه کرنش اولیه در بستر کششی تیر قبل از نصب FRP

براساس روابط موجود در مرجع [۲۵] برای محاسبه کرنش اولیه از آنالیز الاستیک مقطع ترک خورده استفاده شده که در این آیین نامه از مقاومت کششی بتن صرف نظر نکرده است . برای اساس برای محاسبه مقدار عمق تارخشی از دو رابطه تعادل ممان و تعادل نیروها استفاده کرده که می توان از ترکیب آنها رابطه زیر را برای محاسبه عمق تارخشی ، x ، استفاده کرد .

$$\begin{aligned} & [1 + \alpha_e(\rho + \rho')]x^3 + \left[\frac{3M_{DL}}{f_t b d} - d - \alpha_e(4\rho'd' + d(3\rho - \rho')) \right] x^2 \\ & + \alpha_e \left[2\rho'd'(d' - d) + \frac{6M_{DL}}{bf_t}(\rho + \rho') + 3(\rho d^2 + \rho'd'^2) \right] x \\ & + \alpha_e \left[\rho'd'(2d^2 - 3dd') - \rho d^3 - \frac{6M_{DL}}{bf_t}(\rho'd' + \rho d) \right] = 0 \end{aligned} \quad (8-3)$$

در رابطه بالا ، M_{DL} ممان اولیه قبل از مقاومت سازی می باشد و دیگر پارامترها براساس BS 8110 به صورت زیر محاسبه می گردند .



شکل ۲-۳ : کرنش کششی اولیه در بتن

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (9-3)$$

$$\alpha_e = 15 \quad , \quad f_t = 1.0 \text{ MPa}$$

بعد از محاسبه عمق تارخشی از رابطه بالا می توان مقدار ممان مقطع معادل ترک خورده را به صورت زیر بدست آورد .

$$I_c = bd^3 \left[\frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^3 + \alpha_e \rho' \left(\frac{d'}{d} - \frac{x}{d} \right)^2 + \alpha_e \rho \left(1 - \frac{x}{d} \right)^2 \right] \quad (10-3)$$

در نهایت مقدار کرنش اولیه در بستر کششی قبل از نصب FRP برابر خواهد بود با :

$$\varepsilon_{cit} = \frac{M_{DL}(h-x)}{E_c I_c} \quad (11-3)$$

۴-۳-۳: محاسبه ظرفیت مقاومت خمشی نهایی

در حالتی که ممان وارده بزرگتر از ممان بالانس مقطع باشد ، نوع گسیختگی ناشی از خردشدگی بتن می باشد . در مواردی که ممان نهایی لازم معلوم نیست ، ابتدا این حالت فرض می گردد . سپس از روابط زیر مقدار کرنش در FRP محاسبه می شود . در ابتدا از حل معادله زیر براساس تعادل نیروهای داخلی ، مقدار عمق تارخشی محاسبه می شود .

$$\frac{0.9 \times 0.67}{\gamma_{mc}} f_{cu} b x^2 + [E_s \varepsilon_{cu} (A_s + A'_s) + E_{fd} A_f (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{cit})] x - [E_s \varepsilon_{cu} (A_s d + A'_s d') + E_{fd} A_f h \varepsilon_{cu}] = 0 \quad (12-3)$$

با محاسبه x باید کرنش در آرماتورهای کششی و فشاری محاسبه شده و در صورتی که از کرنش تسلیم آرماتورها بیشتر بود ، باید مقدار تنش در آنها برابر تنش تسلیم فرض شده و رابطه بالا برای این حالت مجدداً حل گردد .

جهت ایجاد شکل پذیری مناسب در سازه باید کرنش در آرماتور کششی از 0.004 بیشتر بوده و باید به عبارتی مقدار x از ضابطه زیر تبعیت کند .

$$x \leq 0.45d \quad (13-3)$$

بعد از محاسبه مقدار x ، باید مقدار کرنش در FRP محاسبه شود . جهت کنترل عدم جداشدگی در FRP ، ضوابطی به صورت زیر در این آیین نامه مطرح شده که مقدار نیروی کششی و در نتیجه کرنش در FRP را محدود می نماید .

$$f_{ctm} = 0.18(f_{cu})^{2/3} \quad (14-3)$$

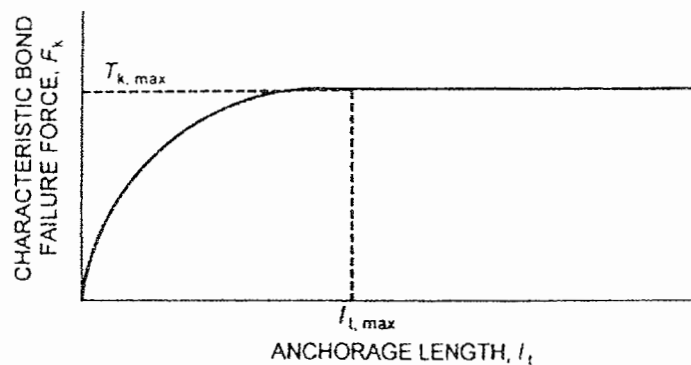
$$k_b = 1.06 \sqrt{\frac{2 - b_f/b_w}{1 + b_f/400}} \geq 1.0 \quad (15-3)$$

$$l_{t,max} = 0.7 \sqrt{E_{fd} t_f / f_{ctm}} \quad (16-3)$$

$$T_{k,max} = 0.5 k_b b_f \sqrt{E_{fd} t_f f_{ctm}} \quad (17-3)$$

در صورتی که طول مهارى اجرا شده از مقدار $l_{t,max}$ کمتر باشد ، باید مقدار نیروی کششی در FRP ، T_k ، به مقدار زیر محدود شود .

$$T_k = \frac{T_{k,max} l_t}{l_{t,max}} (2 - l_t / l_{t,max}) \quad (18-3)$$



شکل ۳-۳: رابطه طول مهارى با نیروی گسيختگی چسبندگی

مقدار تنش کششی در FRP ($T_{k,max}/A_f$) ، باید به میزان نیروی گسيختگی FRP نیز محدود شود . بنابراین خواهیم داشت :

$$\sigma_{f,max} = \min \left\{ \frac{T_{k,max}}{A_f}, f_{fd} \right\} \quad (19-3)$$

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{mfr}}$$

در نهایت براساس مطالعات انجام شده و ایمنی بیشتر ، کرنش نهایی ممکن برای FRP از رابطه زیر بدست می آید .

$$\varepsilon_{f,max} = \min \left\{ \frac{T_{k,max}}{E_f A_f}, 0.5 \varepsilon_{fu}, 0.008 \right\} \quad (20-3) \quad \text{در حالت توزیع یکنواخت بار}$$

$$\varepsilon_{f,max} = \min \left\{ \frac{T_{k,max}}{E_f A_f}, 0.5 \varepsilon_{fu}, 0.006 \right\} \quad (21-3) \quad \text{در حالت ترکیب نیروی برشی و ممان بالا}$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_{mF}}$$

در صورتی که کرنش در FRP از مقدار $\varepsilon_{f,max}$ کمتر باشد حدس اولیه در خرد شدن بتن در هنگام گسیختگی درست است و مقدار ممان مقاوم از رابطه زیر بدست می آید .

$$M_r = \left(\frac{8}{9}\right) f_{cu} b (d - z) [z + (h - d)] - f_s A_s (h - d) + f'_s A'_s (h - d') \quad (22 - 3)$$

یا به عبارتی برابر است با :

$$M_r = f_s A_s (d - 0.45x) - f'_s A'_s (d' - 0.45x) + E_{fd} \varepsilon_f A_f (h - 0.45x) \quad (23 - 3)$$

حال در صورتی که کرنش بدست آمده از روابط قبل برای FRP، بیشتر از ممکن باشد؛ نشاندهنده آنستکه FRP قبل از آنکه بتن خرد شود، گسیخته می گردد؛ در نتیجه باید کرنش در FRP را به میزان این حداکثر، $\varepsilon_{f,max}$ ، محدود کرده و از روابط زیر مقدار ممان نهایی مقاوم بدست آید .

در ابتدا فرض می شود تیر بدون FRP بوده و براساس آنالیز تیر ساده مطابق با BS 8110، مقدار ممان مقاوم اولیه، M_o ، محاسبه می گردد. سپس مقدار ممان مقاوم اضافی بدست آمده توسط FRP از رابطه زیر تعیین می شود .

$$M_{add} = A_f f_{f,max} z \quad (24 - 3)$$

$$z = d - \frac{0.9x}{2}$$

در نهایت برای محاسبه میزان مقاومت نهایی از رابطه زیر استفاده می شود .

$$M_r = M_o + M_{add} \quad (25 - 3)$$

در این آیین نامه، به جهت آنکه از گسیختگی ترد اجتناب شود، توصیه شده است که مقطع برای ظرفیت ممان طراحی بالاتر، حداقل 1.15 بزرگتر از مقدار نهایی طراحی گردد. همچنین در این آیین نامه به منظور جلوگیری از گسیختگی ناشی از جداسازی در انتهای لایه FRP، علاوه بر توصیه های اجرایی، مقدار تنش برشی در آن را که از رابطه زیر بدست می آید، به میزان 0.8 MPa محدود نموده است .

$$\tau = V \alpha_f A_f (h - x) / I_{cs} b_a \quad (26 - 3)$$

که در آن V، نیروی برشی نهایی؛ α_f ، نسبت مدولی FRP به بتن در مدت زمانی کوتاه (E_{fd} / E_c)؛ A_f ، سطح مقطع صفحه FRP؛ x، عمق تار خنثی از مقطع تقویت شده؛ I_{cs} ، ممان دوم سطح مقطع معادل ترک خورده بتنی تقویت شده و b_a ، عرض لایه چسب می باشد .

تنشهای برشی طولی باید در انتهای صفحه جایی که نیروی برشی اعمالی در سهم تقویت عضو در بالاترین مقدار خود است ، کنترل شود . همچنین ، تنش برشی طولی باید در محلی که اولین آرماتورهای فولادی تسلیم می شوند ، کنترل گردد . علت آن اینست که در آنطرف این نقطه خاصیت الاستیکی فولاد از لحاظ تئوری صفر بوده و تنشهای کششی ناشی از ممان خمشی تنها توسط FRP تحمل خواهد شد . در این محل ، هر دو مؤلفه x و I_{cs} در رابطه (۳-۲۶) باید با صرفنظر کردن از آرماتورهای فولادی موجود محاسبه گردند .

۵-۳-۳: حالت سرویس

در مورد ضوابط حالت سرویس ، از محدودیتهای مطرح شده در آیین نامه BS 8110 و BS 5400 استفاده می گردد . از جمله ضوابط حالت سرویس ، کنترل عرض ترک ، خیزها ، تنشهای مواد و خستگی می باشد . جهت اجتناب از تغییرشکلهای زیاد ، تنش در فولاد و بتن در بار سرویس نباید به طور معمول از $0.8f_y$ و $0.6f_{cus}$ (یا 0.6 بدترین مقاومت معتبر) بیشتر گردد . خیزها و تنشها می تواند با استفاده از اصول الاستیک تخمین زده شود . مقطع تغییر یافته معادل برای بارگذاریهای طولانی باید با محاسبه نسبت مدولی فولاد به بتن ، α_e ، و FRP به بتن ، α_f ، به صورت روابط زیر محاسبه گردد . برای بارگذاریهای زمان کوتاه ، نصف این مقادیر مورد استفاده قرار می گیرد .

$$\alpha_e = E_s / \left(\frac{1}{2} E_f \right) \quad (27-3)$$

$$\alpha_f = E_{fd} / \left(\frac{1}{2} E_f \right) \quad (28-3)$$

در مورد خستگی ، باید تنشهای FRP به مقادیر موجود در جدول زیر محدود گردد .

جدول ۳-۴ : ماکزیمم محدوده تنشی براساس نسبتی از مقاومت نهایی طراحی (%)

Material	Stress range (%)
Carbon FRP	80
Aramid FRP	70
Glass FRP	30

برای اجتناب از گسیختگی FRP ناشی از تنش موجود در آن ، باید مقدار آن به مقادیر جدول زیر محدود شود .

جدول ۳-۵ : ماکزیمم تنش تحت بار سرویس جهت اجتناب از گسیختگی تنشی به صورت درصدی از مقاومت طراحی (%)

Material	Maximum stress (%)
Carbon FRP	65
Aramid FRP	40
Glass FRP	55

۳-۴: مقاومتسازی برشی

براساس این آیین نامه ، گسیختگی برشی اعضای بتن آرمه به صورت دو مکانیزم مختلف می باشد که عبارتند از : کشش قطری و فشار قطری . گسیختگی فشاری قطری معمولاً با اعمال حد تنش برش ماکزیمم در بتن قابل اجتناب است . براساس BS 8110 ، تنش برشی ماکزیمم مجاز ، v_{max} باید کمتر از حداقل مقدار $0.8\sqrt{f_{cu}}$ و 5 N/mm^2 باشد . ماکزیمم نیروی برشی طراحی مجاز ناشی از بارهای نهایی از رابطه زیر بدست می آید .

$$V_{R,max} = v_{max} b_v d \quad (29-3)$$

مقاومت برشی عضو از جمع سهم مقاومت برشی های بتن ، فولاد و FRP بدست آمده و باید مقدار آن از حد بدست آمده در رابطه بالا ، کمتر باشد . سهم فولاد و بتن براساس مرجع [۲۳] ، از روابط زیر محاسبه می گردند .

$$V_{Rl} = A_{sv} \frac{f_{ys}}{\gamma_{ms}} \frac{d}{s_v} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (30-3)$$

$$\gamma_{ms} = 1.15 \quad (31-3)$$

$$V_{Rc} = \frac{b_v d}{\gamma_m} \left[0.79 \left(\frac{\rho f_{cu}}{25} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \right] \quad \text{for} \begin{cases} \rho \leq 3 \\ d \leq 400 \end{cases} \quad (32-3)$$

$$\gamma_m = 1.25 \quad (33-3)$$

A_s : مساحت میلگرد کششی طولی

A_{sv} : مساحت میلگرد کششی عرضی

f_{ys} : تنش تسلیم میلگرد کششی عرضی

s_v : فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر

α : زاویه بین آرماتورهای عرضی و محور طولی عضو

b_v : ضخامت جان تیر

d : عمق میلگرد کششی

سهم FRP در مقاومت برشی براساس این راهنما از روابط زیر بدست می آید . در این روابط ، گسیختگی ناشی از جداشدگی با محدود کردن کرنش مؤثر در FRP ، کنترل می گردد .

$$V_{Rf} = (1/\gamma_{mF}) A_{fs} (E_{fd} \varepsilon_{fe}) \sin \beta (1 + \cot \beta) (d_f / s_f) \quad (34-3)$$

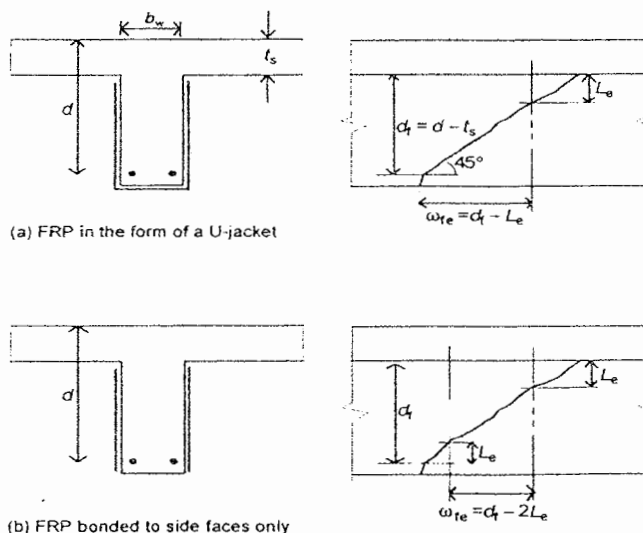
$$A_{fs} = 2t_f w_{fe} \quad \text{for Two side wrap} \quad (35-3)$$

$$\begin{cases} d_f = d & \text{برای تیرهای مستطیلی} \\ d_f = d - h_f & \text{برای تیرهای T شکل} \end{cases} \quad (36-3)$$

$$\begin{cases} w_{fe} = d_f - L_e & \text{for U-wrap} \\ w_{fe} = d_f - 2L_e & \text{for Two side wrap} \end{cases} \quad (37-3)$$

$$L_e = 461.3 / (t_f E_{fd})^{0.58} \quad (38-3)$$

s_f ، فاصله بین خطوط محور FRP ها بوده و در حالت ورقه های یکپارچه برابر w_{fe} است .



شکل ۳-۴: عرض مؤثر از FRP

$$\varepsilon_{fel} = \varepsilon_{fu} (0.5622(\rho_f E_{fd})^2 - 1.2188(\rho_f E_{fd}) + 0.778) \quad \text{for } \rho_f E_f < 1.1 GPa \quad (39-3)$$

که در آن

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{fk} / \gamma_{mF} \quad (40-3)$$

$$\rho_f = (2t_f / b_w) (w_f / s_f) \quad (41-3)$$

و E_{fd} مدول الاستیک FRP بوده که برحسب kN/mm^2 می باشد .

$$\varepsilon_{fe2} = 0.0042 \frac{(0.835 f_{cu})^{2/3} w_{fe}}{(E_f t_f)^{0.58} d_f} \quad (42-3)$$

$$\varepsilon_{fe} = \min\{\varepsilon_{fe1}, \varepsilon_{fe2}, 0.004\} \quad (43-3)$$

از جمله محدودیتهایی که باید در مقاومتسازی برشی رعایت شود ، حداقل فاصله نوارهای FRP از یکدیگر بوده تا هر ترک برشی حداقل یکی از نوارهای FRP را قطع کند . این محدودیت به صورت زیر می باشد .

$$\min s_f = \max\left\{0.8d, w_f + \frac{d}{4}\right\} \quad (44-3)$$

در مورد مقاطع دایره ای ، سهم مقاومت برشی FRP از رابطه زیر قابل استخراج است .

$$V_{Rf} = (\pi / 2) t_f d E_{fd} \varepsilon_{fe} \quad (45-3)$$

مقدار ε_{fe} ، باید به 0.004 محدود گردد . در نهایت مقاومت برشی عضو از جمع سهم مقاومتهای برشی فولاد ، بتن و FRP از رابطه زیر بدست می آید .

$$V_R = \min\{V_{Rl} + V_{Rc} + V_{Rf}, V_{R,max}\} \quad (46-3)$$

۵-۳: مقاومت‌سازی ستونها

۱-۵-۳: مقاومت‌سازی فشاری ستونها

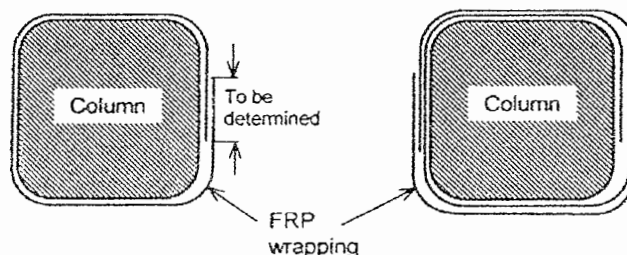
همانطور که در دیگر راهنما ها مطرح شد ، اتصال حلقه ای شکل FRP به سطح ستون باعث افزایش ظرفیت بار محوری و شکل پذیری ستون می گردد . FRP حلقه ای شکل در برابر تغییرشکلهای جانبی ناشی از بارگذاری محوری مقاومت می کند که نتیجه تنش محبوس کنندگی در هسته بتنی می باشد . تنش محبوس کنندگی باعث تأخیر در گسیختگی بتن شده و در نتیجه هر دو مقاومت فشاری نهایی و کرنش فشاری نهایی بتن را افزایش خواهد داد . این اثر به طور قابل توجهی برای ستونهای با مقطع دایره ای مؤثرتر از ستونهای با مقطع مربعی و مستطیلی خواهد بود . علت آن این است که در دو مورد آخری عمل محبوس کنندگی اغلب در گوشه های مقطع متمرکز می شود . در این راهنما روشهای مختلفی را جهت محاسبه اثر محبوس کنندگی بر مقاومت فشاری و کرنش فشاری نهایی بتن ارائه داده است ، اما روشی که برای طراحی مقاومت‌سازی فشاری مورد استفاده قرار می گیرد ، به صورت زیر می باشد .

$$f_{cd} = 0.67 f_{cu} / \gamma_{mc} + 0.05 (2t_f / D) E_{fd} \quad (47-3)$$

در مورد ستونهای کوتاه براساس BS 8110 می توان مقاومت فشاری نهایی ستون را از رابطه زیر محاسبه نمود .

$$\begin{cases} N = 0.35 f_{cd} A_c + 0.67 A_{sc} f_y & \text{ستونهایی که ممان به آنها وارد شده} \\ & \text{اما توسط تیرهای متقارن مهار شده اند} \\ N = 0.40 f_{cd} A_c + 0.75 A_{sc} f_y & \text{ستونهایی که ممان به آنها وارد نمی شود} \end{cases} \quad (48-3)$$

در مورد کنترل گسیختگی ناشی از اتصالات لبه ای ، می تواند با فراهم کردن طول هم پوشانی لبه ای کافی ، جلوگیری گردد . همچنین هنگامی که از دو و یا چند لایه از FRP بر روی ستون استفاده می شود ، اتصالات لبه ای باید به صورتی که در شکل ۵-۳ نشان داده شده است ، در وجه های مختلف ستون قرار گیرد .



شکل ۵-۳: همپوشانی لبه ای در ستونها

جهت ارضای ضوابط خدمت پذیری لازم است که کرنش در بتن تحت بارهای سرویس از 0.0035 تجاوز نکرده و مقدار تنش در FRP از محدوده تنشهای مربوط به حالت خستگی و گسیختگی تنشی مطرح شده تجاوز نکند .

۳-۵-۲ : مقاومتسازی خمشی ستونها

در این مورد اعضایی که تحت بار محوری قرار گرفته اند به طور همزمان تحت خمش قرار می گیرند . جهت طراحی اینگونه اعضاء ، فرضیات زیر در نظر گرفته می شود .

- مقاطعی که قبل از خمش مسطح هستند بعد از خمش نیز مسطح باقی می مانند
- لغزشی بین FRP و بتن رخ نمی دهد
- الیافهای محوری در یک لایه با ضخامت ثابت به کل دور ستون پیچیده شده اند
- پاسخ تنش - کرنش برای بتن از منحنی ایده ال شده برای بتن که در کدها و آیین نامه های جاری ارائه شده است تبعیت می کند با $\gamma_{mc} = 1.5$. ماکزیمم مقاومت فشاری ستون محبوس شده برابر $1.5f_{cu}$ بوده اما نباید بیشتر از 80 N/mm^2 گردد .
- ماکزیمم کرنش فشاری در بتن 1% می باشد
- پاسخ تنش - کرنش آرماتورهای فولادی از منحنی ایده ال ارائه شده در آیین نامه ها و کدهای امروزی تبعیت می کند با $\gamma_{ms} = 1.15$.
- FRP دارای یک رفتار الاستیک خطی تا لحظه گسیختگی است
- مقاومت کششی بتن صرفنظر می شود

جهت تعیین ضخامت مورد نیاز ، در ابتدا فرض شده است که کرنش بتن 0.0035 تا 0.01 بوده و اینکه کرنش FRP نمی تواند از حد نهایی طراحی آن تجاوز کند . مراحل روش به صورت زیر می باشد :

- ۱- بررسی نقاط بحرانی که ترکیب ممان ماکزیمم و بار محوری به صورت توأم وجود دارد
- ۲- بررسی خطر جداشدگی
- ۳- بررسی خطر گسیختگی مهار
- ۴- بررسی ظرفیت برشی ستون

مطالعات انجام شده نشان داده است که استفاده از چندین لایه محوری ، مشکلی ایجاد نمی کند ؛ چراکه وجود دورپیچهای حلقوی بر روی الیافهای محوری می تواند از گسیختگی ناشی از جداشدگی جلوگیری کند . همچنین جهت جلوگیری از جداشدگی FRP در انتهای لایه ، لازم است که مهار کافی با امتداد الیافهای محوری به اندازه 250 mm فراتر از نقطه مورد نیاز ، صورت گرفته و نصب دو لایه دورپیچ حلقوی در محل اتصال می تواند در این مورد مفید باشد .

فصل چهارم : خلاصه ای از راهنمای ISIS با عنوان :

مقاومسازی سازه های بتن آرمه به وسیله FRP چسبیده به صورت خارجی

۴-۱: کلیات

در این راهنما، پایه و اساس طراحی، آیین نامه های CSA A23.3 و CSA S6 از استانداردهای ملی ساختمان کانادا می باشد. این راهنما جامعیت لازم را نداشته و می توان به عنوان مرجعی برای ارائه نظر مهندسين مورد استفاده قرار گیرد.

در این آیین نامه همانند دیگر آیین نامه ها، قبل از طراحی سیستم مقاومساز، یک ارزیابی دقیق از سازه موجود ضرورت دارد. در این مورد می توان از آیین نامه های (1990) CSA S6 برای پلها و ACI 364.1R-94 برای ساختمانها بهره برد. از جمله نکات مهمی که می توان بدان اشاره نمود، آنستکه براساس آیین نامه ACI 440F [۲]، سازه موجود قبل از مقاومسازی باید به تنهایی قادر به تحمل بار $1.2D + 0.85L$ بعد از افزایش بار، باشد. دیگر نکته مهم از مقدمات اولیه مقاومسازی، بررسی سطح بتن و آماده سازی و ترمیم آن می باشد. در این مورد برای ترمیم عضو بتنی، می توان از استانداردهای (93) CSA S448.1، (1988) ACI 546.1 و (1993) ACI 224.1 بهره برد.

۲-۴: مقاومت‌سازی خمشی

۱-۲-۴: فرضیات

- در این راستا، فرضیاتی مورد استفاده قرار گرفته است که به ترتیب زیر می باشد:
- (۱) مقاطع مسطح به صورت مسطح باقی می ماند
 - (۲) اتصال کامل و بی عیب بین بتن و فولاد و همچنین بین بتن و FRP برقرار می باشد
 - (۳) کرنشهای برشی در طراحی خمشی ناچیز بوده و قابل صرفنظر کردن هستند
 - (۴) مهاربندی کامل و یا طول مهاری مناسب برای تقویت کننده های FRP در نظر گرفته می شود

در بعضی موارد خاص یک فرض اضافی مورد استفاده قرار می گیرد که آن صرفنظر کردن از کرنشهای اولیه در بستر بتنی قبل از مقاومت‌سازی می باشد. با این وجود در موارد خاصی، این فرض قابل اعمال نبوده و تنشها و کرنشهای اولیه باید در طراحی لحاظ گردد.

۲-۲-۴: خصوصیات مواد

خصوصیات مواد استفاده شده در طراحی را می توان به صورت زیر بیان نمود:

۱-۲-۲-۴: بتن

یک منحنی پارابولیک (سه‌موی) می تواند جهت تشریح رفتار فشاری مقاومت نرمال بتن (تا مقدار 4.5 MPa) مورد استفاده قرار گیرد. رابطه تنش - کرنش توسط رابطه زیر مشخص می شود.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (1-4)$$

که در آن f_c ، f'_c و ε_c به ترتیب تنش فشاری، مقاومت فشاری مشخصه و کرنش در بتن بوده و ε'_c ، کرنش در بتن در تنش f'_c است که با رابطه زیر تعیین می گردد.

$$\varepsilon'_c = \frac{2f'_c}{E_{ci}} \quad (2-4)$$

مدول تانژانت بتن، E_{ci} ، می تواند برابر $1.1E_c$ فرض شده که در آن E_c مدول الاستیک بتن بوده و از استاندارد CSA-A23.3-94 و CSA-S6-88 به صورت روابط زیر قابل استخراج است.

$$E_c = \left(3300\sqrt{f'_c} + 6900 \right) \left(\frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (3a-4) \quad \text{CSA - A23.3 - 94}$$

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (3b-4) \quad \text{CSA - S6 - 88}$$

که در آن γ_c ، چگالی بتن بوده که بین مقادیر 1500 kg/m^3 تا 2500 می باشد. برای بتنهای با وزن معمولی، که مقاومت آن بین 20 MPa تا 45 است، این روابط به صورت زیر خلاصه می شوند.

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \quad (4a-4) \text{ CSA} - A23.3 - 94$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (4b-4) \text{ CSA} - S6 - 88$$

برای سازه های بتن آرمه ، مدول گسیختگی بتن f_r به وسیله رابطه زیر بدست می آید .

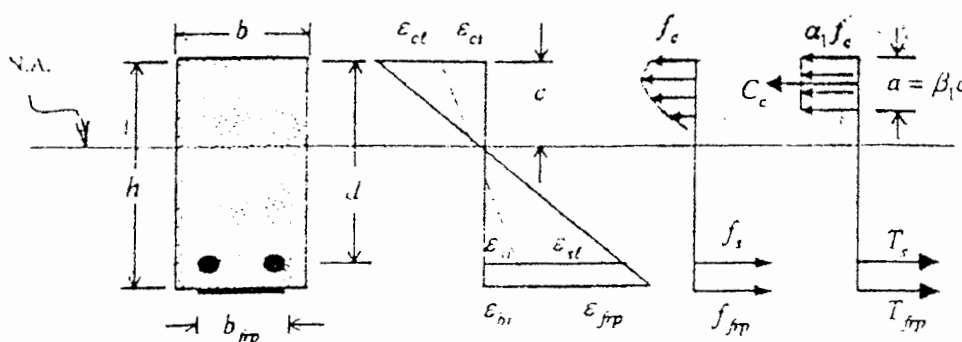
$$f_r = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} \quad (5-4)$$

که در آن λ ، ضریبی است که برای بتنهای با وزن کم مورد استفاده قرار گرفته و برای بتنهای با وزن معمولی برابر 1.0 فرض می شود .

برای کرنشهای بیشتر از f_r/E_c ، فرض می شود که بتن ترک خورده و مقاومت کششی آن در محاسبات در نظر گرفته نمی شود .

بلوک معادل تنشی بتن :

روش آنالیز ارائه شده در این راهنما برپایه همان فرضیات ارائه شده در استاندارد CSA A23.3-94 برای سازه های بتن آرمه و استاندارد CSA S6-88 برای پلهای بتنی می باشد . یک مقطع بتن آرمه تقویت شده با FRP به همراه نیروهای داخلی در اجزای مختلف آن ناشی از یک ممان مثبت در شکل ۴-۱ نشان داده شده است .



شکل ۴-۱ : توزیع تنش و کرنش (تنها آرماتورهای کششی فولادی)

بلوک تنش نشان داده شده در شکل ، ساده سازی رایج استفاده شده را به صورت معادلسازی توزیع مستطیلی تنش به جای توزیع سهموی ، نشان می دهد . ضریب α_1 و β_1 از CSA-A83.3-94 از روابط زیر قابل استخراج می باشد .

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67 \quad (6a-4) \text{ CSA} - A23.3 - 94$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67 \quad (6b-4) \text{ CSA} - A23.3 - 94$$

براساس استاندارد CSA-S6-88 مقادیر زیر در پلهای ارائه می شود .

$$\alpha_1 = 0.85$$

$$(7a-4) \text{ CSA-S6-88}$$

$$0.85 \geq \beta_1 = 1.09 - 0.008f'_c \geq 0.65$$

$$(7b-4) \text{ CSA-S6-88}$$

بنابراین تنش متوسط در ناحیه فشاری به وسیله رابطه $\alpha_1 \phi_c f'_c$ بدست می آید که ϕ_c ضریب مقاومت بتن بوده و مقدار عمق بلوک معادل از رابطه $a = \beta_1 c$ قابل دستیابی است که در آن c فاصله دورترین تار فشاری تیر از تار خنثی آن می باشد. روابط (۴-۶) و (۴-۷) برای بلوک تنشی در بتن بوده و معادل توزیع تنش سهموی در هنگامی که بتن به مقاومت نهایی خود می رسد، می باشند.

۲-۲-۲-۴: فولاد

رفتار آرماتورهای فولادی می تواند از منحنی تنش - کرنش ناشی از آزمایش کشش بدست آید. در طراحی می توان از مرحله سخت شدگی فولاد صرف نظر نموده و یک رفتار الاستیک و سپس کاملاً پلاستیک فرض گردد. کرنش تسلیم فولاد، ϵ_y ، عبارتست از تنش تسلیم، f_y ، تقسیم بر مدول الاستیسیته فولاد، E_s .

۳-۲-۲-۴: FRP

برای FRPها یک رفتار تنش - کرنش الاستیک خطی در کشش تا لحظه گسیختگی نهایی فرض می گردد. مقاومت کششی نهایی، کرنش نهایی و مدول الاستیسیته آن به ترتیب با پارامترهای f_{frp} ، ϵ_{frp} و E_{frp} نشان داده می شوند.

۴-۲-۲-۴: ضرایب/یمنی مواد

ضرایب کاهش مقاومت برای فولاد و بتن براساس استانداردهای CSA A23.3 [۱۲] و OHBDC-91 به صورت جدول ۴-۱ قابل استخراج است.

جدول ۴-۱: ضرایب مقاومت بتن و آرماتورهای فولادی

فولاد	بتن	
0.85	0.6	سازه
0.9	0.75	پل

براساس این راهنما خصوصیات مواد FRP باید از سازنده آن گرفته شده و تعدادی از آنها در جدولی در فصل دوم دسته بندی شده است. ضریب کاهش مقاومت FRP، ϕ_{frp} ، بسیار وابسته به نوع ماده، شرایط استفاده و درجه در معرض قرارگیری محیطهای ناهنجار بوده و از سازنده FRP

گرفته می شود. در این مورد برای CFRP مقادیر بین 0.70 تا 0.78 و برای GFRP مقادیر بین 0.6 تا 0.76، پیشنهاد شده است.

۴-۲-۳: مودهای گسیختگی

در این راهنما، مودهای گسیختگی مفروض شامل سه حالت خردشدگی بتن به تنهایی؛ تسلیم شدگی فولاد و بدنبال آن خردشدگی بتن؛ و تسلیم شدگی فولاد و بدنبال آن گسیختگی FRP بوده و مود گسیختگی ناشی از جداسازی با فرض مهاربندی کافی و ادامه دادن طول چسبندگی به میزان کافی، اجتناب شده است. روند طراحی برای مقاومسازی خمشی در تیرهای مستطیلی را می توان به صورت زیر بیان نمود.

۴-۲-۴: محاسبه کرنش اولیه در بستر کششی بتنی

در این حالت براساس روابط موجود در CSA A23.3 می توان کرنش اولیه در بتن فشاری، ϵ_{ci} ، و فولاد، ϵ_{si} ، ناشی از بارهای اولیه را محاسبه نموده و در نهایت کرنش اولیه در بستر کششی را از رابطه زیر بدست آورد.

$$\epsilon_{bi} = \frac{h}{d}(\epsilon_{si} + \epsilon_{ci}) - \epsilon_{ci} \quad (8-4)$$

۴-۲-۵: محاسبه عمق تارخنشی در حالت بالانس

در ادامه طراحی، در ابتدا مقدار عمق تارخنشی در حالت بالانس محاسبه می شود. این حالت هنگامی است که به طور همزمان خردشدگی بتن ($\epsilon_{cu} = 0.0035$) برای سازه ها و $\epsilon_{cu} = 0.003$ برای پلها (و پارگی FRP رخ دهد. با توجه به اینکه کرنش در لحظه گسیختگی FRP بالا می باشد، به طور حتم در این حالت، فولاد نیز به تسلیم خواهد رسید. مقدار عمق خنشی در حالت بالانس از رابطه زیر بدست می آید.

$$c_b = \frac{h\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{frpu} + \epsilon_{bi}} \quad (9-4)$$

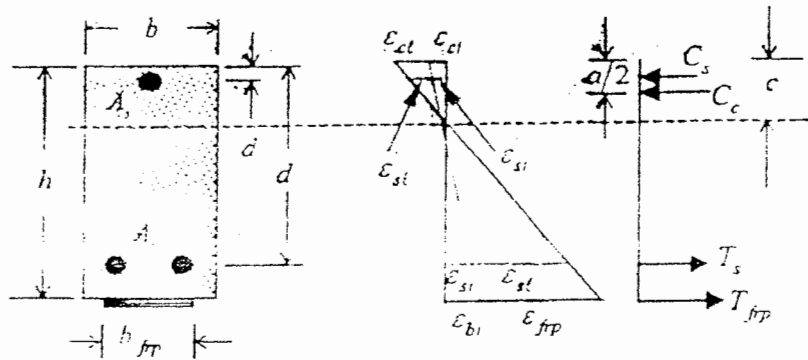
سپس مقدار عمق تارخنشی براساس تعادل نیروها به طور مجدد از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$c = \frac{\phi_s f_s A_s + \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frpu} A_{frp} - \phi_s f'_s A'_s}{\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b} \quad (10-4)$$

مقدار تنش در آرماتورهای کششی و فشاری در رابطه بالا به صورت زیر محاسبه می گردد.

$$f_s = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c_b}{c_b} \right) \leq f_y \quad (11-4)$$

$$f'_s = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \leq f'_y \quad (12-4)$$



شکل ۴-۲: توزیع تنش و کرنش (آرماتورهای فشاری و کششی)

حال اگر مقدار c بدست آمده با c_b برابر بود، می توان ممان مقاوم بالانس مقطع را از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) - \phi_s f'_s A'_s \left(d' - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) + \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frpu} A_{frp} \left(h - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad (13-4)$$

۴-۲-۶: خردشدگی بتن

در صورتیکه مقدار $c > c_b$ باشد، به منزله آنستکه خردشدگی بتن قبل از پارگی FRP رخ خواهد داد. بنابراین با فرض اولیه اینکه آرماتورهای کششی و فشاری به تسلیم نمی رسند، مقدار c از رابطه درجه دوم زیر محاسبه می گردد.

$$\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b c^2 + (\phi_s E_s \epsilon_{cu} (A_s + A'_s) + \phi_{frp} E_{frp} A_{frp} (\epsilon_{cu} + \epsilon_{bi})) c - (\phi_s E_s \epsilon_{cu} (A_s d + A'_s d') + \phi_{frp} E_{frp} A_{frp} h \epsilon_{cu}) = 0 \quad (14-4)$$

با داشتن مقدار c می توان مقدار تنش در آرماتورها و FRP را محاسبه نمود.

$$f_s = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) \leq f_y \quad (15-4)$$

$$f'_s = E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) \leq f'_y \quad (16-4)$$

در صورتی که مقدار تنش در آرماتورها بیشتر از تنش تسلیم آنها بود ، باید با جایگذاری آن به جای تنش در فولاد در رابطه قبل ، مقدار c را با فرض اینکه هر دو آرماتور به تسلیم رسیده اند ، از رابطه زیر محاسبه کرد .

$$\alpha_1 \phi_c f_c' \beta_1 b c^2 + (\phi_{frp} E_{frp} A_{frp} (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{bi}) - \phi_s f_y (A_s - A_s')) c - \phi_{frp} E_{frp} A_{frp} \varepsilon_{cu} h = 0 \quad (17-4)$$

مقدار تنش در FRP از رابطه زیر محاسبه می گردد .

$$f_{frp} = E_{frp} \varepsilon_{frp} = E_{frp} \left[\varepsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \quad (18-4)$$

در صورتی که مقدار تنش در FRP از تنش نهایی آن بیشتر نباشد ، می توان ممان مقاوم مقطع را از رابطه زیر محاسبه کرد .

$$M_r = \phi_s f_s A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) - \phi_s f_s' A_s' \left(d' - \frac{a}{2} \right) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (19-4)$$

۷-۲-۴: گسیختگی FRP

در صورتی که $c < c_b$ بوده و یا در رابطه قبل $f_{frp} > f_{frpu}$ باشد ، نشاندهنده آنستکه گسیختگی FRP زودتر از خردشدگی بتن رخ خواهد داد . یعنی اینکه $\varepsilon_{frp} = \varepsilon_{frpu}$. براساس تغییرات خطی کرنش در مقطع می توان کرنش در آرماتورهای فشاری را برحسب کرنش نهایی FRP از رابطه زیر بدست آورد .

$$\varepsilon_s' = (\varepsilon_{frpu} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c-d'}{h-c} \right) \quad (20-4)$$

$$f_s' = E_s \varepsilon_s' \leq f_y' \quad (21-4)$$

از آنجاییکه مود گسیختگی ، پارگی FRP در کرنش می باشد ، فولاد کششی به طور قطع تسلیم شده و در نتیجه $f_s = f_y$ خواهد بود . در این حالت مقدار c از رابطه زیر محاسبه می شود .

$$\alpha_1 \phi_c f_c' \beta_1 c h + \phi_s f_s' A_s' = \phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp} \quad (22-4)$$

در نهایت مقدار ممان مقاوم از رابطه زیر قابل محاسبه است .

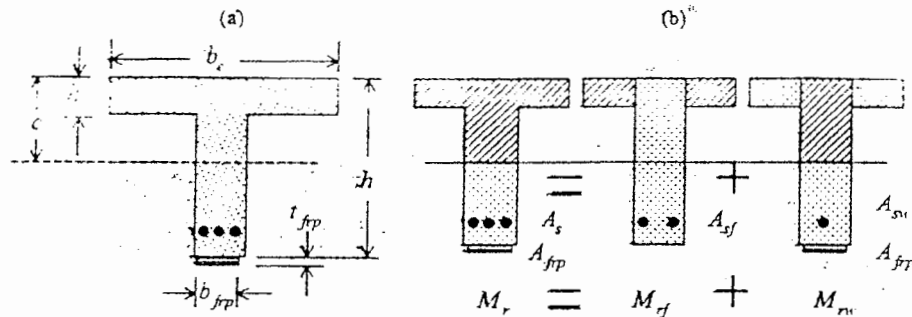
$$M_r = \phi_s \left[f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) - f_s' A_s' \left(d' - \frac{a}{2} \right) \right] + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (23-4)$$

۸-۲-۴: تیرهای T شکل

در مورد تیرهای T شکل ، اولین مرحله محاسبه عمق تارخشی می باشد . هنگامی که عمق بلوک تنشی معادل کمتر از ضخامت بال باشد ($a < h_f$) ، آنالیز شبیه به حالت تیر مستطیل شکل

با یک عرض مؤثر فشاری برابر بال تیر صورت می گیرد. یعنی $b = b_e$. به عبارتی همه تیرهای T شکل که رابطه زیر را ارضاء کنند، همانند مقاطع مستطیلی عمل خواهند نمود.

$$h_f \geq \frac{\phi_s f_y A_s + \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frpu} A_{frp}}{\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b_e} \quad (24-4)$$



شکل ۳-۴: (a) پارامترهای هندسی تیر T شکل، (b) ممان مقاوم

اگر عمق بلوک تنشی معادل، در جان قرار گیرد، یعنی $a > h_f$ ، در این حالت تیر به صورت یک تیر T شکل عمل خواهد نمود. ناحیه فشاری مقطع T شکل می تواند براساس شکل ۳b-۴ تقسیم شود. برآیند نیروهای فشاری سهم بال، C_f ، و سهم جان، C_w ، به وسیله روابط زیر قابل محاسبه هستند.

$$C_f = \alpha_1 \phi_c f'_c (b_e - b_w) h_f \quad (25-4)$$

$$C_w = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b_w \quad (26-4)$$

که در آن b_w ، عرض جان است. برآیند نیروهای کششی از روابط زیر بدست می آیند.

$$T_s = \phi_s f_s A_s \quad (27-4)$$

$$T_{frp} = \phi_{frp} f_{frp} A_{frp} \quad (28-4)$$

در شکل ۳a-۴، t_{frp} ، ضخامت کلی FRP است. با فرض تسلیم شدن آرماتور کششی، سطح مقطع فولاد که معادل نیروی فشاری بتن در دال است، A_{sf} ، از رابطه زیر بدست می آید.

$$\alpha_1 \phi_c f'_c (b_e - b_w) h_f = \phi_s f_y A_{sf} \quad (29-4)$$

که از آن می توان رابطه زیر را استخراج کرد.

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 \phi_c f'_c (b_e - b_w) h_f}{\phi_s f_y} \quad (30-4)$$

این نکته باید دقت شود که مقدار A_{sf} می تواند از مقدار A_s بزرگتر گردد . موقعیت تار خنثی از رابطه زیر تعیین می شود .

$$\alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b_w c = \phi_s f_y A_{sw} + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} \quad (31-4)$$

که در آن ، A_{sw} ، سهم باقی مانده آرماتورهای کششی است که از رابطه زیر محاسبه می گردد .

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \quad (32-4)$$

برای تیرهای تقویت شده با مقدار زیادی از مواد FRP ، ممکن است مقدار منفی برای A_{sw} بدست آید . این موضوع نشان دهنده آنست که قسمتی از T_{frp} جهت تعادل در نیروی فشاری در بال بتنی همکاری می کند ، مگر آنکه روابط چیز دیگری غیر از این را نشان دهند . در مورد رفتار تیرهای T شکل (یعنی $a > h_f$) ، ممان مقاوم M_r در دو مرحله تعیین می شود . در ابتدا ممان مقاوم بال از طریق رابطه زیر بدست می آید .

$$M_{rf} = \phi_s f_y A_{sf} \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (33-4)$$

سپس ممان مقاوم M_{rw} ناشی از جان مقطع بتنی که سهم باقی مانده از آرماتورهای کششی و FRP است ، از طریق رابطه زیر محاسبه می شود .

$$M_{rw} = \phi_s f_y A_{sw} \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp} A_{frp} \left(h - \frac{a}{2} \right) \quad (34-4)$$

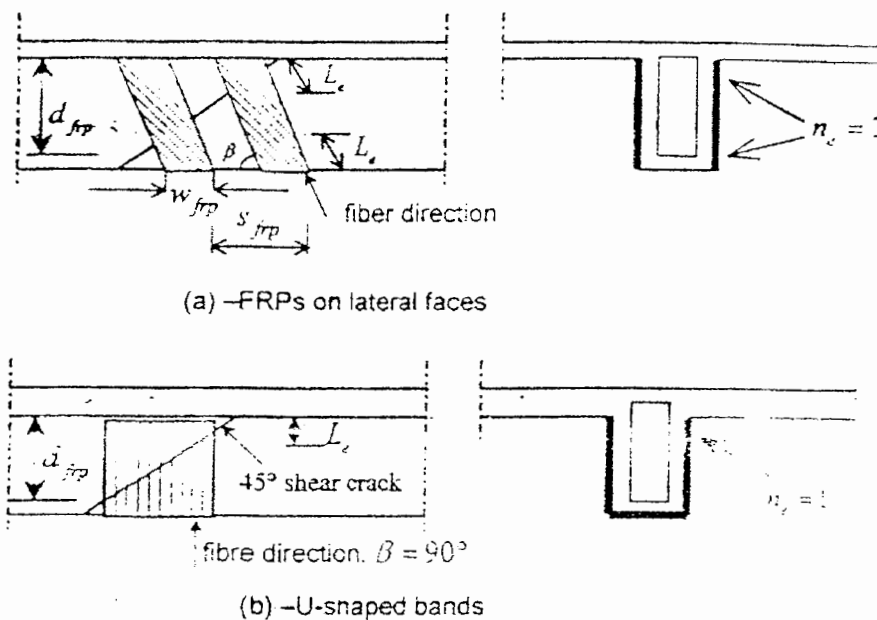
ممان مقاوم نهایی به صورت زیر محاسبه می گردد .

$$M_r = M_{rf} + M_{rw} \quad (35-4)$$

۳-۴ : مقاومت سازی برشی

مواد FRP می توانند به صورت دورپیچهایی به شکل خاموت باعث افزایش مقاومت برشی مقاطع بتن آرمه گردند. جهت اجتناب از امکان گسیختگی FRP ناشی از تمرکز تنش در گوشه های مقطع تیر، این گوشه ها باید با شعاع حداقل 35 mm گرد شوند. ضریب مقاومت CFRP همان مقدار 0.7 تا 0.78 توصیه شده، ولی برای GFRP مقداری کمتر از 0.6 توصیه می گردد.

همانطور که گفته شد، پایه طراحی در این راهنما، استاندارد CSA A23.3 94 برای سازه ها و CSA S6-88 برای پلها می باشد. براساس این استانداردها و راهنما موجود، مقاومت برشی مقطع از روابط زیر قابل محاسبه است.



شکل ۴-۴ : طول مؤثر تقویت کننده ها

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \quad (36a-4) \quad CSA - A23.3 - 94$$

$$V_r = \phi(V_c + V_s) + V_{frp} \quad \text{with } \phi = 0.75 \quad (36b-4) \quad CSA - S6 - 88$$

که در آن :

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \quad (37a-4) \quad CSA - A23.3 - 94$$

$$V_c = v_b b_w d \quad (37b-4) \quad CSA - S6 - 88$$

v_b ، مقاومت برشی مجاز بتن بوده که توسط استاندارد CSA S6-88 تعیین می شود . سهم فولاد نیز از روابط زیر بدست می آید .

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d}{s} \quad (38a-4) \quad \text{CSA} - A23.3 - 94$$

$$V_s = \frac{f_y A_v d}{s} \quad (38b-4) \quad \text{CSA} - S6 - 88$$

که در آن A_v و s به ترتیب سطح مقطع و فاصله آرماتورهای فولادی عرضی هستند . سهم FRP برابر است با :

$$V_{frp} = \frac{\phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpe} A_{frp} d_{frp} (\sin \beta + \cos \beta)}{s_{frp}} \quad (39-4)$$

که در آن

$$A_{frp} = 2t_{frp} w_{frp} \quad (40-4)$$

عمق مؤثر FRPهای برشی که به صورت U شکل هستند ، d_{frp} ، از سطح آزاد بالای دال تا پایین خاموتهای فولادی داخلی در نظر گرفته شده و در هنگام دورپیچ کامل برابر h است .

$$\varepsilon_{frpe} = \min \left\{ \frac{\alpha \phi_{frp} k_1 k_2 L_e}{9525}, R \varepsilon_{frpu}, 0.004 \right\} \quad (41-4)$$

در حالت دورپیچ کامل ، مقدار ε_{frpe} برابر 0.004 در نظر گرفته می شود . R نسبت کرنش مؤثر به کرنش نهایی در FRPهای U شکل بوده و از رابطه زیر بدست می آید .

$$R = \alpha \lambda_1 \left[\frac{f_c'^{2/3}}{\rho_{frp} E_{frp}} \right]^{\lambda_2} \quad (42-4)$$

و ρ_{frp} نسبت تقویت کننده های برشی FRP بوده و عبارتست از :

$$\rho_{frp} = \frac{2t_{frp} w_{frp}}{b_w s_{frp}} \quad (43-4)$$

در رابطه (۴-۴۲) ، ضریب کاهش برای کرنش مؤثر ، α ، برابر 0.8 بوده و λ_1 و λ_2 عبارتند از :

گسیختگی CFRP $\lambda_1 = 1.35$ و $\lambda_2 = 0.30$

گسیختگی AFRP $\lambda_1 = 1.23$ و $\lambda_2 = 0.47$

$$k_1 = \left[\frac{f_c'}{27.65} \right]^{2/3} \quad (44-4)$$

$$k_2 = \frac{d_{frp} - n_e L_e}{d_{frp}} \quad (45-4)$$

در این روابط ، $\alpha = 0.8$ و n_e تعداد انتهای آزاد ورقه های FRP در یک سمت تیر می باشد که در شکل ۴-۴ نشان داده شده است. روابط (۴-۴) و (۴-۵) با اصلاح روابط ACI 440F (2000) برای ε_{frpe} بدست آمده است . اگر $k_2 \leq 0$ ، سیستم FRP در برش مؤثر نبوده مگر آنکه مهارهای مکانیکی کافی اعمال گردد .

$$L_e = \frac{25350}{(t_{frp} E_{frp})^{0.58}} \quad (46-4)$$

براساس پیشنهاد CSA A23.3-94 برای سازه ها و CSA-S6-88 برای پلها ، مقاومت برشی نهایی به مقدار زیر محدود می گردد .

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \leq V_c + 0.8\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd \quad (47a-4) \text{ CSA - A23.3 - 94}$$

$$V_r = \phi(V_c + V_s) + V_{frp} \leq \phi(V_c + 0.66\lambda\sqrt{f'_c}b_wd) \quad (47b-4) \text{ CSA - S6 - 88}$$

برای بتنهای با وزن معمولی $\lambda = 1$ خواهد بود .
دیگر محدودیت مقاومتسازی ، ماکزیمم فاصله نوارها از یکدیگر بوده که به مقدار زیر محدود می گردد .

$$s_{frp} \leq w_{frp} + \frac{d}{4} \quad (48-4)$$

در سازه های اولیه بدون تقویت کننده برشی ، توصیه می شود حداقل تقویت کننده های عرضی به صورت U شکل در محل قطع تقویت کننده های FRP طولی نصب شود ($A_{vfrp,min}$) .
براین اساس پیشنهاد شده است که سطح مقطع نوارهای U شکل ، $A_{vfrp,min}$ ، به گونه ای محاسبه شود که در برابر $1/20$ نیروی کششی نهایی محل قطع تقویت کننده های طولی FRP مقاومت نموده در حالی که کرنش در نوارهای U شکل برابر 0.004 گردد . این روند منجر به رابطه زیر می گردد .

$$A_{vfrp,min} = \frac{A_{frp,cut} f_{frpu}}{0.08 E_{frp}} \quad (49-4)$$

که در آن $A_{frp,cut}$ ، سطح مقطع FRP در نقطه قطع تقویت کننده های طولی FRP می باشد .

۴-۴: حداقل طول مهاری

حداقل طول مهاری لازم برای رسیدن به ظرفیت کامل تقویت کننده های FRP به صورت زیر محاسبه می گردد .

$$l_{frpd} = k_d E_{frp} t_{frp} \quad (50-4)$$

که در آن k_d ، یک ضریب وابسته به طول رشدیافته و سختی FRP بوده و از روابط زیر بدست می آید.

$$k_d = \frac{b_{frp}}{b_w} \frac{\varepsilon_{frpu}}{k\sqrt{f'_c}} \quad \text{for } b_{frp} \neq b_w \quad (51-4)$$

$$k_d = \frac{\varepsilon_{frpu}}{k\sqrt{f'_c}} \quad \text{for } b_{frp} = b_w \quad (52-4)$$

براساس بررسیها و تحقیقات انجام شده، مقدار k از 0.09 تا 0.184 پیشنهاد شده است.

۵-۴: حالت سرویس

جهت کنترل خیزها و اجتناب از تغییرشکلهای پلاستیک در حالت سرویس، باید مقدار تنش در فولاد به 80% تنش تسلیم آن محدود گردد. جهت اجتناب از گسیختگی خزشی تحت تنشهای وارده، محدودیتهای زیر در مقدار تنش FRP توصیه شده است.

$$0.20 f_{frpu} \quad (53a-4) \quad GFRP$$

$$0.30 f_{frpu} \quad (53b-4) \quad AFRP$$

$$0.50 f_{frpu} \quad (53c-4) \quad CFRP$$

ϕ_{frpe} ، ضریب کاهش عوامل محیطی بوده و براساس ACI 440 براساس جدول زیر تعیین می شود.

جدول ۴-۲: ضریب کاهش محیطی برای سیستمهای FRP مختلف با شرایط در معرض قرارگیری گوناگون

شرایط در معرض قرارگیری	نوع الیاف	ضریب کاهش محیطی، ϕ_{frpe}
شرایط داخلی	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
شرایط خارجی (پلها، اسکله ها و پارکینگهای غیر بسته)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
محیطهای ناهنجار (کارگاههای شیمیایی و کارخانه های تصفیه فاضلاب)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

در مورد بارگذاری خستگی نیز، مقدارتنش در تقویت کننده های FRP باید به صورت اجتناب از تسلیم شدگی آرماتورهای فولادی محدود شود.

۴-۶: مقاومتی ستونها

۴-۶-۱: ستونهای دایره ای کوتاه

ستون عضوی است که نسبت ابعاد ارتفاع به قطر آن بزرگتر یا مساوی 3.0 باشد. برای قرار گرفتن ستون در دسته ستونهای کوتاه، باید روابط زیر برقرار باشد.

$$\frac{l_u}{D_g} \leq \frac{6.25}{\sqrt{p_f / f'_c A_g}} \quad (54a-4) \quad CSA - A23.3 - 94$$

$$\frac{l_u}{D_g} \leq 8.5 \quad (54b-4) \quad CSA - S6 - 88$$

روابط این بخش برای ستونهای کوتاه بوده و باید توجه شود که ستون بعد از مقاومتی هنوز در دسته ستونهای کوتاه قرار گیرد.

اتصال ورقه های FRP باید به گونه ای باشد که در آن راستای الیافها جهت محدود کردن کرنش محیطی در ستون عمود بر محور ستون قرار داشته و یک محصوریت اعمال کند. فشار محصور کردن نهایی ناشی از تقویت کننده های FRP، f_{lfrp} ، از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} f_{frpu} t_{frp}}{D_g} \quad (55-4)$$

که در آن N_b ، t_{frp} و ϕ_{frp} به ترتیب مقاومت کششی، تعداد لایه ها، ضخامت یک لایه و ضریب مقاومت FRP می باشند. برای محصوریت های یکپارچه، نسبت حجمی مقاومت FRP به مقاومت بتن از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$\omega_w = \frac{2f_{lfrp}}{\phi_c f'_c} \quad (56-4)$$

که در آن ϕ_c ، ضریب مقاومت بتن می باشد. مقاومت فشاری بتن محبوس شده، f'_{cc} ، از رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$f'_{cc} = f'_c (1 + \alpha_{pc} \omega_w) \quad (57-4)$$

ضریب عملکرد ستونهای دایره ای، α_{pc} ، بستگی به سختی FRP و کرنش نهایی، مقاومت نهایی و کیفیت کاربرد و چسبندگی بین الیاف، رزین و بتن دارد. براساس نتایج آزمایش در دسترس، مقدار 1.0 برای α_{pc} در حال حاضر پیشنهاد می شود. محدودیت های محبوس کردن به صورت روابط زیر می باشد.

$$f_{lfrp} \geq 4MPa \quad (58-4)$$

$$f_{lfrp} \leq \frac{f'_c}{2\alpha_{pc}} \left(\frac{1}{k_e} - \phi_c \right) \quad (59-4)$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67 \quad (60a - 4) \quad CSA - A23.3 - 94$$

$$\alpha_1 = 0.85 \quad (60b - 4) \quad CSA - S6 - 88$$

k_e ، ضریب کاهش مقاومت اعمالی برای خروج از مرکزیت‌های غیرقابل پیش بینی بوده و برابر 0.85 است.

مقاومت بار محوری، P_{rmax} برای یک ستون محبوس شده کوتاه، از رابطه زیر بدست می آید.

$$P_{rmax} = k_e (\alpha_1 \phi_c f'_{cc} (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}) \quad (61 - 4)$$

۴-۶-۲: ستونهای مستطیلی کوتاه

روابط زیر برای ستونهای مستطیلی کوتاه با نسبت ابعاد b/h (عرض به عمق) کوچکتر یا مساوی 1.1 بوده و باید ستونها با شعاع r گرد شوند که مقدار حداقل آن برابر است با:

$$r = \max \left\{ \frac{b}{6}, 35mm \right\} \quad (62 - 4)$$

ماکزیمم لاغری جهت قرار گرفتن ستون در دسته ستونهای کوتاه برابر خواهد بود با:

$$\frac{l_u}{h} \leq \frac{7.5}{\sqrt{P_f / f'_c A_g}} \quad (63a - 4) \quad CSA - A23.3 - 94$$

$$\frac{l_u}{h} \leq 10.2 \quad (63b - 4) \quad CSA - S6 - 88$$

مقدار مقاومت فشاری بتن محبوس شده در این حالت از روابط زیر محاسبه می گردد.

$$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \epsilon_{frp} t_{frp} (b + h)}{bh} \quad (64 - 4)$$

که در آن کرنش FRP، ϵ_{frp} ، برابر 0.002 برای حالت‌های غیرپیش تنیده در محبوس شدگی و E_{frp} ، مدول الاستیسیته FRP می باشد. برای محبوس شدگی یکپارچه، نسبت مقاومت حجمی به صورت زیر تعریف می شود.

$$\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f'_c} \quad (65 - 4)$$

مقاومت فشاری بتن محبوس شده از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$f'_{cc} = f'_c (1 + \alpha_{pr} \omega_w) \quad (66 - 4)$$

ضریب عملکرد یک مقطع مستطیلی، α_{pr} ، بستگی به کیفیت کاربرد و چسبندگی بین بتن، رزین و الیاف دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pr} = 1$ پیشنهاد می شود. مقدار مقاومت بار محوری یک ستون مستطیلی کوتاه محبوس شده، از رابطه مشابه حالت ستونهای دایره ای بدست می آید، با این تفاوت که مقدار k_e برابر 0.8 می باشد.

۴-۶-۳: حالت سرویس

در حالت سرویس به جهت اجتناب از وقوع گسیختگی های زود هنگام ناشی از خزش یا خستگی ، باید حدهای زیر رعایت گردد .

$$P_D \leq 0.85(0.8\alpha_1\phi_c f'_c(A_g - A_{st}) + f_s A_{st}) \quad (67-4)$$

که در آن α_1 از رابطه (۴-۶۰) بدست آمده و کرنش در آرماتورهای محوری فولادی ، f_s ، کمتر از دو مقدار زیر است .

$$f_s \leq 0.0015E_s \quad (68a-4)$$

$$f_s \leq 0.8f_y \quad (68b-4)$$

برای یک ستون محبوس شده با FRP ، ترکیب بارهای مرده (P_D) و زنده (P_L) نباید از حدود زیر برای تنش بتن جهت باقی ماندن در حدود تحمل خستگی خارج شود .

$$\text{for } 0 \leq \frac{P_D}{f'_c A_g} \leq 0.5 \quad \rightarrow \quad P_L \leq 0.4f'_c A_g - 0.28P_D \quad (69a-4)$$

$$\text{for } 0.5 \leq \frac{P_D}{f'_c A_g} \leq 0.75 \quad \rightarrow \quad P_L \leq 0.46f'_c A_g - 0.4P_D \quad (69b-4)$$

$$\text{for } 0.75 \leq \frac{P_D}{f'_c A_g} \leq 1 \quad \rightarrow \quad P_L \leq 0.64f'_c A_g - 0.64P_D \quad (69c-4)$$

۴-۶-۴: مقاومت سازی برشی ستونها

در مورد ستونهای دایره ای در روابط برش تیرها به جای مقدار $b_w d$ ، باید A_c را جایگزین کرد و سهم فولاد و FRP را در مقاومت برشی از روابط زیر بدست آورد .

$$V_s = \frac{\pi \phi_s f_{hy} n A_h D_c}{4 s} \cot \theta \quad (70a-4) \quad \text{CSA} - A23.3 - 94$$

$$V_s = \frac{\pi f_{hy} n A_h D_c}{4 s} \cot \theta \quad (70b-4) \quad \text{CSA} - S6 - 88$$

که در آن :

A_h : سطح یک پایه از آرماتورهای افقی (دقت شود که برای دورپیچها $n = 2$)

D_c : اندازه قطر هسته ستون درامتداد بارگذاری که از مرکز تا مرکز آرماتورهای عمودی فولادی است

f_{hy} : تنش تسلیم آرماتورهای افقی

n : تعداد پایه های آرماتورهای فولادی عرضی در جهت بار

s : فاصله آرماتورهای افقی یا گام دورپیچ ؛ و

θ : زاویه تنشهای فشاری اصلی با محور ستون یا زاویه ترکهای برشی، که به طور محافظه کارانه برابر 45° در نظر گرفته می شود، اما برای ستونهای پلها برابر 30° و برای شمع دیوارها برابر 45° فرض می گردد.

$$V_{frp} = \frac{\pi}{2} \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} D_g \sin^2 \theta \quad (71-4)$$

که در آن D_g ، قطر خارجی ستون دایره ای بوده و مقدار تنش کششی در FRP، f_{frp} ، به مقدار زیر محدود می گردد.

$$f_{frp} = 0.004 E_{frp} \leq \phi_{frp} f_{frpu} \quad (72-4)$$

در ستونهای دایره ای باید محدودیت های محبوس کنندگی مطرح شده در مقاومت سازی فشاری ستون، کنترل گردد. در مورد ستونهای مستطیلی، سهم برشی فولاد و FRP از روابط زیر تعیین می شود. سهم بتن همانند حالت قبل محاسبه خواهد شد.

$$V_s = \frac{\phi_s f_{hy} n A_h d}{s} \cot \theta \quad (73a-4) \quad CSA - A23.3-94$$

$$V_s = \frac{f_{hy} n A_h d}{s} \cot \theta \quad (73b-4) \quad CSA - S6.88$$

$$V_{frp} = 2 \phi_{frp} f_{frp} N_b t_{frp} d \sin^2 \theta \quad (74-4)$$

with

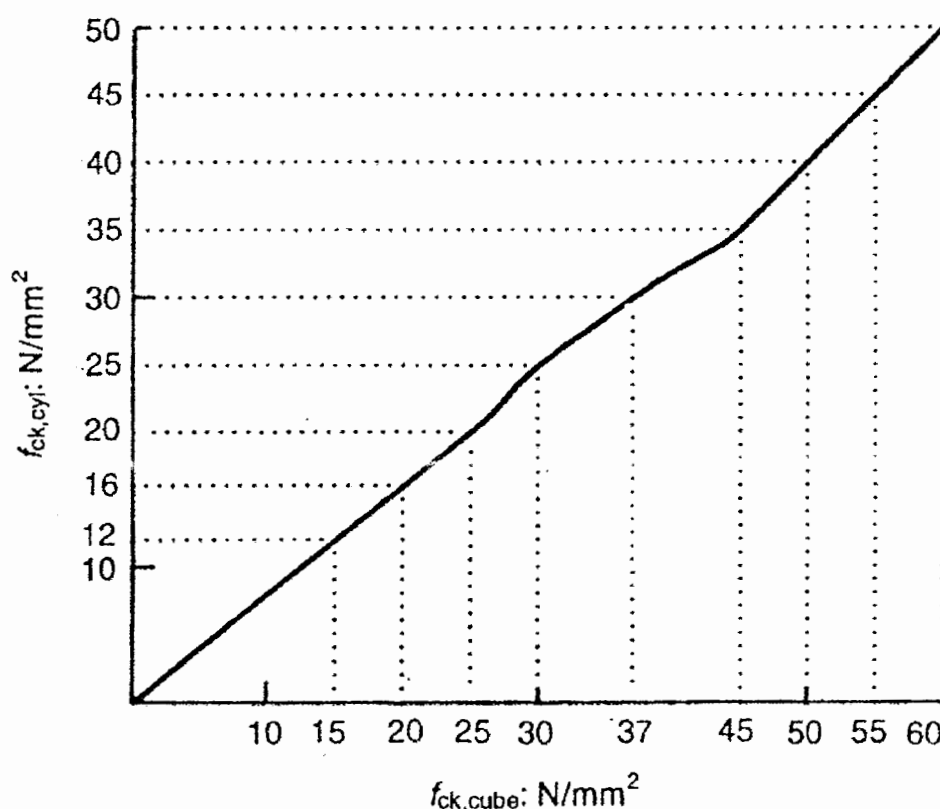
$$f_{frp} = 0.002 E_{frp} \leq \phi_{frp} f_{frpu} \quad (75-4)$$

حدهای مقاومت سازی برشی ستونهای دایره ای و مستطیلی همانند تیرها بوده با این تفاوت که در ستونهای دایره ای پارامتر A_c جایگزین $b_w d$ می گردد.

فصل پنجم : مقایسه نتایج آیین نامه ها با نتایج آزمایشگاهی

۱-۵ : مقدمه

در این فصل به منظور مقایسه نتایج آیین نامه ها در موارد مختلف (خمش ، برش و فشار) ، چندین نمونه نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط سایر محققین در مقاومسازی تیرها و ستونها به وسیله مواد FRP ارائه گردیده است . در هر آزمایش در ابتدا با معرفی نمونه های مختلف و نحوه انجام آزمایش ، داده های لازم برای طراحی در جدولی تنظیم شده است . این پارامترها در چند بخش خصوصیات ابعادی المان ، خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد و درنهایت خصوصیات مکانیکی و ابعادی FRP ، می باشد . نکته ای که حائز اهمیت است ، آنستکه بعضی از پارامترها تنها در طراحی به کمک یک آیین نامه مورد استفاده قرار می گیرد . از جمله موارد می توان ضرایب ایمنی و همچنین مقاومت مشخصه بتن را نام برد . در مورد مقاومت مشخصه بتن با توجه به اینکه پایه آیین نامه انگلستان براساس BS می باشد ، لازم است که از مقاومت مشخصه مکعبی فشاری بتن به جای مقاومت مشخصه استوانه ای آن استفاده گردد . با توجه به اینکه در آزمایشهای انجام شده توسط محققان تنها مقدار یکی از این مقاومتها داده می شود ، جهت تبدیل آن به دیگری از شکل ۱-۵ که از مرجع [۷] استخراج گردیده است ، استفاده می شود .



شکل ۱-۵ : رابطه بین مقاومت استوانه ای و مکعبی بتن

در هر آزمایش با توجه به داده های ارائه شده ، نتایج آیین نامه ها توسط نرم افزارهای آورده شده در ضمیمه (ب) که در MATLAB 6.5 نوشته شده است ، محاسبه شده و در جداولی به طور جداگانه ارائه گردیده و در نهایت با نتایج تجربی مقایسه شده است . در هر مثال با توجه به نتایج ، دیاگرامهایی جهت بررسی اثر تغییرات پارامترهای مختلف بر مقاومت المان مربوطه به کمک همین نرم افزارها رسم شده و در ادامه به بررسی و مقایسه این منحنی ها پرداخته شده است .

۵-۲: آزمایشهای مقاومسازی خمشی تیرهای بتن آرمه

۵-۲-۱: آزمایش اول مقاومسازی خمشی

در این آزمایش که توسط M. Arduini & A. Nanni [۵]، انجام شده است، اثر چندین پارامتر بر نسبت افزایش مقاومت نهایی در مقاومسازی خمشی تیرهای با تکیه گاه ساده بررسی گردیده که هرکدام به طور جداگانه ای در بخشهای بعدی ارائه شده است.

۵-۲-۱-۱: بخش اول آزمایش

در این قسمت اثر نوع FRP و همچنین ضخامت آن به طور توأم مورد بررسی قرار می گیرد. نمونه های آزمایش شده دارای نسبت $h/b = 1$ و $\rho_s = 0.5\rho_{max}$ می باشند. جزئیات لازم برای محاسبه میزان افزایش مقاومت نهایی در جدول ۵-۱ تا ۵-۳ به ترتیب نوع FRP (E1 تا E3) آورده شده است. نحوه بارگذاری نمونه ها به صورت چهار نقطه ای بوده به گونه ای که بتوان در وسط تیر، تنها ممان خالص با مقدار ثابت اعمال نمود. لازم به ذکر است که فاصله هر یک از محل بارها تا انتهای نزدیک لایه FRP نظیرش نسبت به فاصله بار تا تکیه گاه (a/p) برابر 0.85 می باشد.

جدول ۵-۱: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E1

پارامترها	E1-1	E1-2	E1-3	E1-4
b (mm)	240	240	240	240
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b _f (mm)	200	200	200	200
t _f (mm)	0.1	0.5	1	2
N _f	1	1	1	1
A _s (mm ²)	308	308	308	308
f _c (MPa)	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	37	37	37	37
f _y (MPa)	600	600	600	600
f _{tu} (MPa)	2000	2000	2000	2000
C _E	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	400000	400000	400000	400000
γ_{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ_{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ_f	1.35	1.35	1.35	1.35
ϕ_f	0.7	0.7	0.7	0.7

جدول ۵-۲: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E2

پارامترها	E2-1	E2-2	E2-3	E2-4
b (mm)	240	240	240	240
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b _f (mm)	200	200	200	200
t _f (mm)	0.1	0.5	1	2
N _f	1	1	1	1
A _s (mm ²)	308	308	308	308
f _c (MPa)	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	37	37	37	37
f _y (MPa)	600	600	600	600
f _{fu} (MPa)	2250	2250	2250	2250
C _E	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	150000	150000	150000	150000
γ _{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	1.35	1.35	1.35	1.35
φ _f	0.7	0.7	0.7	0.7

جدول ۵-۳: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E3

پارامترها	E3-1	E3-2	E3-3	E3-4
b (mm)	240	240	240	240
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b _f (mm)	200	200	200	200
t _f (mm)	0.1	0.5	1	2
N _f	1	1	1	1
A _s (mm ²)	308	308	308	308
f _c (MPa)	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	37	37	37	37
f _y (MPa)	600	600	600	600
f _{fu} (MPa)	1500	1500	1500	1500
C _E	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	50000	50000	50000	50000
γ _{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	1.35	1.35	1.35	1.35
φ _f	0.7	0.7	0.7	0.7

همانطور که در مقدمه اشاره شد ، برنامه هایی جهت سهولت در انجام محاسبات مربوط به آیین نامه ها توسط نرم افزار MATLAB 6.5 نوشته شده است . به کمک این برنامه ها ، مقدار مقاومت نهایی و میزان افزایش آن و نوع گسیختگی برای نمونه های مختلف براساس آیین نامه ها محاسبه شده و در جداولی (جداول ۴-۵ و ۵-۵) ، در کنار نتایج آزمایشگاهی تنظیم گردیده است .

جدول ۴-۵ : نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش اول

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)				M_{ur} / M_{uo}				
	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
E1-1	27.53	30.25	32.05	31.64	1.27	0.95	1.11	1.17	1.20
E1-2	42.46	42.13	45.03	50.76	2	1.46	1.54	1.64	1.93
E1-3	52.81	48.95	48.25	60	2.2	1.81	1.79	1.76	2.28
E1-4	46.28	57.93	56.19	69.87	1.82	1.6	2.12	2.05	2.65
E2-1	35.1	31.17	33.7	30.72	1.46	1.21	1.14	1.23	1.17
E2-2	48.95	38.21	41.44	40.85	2.55	1.68	1.4	1.51	1.55
E2-3	56.37	42.74	44.96	48.04	2	1.938	1.57	1.64	1.83
E2-4	56.17	49.15	46.36	56.34	2	1.931	1.8	1.69	2.14
E3-1	31.56	29.76	29.82	27.96	1.18	1.08	1.09	1.09	1.06
E3-2	38.54	33.93	35.74	33	1.64	1.32	1.24	1.31	1.25
E3-3	44.47	36.69	39	37.44	2.18	1.53	1.34	1.42	1.42
E3-4	52.61	40.59	43.44	43.64	2.18	1.81	1.49	1.59	1.66

جدول ۵-۵ : نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش اول

نمونه ها	Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
E1-1	R	R + Y	R + Y	R + E	R + Y
E1-2	D	R + Y	R + Y	D + E	R + Y
E1-3	D	D + E	D + E	D + E	C + E
E1-4	D	D + E	D + E	D + E	C + E
E2-1	R	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
E2-2	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E2-3	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
E2-4	D	C + Y	D + E	D + E	C + E
E3-1	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
E3-2	C	D + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E3-3	C	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E3-4	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y

C : خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D : جداشدگی FRP (FRP Debonding)

R : پارگی FRP (FRP Rupture)

Y : گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E : گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

جهت بررسی و مقایسه بهتر، دیاگرامهایی در شکلهای ۲-۵ تا ۴-۵ رسم گردیده است. در این دیاگرامها، اثر افزایش مقاومت نهایی نسبت به تغییرات ضخامت برای هریک از انواع FRP رسم شده است. لازم به ذکر است که در نتایج تجربی نسبت بار نهایی بررسی شده که البته این نسبت با توجه به خطی بودن رابطه بین مقاومت و بار نهایی، برابر نسبت مقاومتهای نهایی نیز خواهد بود. در این دیاگرامها جهت نشان دادن نوع گسیختگی در طول تغییرات ضخامت، از نمادهایی استفاده شده که توضیح آنها در کنار دیاگرامها آورده شده است. لازم به ذکر است که در تمامی مثالهای ارائه شده، رنگ سبز مربوط به دیاگرام ACI، قرمز FIB، آبی پررنگ BS، آبی کم رنگ ISIS و مشکی مربوط به نتایج آزمایشگاهی می باشد.

جهت بررسی و مقایسه هرچه بهتر، دیاگرام و جداولی نیز به منظور بررسی تغییرات ضریب ایمنی نتایج آزمایشگاهی نسبت به نتایج تئوری ارائه گردیده است. اما مشکلی که وجود دارد آنستکه در کلیه آزمایشهای این سری، میزان افزایش مقاومت نهایی مقایسه گردیده است، نه خود مقاومت نهایی. لذا از تقسیم نتایج تجربی به تئوری در این مرحله، ضریب ایمنی نسبت به حالت قبل از مقاومسازی بدست خواهد آمد (رابطه (۵-۱)).

$$\frac{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{Exp.}}{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{ACI}} = \frac{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{Exp.}}{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{Exp.}} = \frac{(S.F.)_r}{(S.F.)_o} \Rightarrow (S.F.)_r = (S.F.)_o \times \frac{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{Exp.}}{\left(\frac{M_{ur}}{M_{uo}}\right)_{ACI}} \quad (1-5)$$

برای رفع این مشکل همانطور که در رابطه (۵-۱) دیده می شود، لازم است که ضریب ایمنی هریک از آیین نامه ها را قبل از مقاومسازی، در مورد خمشی داشته باشیم تا بتوان با ضرب آن در مقدار ضریب ایمنی نسبی، ضریب ایمنی حقیقی را در این سری از آزمایشها بدست آوریم. برای این منظور با توجه به نتایج دیگر آزمایشهای خمشی ارائه شده در این سمینار، می توان میانگینی از این ضرایب ایمنی در حالت تیر قبل از مقاومسازی برای هریک از آیین نامه ها بدست آورد. نتایج این عمل در جدول ۵-۶ خلاصه شده است. همانطور که ملاحظه می شود، آیین نامه ACI دارای کمترین و ISIS دارای بیشترین ضریب ایمنی می باشد. دو آیین نامه FIB و BS نیز دارای ضرایب ایمنی بسیار نزدیک به هم هستند.

جدول ۵-۶: میانگین و انحراف معیار ضرایب ایمنی ۱۶ تیر در حالت خمشی قبل از مقاومسازی

	ACI	BS	FIB	ISIS
ضریب ایمنی	1.4042	1.4901	1.4892	1.5476
انحراف معیار	0.1970	0.2136	0.2126	0.2247

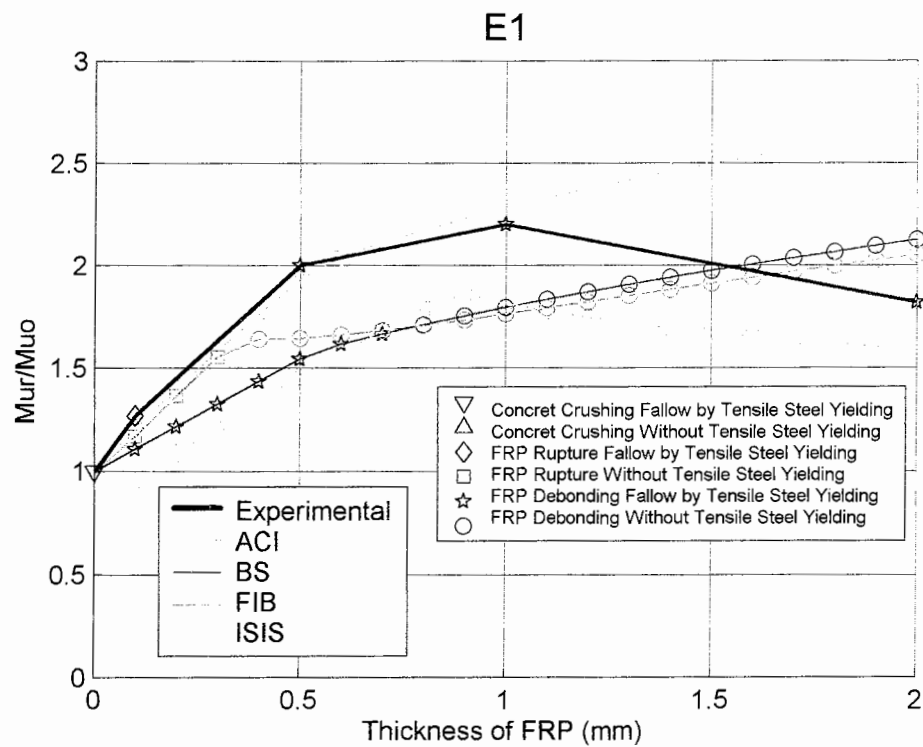
جدول ۵-۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
E1	ضریب ایمنی	1.7792	1.6877	1.6540	1.4494
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1311	0.2495	0.2127	0.2295
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	75	75	100	25
E2	ضریب ایمنی	1.6823	2.0441	1.9653	1.9037
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2775	0.3998	0.3180	0.4085
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	25	100	75	0
E3	ضریب ایمنی	1.7427	2.0471	1.9511	2.0404
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1679	0.2975	0.2464	0.2311
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	75	50	50	75

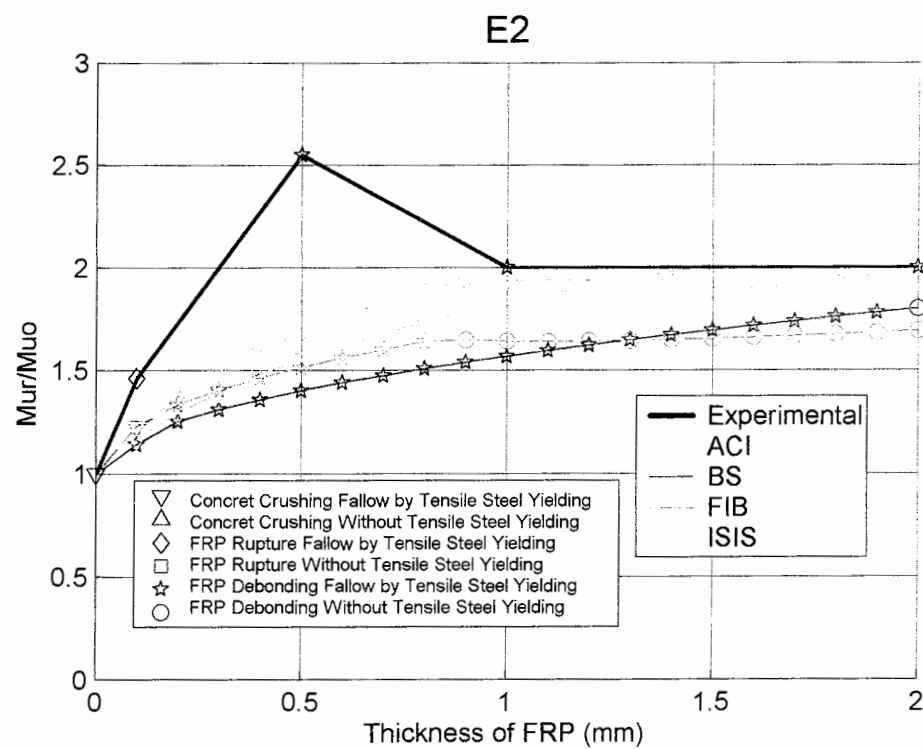
جدول ۵-۸: میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی برای تمامی سری نمونه های E1, E2 و E3

کل نمونه های E1, E2 و E3	ACI	BS	FIB	ISIS
ضریب ایمنی	1.7337	1.9263	1.8568	1.7979
انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1311	0.2495	0.2127	0.2295
درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	75	75	100	25

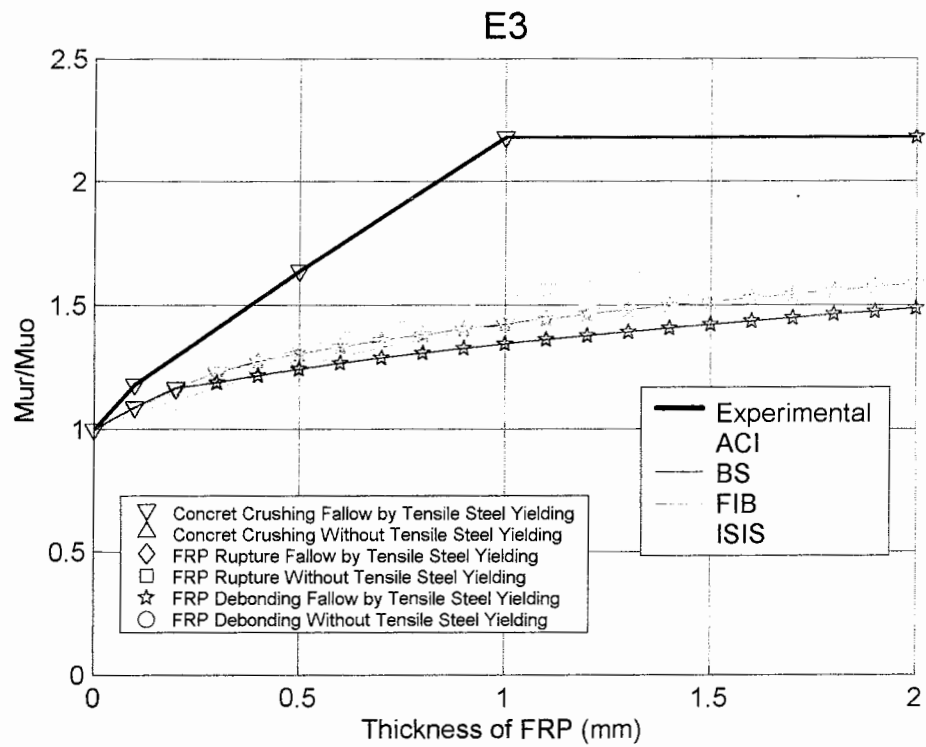
نکته ای که در مورد انحراف معیار و میانگین ضرایب ایمنی لازم به ذکر است آنستکه با داشتن میانگین و انحراف معیار و تعداد نمونه های مورد نظر از هر سری نتایج، می توان در نهایت میانگین و انحراف معیار کل را براساس روابط ارائه شده در ضمیمه (ج)، محاسبه نمود. این روابط در جدول ۵-۸ و بسیاری از جداول دیگر مورد استفاده قرار گرفته است.



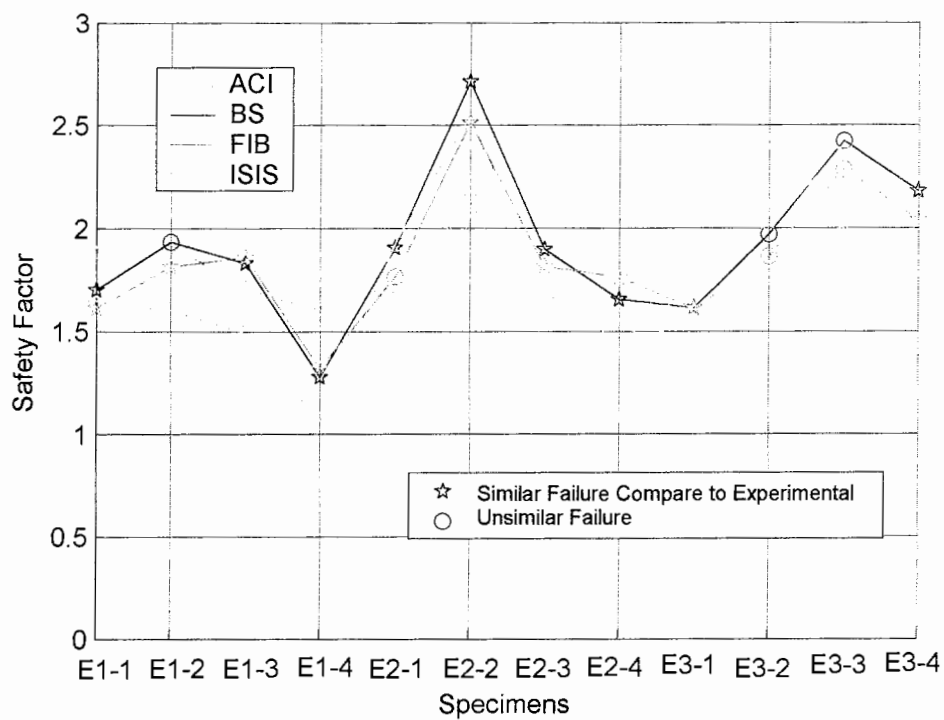
شکل ۵-۲: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1



شکل ۵-۳: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E2



شکل ۴-۵: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E3



شکل ۵-۵: تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های تقویت شده با FRP از نوع E1، E2 و E3

بررسیها و نتایج بدست آمده از این بخش :

همانطور که در دیاگرامها مشاهده می شود ، در نتایج آزمایشگاهی ، افزایش ضخامت FRP خمشی بسته به نوع FRP موجب بالاتر رفتن مقاومت نهایی مقطع می گردد . این روند در نتایج بدست آمده از آیین نامه ها نیز صادق می باشد ، با این تفاوت که در آیین نامه ACI بعد از رسیدن ضخامت FRP به یک حد خاص ، همانند نتایج عملی ، روند کاهش مقاومت بروز می نماید در حالیکه دیگر آیین نامه ها هرچند با درصدی کم به روند افزایشی خود در اثر افزایش ضخامت FRP ادامه می دهند .

همانطور که در سه دیاگرام E1 ، E2 و E3 مشاهده می شود ، با کاهش سختی FRP ، میزان تطابق نتایج آیین نامه ها با نتایج عملی کمتر می شود . به عبارت دیگر می توان اینگونه نتیجه گرفت که هرچه سختی FRP کاسته می شود ، نتایج آیین نامه ها در رابطه با اثر تغییرات ضخامت FRP بر مقاومت نهایی ، تطابق کمتری با نتایج عملی خواهد داشت . این موضوع در مورد ضرایب ایمنی نیز به جز در دیاگرام E2 از آیین نامه ACI ، صادق می باشد . این مطلب در جدول ۵-۷ مشاهده می شود . البته دقت شود که در آیین نامه FIB و BS ، ضریب ایمنی در دو دیاگرام E2 و E3 تقریباً ثابت مانده است .

در دیاگرام E1 ، نتایج عملی به گونه ای است که مقاومت نهایی با افزایش ضخامت FRP تا حد 1 mm رشد داشته و با افزایش آن بیشتر از این حد ، روند کاهشی را درپیش گرفته است . اما دیاگرام ACI اینگونه است که در ابتدا با افزایش ضخامت FRP تا حد 0.1mm ، روند کاهشی از خود نشان می دهد . دلیل این امر را می توان در نحوه محاسبات موجود در آیین نامه ACI جستجو کرد . همانطور که در فصول قبل مربوط به ACI ملاحظه گردید ، مقاومت نهایی خمشی با ضرب ضریب کاهش مقاومت ، ϕ ، در مقاومت اسمی محاسبه می گردد . در این آیین نامه مقدار ϕ با توجه به کرنش موجود در فولاد در لحظه گسیختگی تیر بین مقادیر 0.7 تا 0.9 متغیر می باشد . در صورتی که کرنش فولاد بیشتر از 0.005 باشد ، برابر 0.9 و در صورتی که از کرنش تسلیم کمتر گردد ، برابر 0.7 بوده و بنابراین این مقادیر به صورت خطی تغییر می کند . حال نکته ای که مدنظر می باشد آنستکه قبل از نصب FRP به واسطه آنکه نوع گسیختگی ناشی از خردشدن بتن می باشد ، فولاد قابلیت این را پیدا می کند که به کرنشی بیشتر از 0.005 دست یابد . اما بعد از نصب FRP هایی که دارای کرنش گسیختگی کمی هستند ، باعث می شود قبل از اینکه بتن فشاری بتواند به کرنش نهایی خود (0.003) دست یابد ، کرنش در FRP به حد نهایی خود رسیده و در نتیجه گسیختگی حاکم ، پاره شدن FRP گردد . حال به دلیل کم بودن کرنش گسیختگی FRP ، به تبع آن کرنش در فولاد نیز کمتر از حالت قبل شده و نتیجتاً مقدار ϕ نیز کاهش می یابد و در نهایت مقدار مقاومت نهایی بعد از مقاومسازی نسبت به قبل از مقاومسازی کمتر می شود . اما در صورتی که کرنش گسیختگی FRP بیشتر از یک حد خاص گردد که اجازه دهد کرنش در فولاد بیشتر از 0.005 شود ، مقدار ϕ در دو حالت یکسان بوده و کاهشی در مقاومت نهایی نخواهیم داشت . البته این نکته حائز اهمیت است که در این موارد که کاهش مشاهده می شود ، در واقع بعد از پاره شدن

FRP، تیر مانند حالت قبل از تقویت عمل کرده و ظرفیت آن برابر حالت اولیه می گردد تا اینکه بتن فشاری خرد شود. نتیجتاً براساس ACI در مواردی که سختی FRP بالاست (کرنش گسیختگی آن کم است)، تا هنگامی که ضخامت FRP به حدی نرسد که اثر افزایشی آن در مقاومت نهایی بر اثر کاهش اعمال شده از طریق ضریب ϕ برتری یابد، استفاده از FRP هیچ تأثیری در ظرفیت نهایی مقطع نخواهد داشت.

در ابتدای دو دیاگرام E2 و E3 برای آیین نامه ACI مشاهده می شود که نوع گسیختگی از پارگی FRP در E2 به خردشدگی بتن در E3 تغییر می یابد؛ دلیل این امر نیز به واسطه کرنش گسیختگی FRP می باشد، چراکه با افزایش کرنش گسیختگی FRP، کرنش بتن قابلیت رسیدن به کرنش ماکزیمم خود قبل از رسیدن FRP به کرنش گسیختگی را پیدا نموده و گسیختگی بتن قبل از پارگی FRP رخ می دهد. همچنین دلیل اینکه بعد از مدتی، گسیختگی حاکم مخصوصاً در دیاگرام E2 به خردشدگی بتن تبدیل می گردد، آنستکه با افزایش ضخامت FRP، عمق تار خنثی افزایش می یابد به طوری که کرنش بتن فشاری قابلیت رسیدن به مقدار ماکزیمم خود را قبل از رسیدن FRP به کرنش گسیختگی پیدا می نماید.

اما ادامه روند افزایشی دیاگرام ACI تا حدی است که ضریب K_m وارد عمل شده و کرنش مؤثر در FRP را محدود می نماید. تغییرات این ضریب با تغییرات ضخامت FRP نسبت عکس داشته و موجب می گردد که با افزایش ضخامت، مقاومت نهایی نیز کاهش یابد. در نتایج آزمایشگاهی نیز این اثر مشاهده شده و ACI از این لحاظ، تطابق خوبی با نتایج عملی دارد. البته اثر جداسدگی همانطور که در نتایج عملی نیز دیده می شود با کاهش سختی FRP، در ضخامتهای بیشتری بروز خواهد کرد. در ACI نیز با توجه به اینکه K_m با افزایش سختی نسبت عکس دارد، این اثر در دو دیاگرام E2 و E3 به چشم می خورد.

نکته دیگر دیاگرام ACI، اثر تغییرات ضخامت FRP در موده های حاکم گسیختگی می باشد. همانطور که در دیاگرام E1 مشاهده می گردد، در ابتدا گسیختگی حاکم پاره شدن FRP همراه با تسلیم شدن فولاد کششی می باشد و با افزایش ضخامت FRP تا حد 0.6 mm دیگر آرماتور داخلی به تسلیم نمی رسد و نهایتاً در 0.9 mm، مود حاکم، جداسدگی FRP بدون تسلیم شدن فولادهای داخلی می گردد. از لحاظ تطابق مود حاکم گسیختگی با نتایج عملی می توان گفت که تنها در محدوده کمی این موضوع نقض شده است. در این مورد همانطور که در جدول ۵-۷ دیده می شود، مقدار تطابق مود حاکم گسیختگی برای نمونه E1 برابر 75% می باشد.

نکته ای که لازم به تذکر است آنستکه نوع گسیختگی ناشی از نتایج عملی، تسلیم شدن یا نشدن فولاد را بررسی نکرده و در حد سه حالت خرد شدن بتن، پارگی FRP و جداسدگی FRP تقسیم بندی می شود.

در دیاگرامهای ISIS در شکلهای ۵-۲ تا ۵-۴ همانطور که انتظار می رود، اثر جداسدگی لحاظ شده و لذا با افزایش ضخامت FRP، مقاومت نهایی مقطع نیز افزایش می یابد. در دیاگرام E1 همانطور که مشاهده می شود، تا ضخامت 1 mm برای FRP، تطابق بسیار خوبی با نتایج عملی

وجود دارد. اما این مسئله تا هنگامی است که جداسازی اثر خود را در نتایج عملی اعمال می کند. بعد از این مرحله، ISIS به روند افزایشی خود ادامه داده، حال آنکه نتایج عملی چیزی غیر از ایسن می باشد. در این دیاگرام نیز به دلیل کم بودن کرنش گسیختگی FRP و یا به عبارتی بالا بودن سختی FRP، مود حاکم گسیختگی در ابتدا پارگی FRP بوده و بعد از آنکه عمق تارخشی به حدی رسید که کرنش بتن فشاری قابلیت رسیدن به کرنش نهایی خود را پیدا کند، مود حاکم به سمت خردشدگی بتن تغییر جهت می دهد. اما روند افزایش عمق تارخشی باعث کاهش کرنش در فولاد شده به حدی که کرنش در فولاد کششی در دیاگرام E1 بعد از ضخامت 0.7 mm و در دیاگرام E2 بعد از ضخامت 1.7 mm از مقدار تسلیمش نیز کمتر می گردد.

همانطور که گفته شد، با کاهش سختی FRP، نتایج عملی به سمتی می رود که دیگر اثر جداسازی تأثیر کمتری داشته و لذا نتایج آیین نامه ها فاصله بیشتری نسبت به نتایج عملی پیدا کرده و در حاشیه ایمنی بیشتری قرار می گیرند. این امر به وضوح به ترتیب در روند دیاگرامهای E1، E2 و E3 مشاهده می گردد. این اثر، با دقت در جدول ۵-۷ نیز تأیید می شود.

با دقت در دیاگرامها می توان مشاهده کرد که دو آیین نامه FIB و BS در بیشتر موارد نزدیک به هم حرکت کرده و نتایج مشابه ای را از خود نشان می دهند. این امر را می توان ناشی از شبیه بودن روابط مربوط به طراحی شان، خصوصا در مبحث جداسازی دانست. تفاوت بارز این دو آیین نامه، علی الخصوص در دیاگرامهای E1 و E2، رسیدن نتایج به مرز عدم تسلیم شدگی فولاد کششی می باشد. قبل از رسیدن به این نقطه از ضخامت FRP و وقوع این پدیده، معمولا FIB دارای نتایج بزرگتری نسبت به BS می باشد. نکته دیگر مربوط به این آیین نامه ها در این است که در اغلب نتایج، مود حاکم گسیختگی از همان ابتدا، جداسازی می باشد و با توجه به اینکه این نوع مود گسیختگی در نتایج تجربی درصد حاکمیت بیشتری را دارد، تطابق مود گسیختگی FIB و BS نسبت به نتایج عملی بسیار بالاتر از ACI و ISIS است؛ اما همانطور که در جدول ۵-۵ ملاحظه می گردد، در FRP نوع E3، به دلیل آنکه سختی FRP کم بوده و پدیده جداسازی کمتر رخ می دهد، این موضوع برعکس شده است و میزان تطابق ACI و ISIS از لحاظ مود گسیختگی بیشتر گردیده است.

با توجه به جدول ۵-۸ و شکل ۵-۵، موضوع نهایی و نتیجه گیری کلی را که می توان گرفت آنستکه ACI با ضریب ایمنی 1.73 و انحراف معیار 0.2057، نزدیکترین نتیجه را داشته در حالیکه BS با ضریب ایمنی 1.93، محافظه کارانه ترین نتایج را ارائه می دهد. از لحاظ مود گسیختگی نیز BS و FIB هم تراز بوده و بدنبال آن به ترتیب ACI و ISIS قرار دارند.

۲-۱-۲-۵ : بخش دوم آزمایش

در این قسمت به بررسی اثر تغییرات ابعادی خود تیر بتن آرمه و به تبع آن عرض لایه FRP و همچنین مقاومت فشاری بتن بر روی میزان افزایش مقاومت نهایی پرداخته می شود. در این آزمایش، از FRP نوع دوم، E2، استفاده شده و برای سه حالت $h/b = 1$ ، $h/b = 0.5$ و $h/b = 4$ ، اثر تغییرات ضخامت FRP مورد بررسی قرار گرفته است. در این نمونه ها نیز مقدار آرماتورهای کششی از رابطه $\rho_s = 0.5\rho_{max}$ ، تبعیت می کند. مقدار ρ_{max} براساس ACI 318-89 بدست می آید که برابر است با $0.75\rho_b$. در این بخش از آزمایش، مقدار مقاومت مشخصه فشاری استوانه ای بتن بین 20 MPa تا 30 تغییر می کند. همانند بخش اول آزمایش، جداول داده ها و نتایج به صورت زیر ارائه می گردد.

جدول ۹-۵ : خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 1$)

پارامترها	E2-1-1		E2-1-2		E2-1-3		E2-1-4	
	20	30	20	30	20	30	20	30
b (mm)	240		240		240		240	
h (mm)	240		240		240		240	
d (mm)	190		190		190		190	
b _f (mm)	200		200		200		200	
t _f (mm)	0.1		0.5		1		2	
n _f	1		1		1		1	
A _s (mm ²)	206	308	206	308	206	308	206	308
f' _c (MPa)	20	30	20	30	20	30	20	30
f _{cu} (MPa)	25	37	25	37	25	37	25	37
f _y (MPa)	600		600		600		600	
f _{tu} (MPa)	2250		2250		2250		2250	
C _E	0.95		0.95		0.95		0.95	
E _s (MPa)	200000		200000		200000		200000	
E _f (MPa)	150000		150000		150000		150000	
γ _{mF}	1.96		1.96		1.96		1.96	
γ _{mE}	1.1		1.1		1.1		1.1	
γ _f	1.35		1.35		1.35		1.35	
φ _f	0.7		0.7		0.7		0.7	

جدول ۵-۱۰: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 0.5$)

پارامترها	E2-2-1		E2-2-2		E2-2-3	
	20	30	20	30	20	30
b (mm)	480		480		480	
h (mm)	240		240		240	
d (mm)	190		190		190	
b _f (mm)	400		400		400	
t _f (mm)	0.1		0.5		1	
n _f	1		1		1	
A _s (mm ²)	411	617	411	617	411	617
f _c (MPa)	20	30	20	30	20	30
f _{cu} (MPa)	25	37	25	37	25	37
f _y (MPa)	600		600		600	
f _{tu} (MPa)	2250		2250		2250	
C _E	0.95		0.95		0.95	
E _s (MPa)	200000		200000		200000	
E _f (MPa)	150000		150000		150000	
γ _{mF}	1.96		1.96		1.96	
γ _{mE}	1.1		1.1		1.1	
γ _f	1.35		1.35		1.35	
φ _f	0.7		0.7		0.7	

جدول ۵-۱۱: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری اول ($h/b = 4$)

پارامترها	E2-3-1		E2-3-2		E2-3-3	
	20	30	20	30	20	30
b (mm)	60		60		60	
h (mm)	240		240		240	
d (mm)	190		190		190	
b _f (mm)	50		50		50	
t _f (mm)	0.1		0.5		1	
n _f	1		1		1	
A _s (mm ²)	51.4	77.2	51.4	77.2	51.4	77.2
f _c (MPa)	20	30	20	30	20	30
f _{cu} (MPa)	25	37	25	37	25	37
f _y (MPa)	600		600		600	
f _{tu} (MPa)	2250		2250		2250	
C _E	0.95		0.95		0.95	
E _s (MPa)	200000		200000		200000	
E _f (MPa)	150000		150000		150000	
γ _{mF}	1.96		1.96		1.96	
γ _{mE}	1.1		1.1		1.1	
γ _f	1.35		1.35		1.35	
φ _f	0.7		0.7		0.7	

جدول ۵-۱۲: نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش اول

نمونه ها			M_{ur} (kN.m)				M_{ur} / M_{uo}				
h/b	f_c	نام	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
1	20	E2-1-1-20	25.26	22.16	24.06	21.94	1.58	1.3	1.21	1.31	1.24
		E2-1-2-20	36.17	27.86	30.42	30.55	2.15	1.86	1.52	1.66	1.73
		E2-1-3-20	37.52	31.84	32.01	36.14	1.84	1.93	1.74	1.75	2.05
		E2-1-4-20	39.73	37.46	34.9	42.17	1.84	2.04	2.05	1.91	2.39
	30	E2-1-1-30	35.1	31.17	33.7	30.72	1.46	1.21	1.14	1.23	1.17
		E2-1-2-30	48.95	38.21	41.44	40.85	2.55	1.68	1.4	1.51	1.55
		E2-1-3-30	56.37	42.74	44.96	48.04	2	1.938	1.57	1.64	1.83
		E2-1-4-30	56.17	49.15	46.36	56.34	2	1.931	1.8	1.69	2.14
0.5	20	E2-2-1-20	50.45	44.24	48.06	43.84	1.54	1.3	1.21	1.32	1.25
		E2-2-2-20	72.31	55.65	60.77	61.07	1.7	1.86	1.53	1.66	1.73
		E2-2-3-20	75.06	63.6	63.98	77.26	1.7	1.93	1.74	1.75	2.05
	30	E2-2-1-30	70.3	62.42	67.44	61.51	1.3	1.21	1.14	1.23	1.17
		E2-2-2-30	97.9	76.5	82.94	81.74	1.6	1.68	1.4	1.51	1.55
		E2-2-3-30	112.7	85.56	90	96.11	1.8	1.93	1.57	1.64	1.82
4	20	E2-3-1-20	6.31	5.53	6	5.48	1.33	1.3	1.21	1.31	1.25
		E2-3-2-20	9.04	7.15	7.84	7.63	1.5	1.86	1.57	1.72	1.73
		E2-3-3-20	9.4	8.22	8.53	9.03	1.5	1.93	1.8	1.87	2.05
	30	E2-3-1-30	8.79	7.81	8.43	7.7	1.22	1.2	1.14	1.22	1.17
		E2-3-2-30	12.25	9.79	10.66	10.22	1.44	1.68	1.43	1.55	1.55
		E2-3-3-30	14.1	11	12	12.01	1.55	1.93	1.61	1.75	1.82

جدول ۵-۱۳: نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش دوم

نمونه ها			M_{ur} / M_{uo}				
h/b	f_c	نام	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
1	20	E2-1-1-20	R	C + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-1-2-20	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-1-3-20	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
		E2-1-4-20	D	C + E	D + E	D + E	C + E
	30	E2-1-1-30	R	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-1-2-30	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-1-3-30	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
		E2-1-4-30	D	C + Y	D + E	D + E	C + E
0.5	20	E2-2-1-20	C	C + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-2-2-20	C	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-2-3-20	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
	30	E2-2-1-30	C	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-2-2-30	C	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-2-3-30	C	C + Y	D + Y	D + E	C + Y

4	20	E2-3-1-20	C	C + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-3-2-20	C	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-3-3-20	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
	30	E2-3-1-30	R	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
		E2-3-2-30	R	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
		E2-3-3-30	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y

C : خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D : جداشدگی FRP (FRP Debonding)

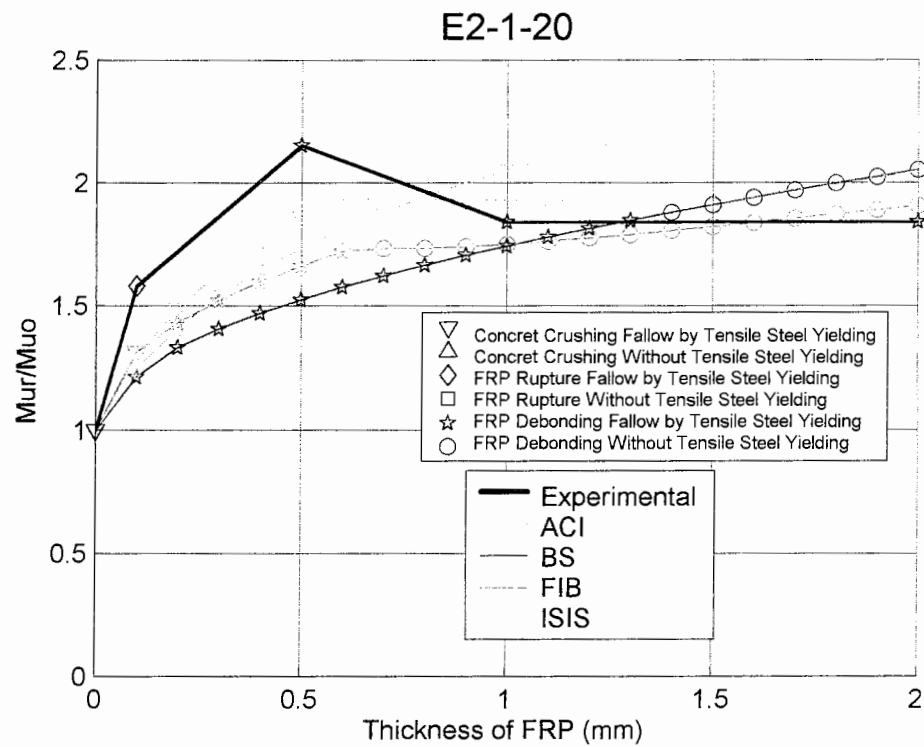
R : پارگی FRP (FRP Rupture)

Y : گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

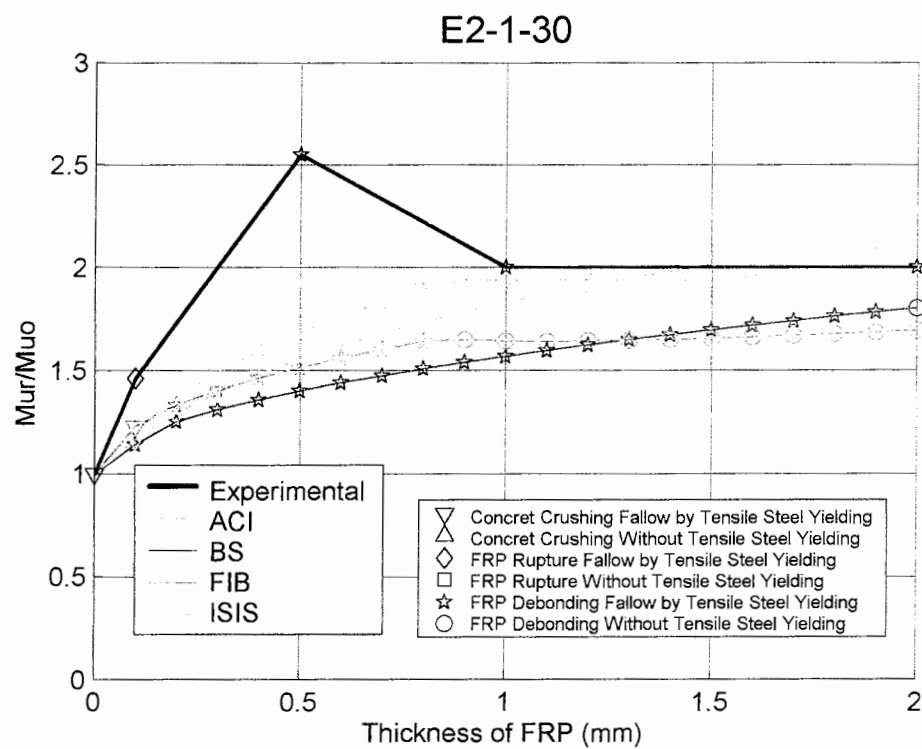
E : گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

جدول ۵-۱۴ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

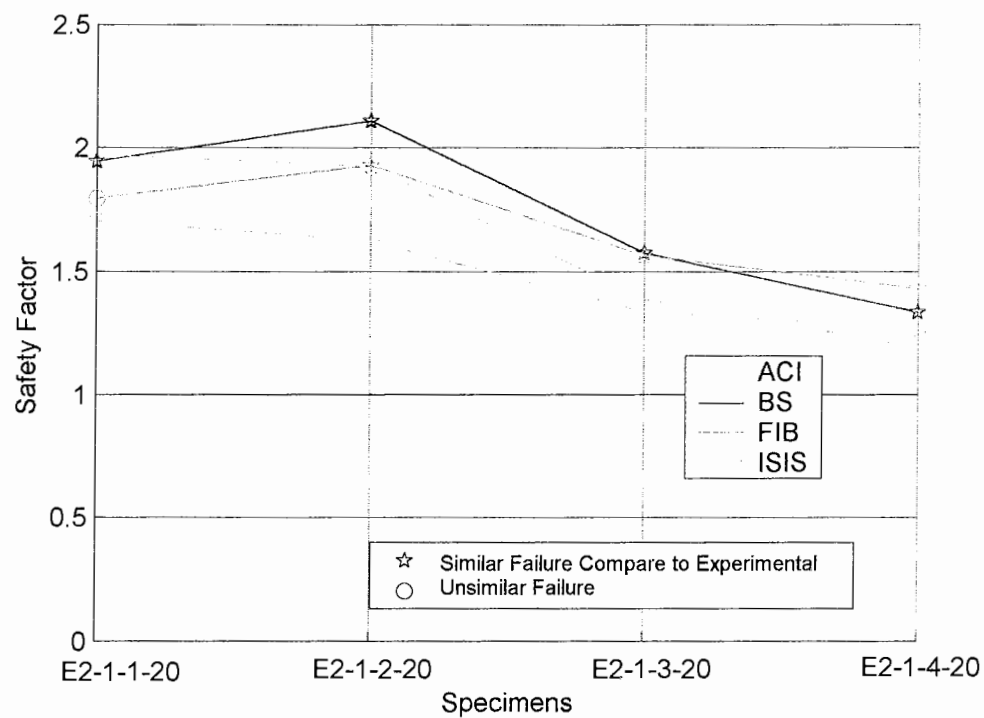
نمونه ها			ACI	BS	FIB	ISIS
h/b	سری نمونه ها	پارامتر				
1	E2-1-20	ضریب ایمنی	1.4838	1.7417	1.6813	1.6189
		انحراف معیار	0.1853	0.3027	0.1928	0.3365
		درصد تطابق گسیختگی	0	100	75	0
	E2-1-30	ضریب ایمنی	1.6823	2.0441	1.9653	1.9037
		انحراف معیار	0.2775	0.3998	0.3180	0.4085
		درصد تطابق گسیختگی	25	100	75	0
0.5	E2-2-20	ضریب ایمنی	1.3964	1.6693	1.5697	1.5703
		انحراف معیار	0.1911	0.1802	0.1228	0.2568
		درصد تطابق گسیختگی	66.67	33.33	66.67	66.67
	E2-2-30	ضریب ایمنی	1.3852	1.7035	1.5955	1.6159
		انحراف معیار	0.088	0.0038	0.0276	0.0782
		درصد تطابق گسیختگی	66.67	0	33.33	100
4	E2-3-20	ضریب ایمنی	1.2201	1.4344	1.3351	1.3736
		انحراف معیار	0.154	0.1619	0.1321	0.2111
		درصد تطابق گسیختگی	66.67	33.33	66.67	66.67
	E2-3-30	ضریب ایمنی	1.253	1.5099	1.3972	1.4565
		انحراف معیار	0.1273	0.0657	0.0702	0.1215
		درصد تطابق گسیختگی	33.33	66.67	33.33	0



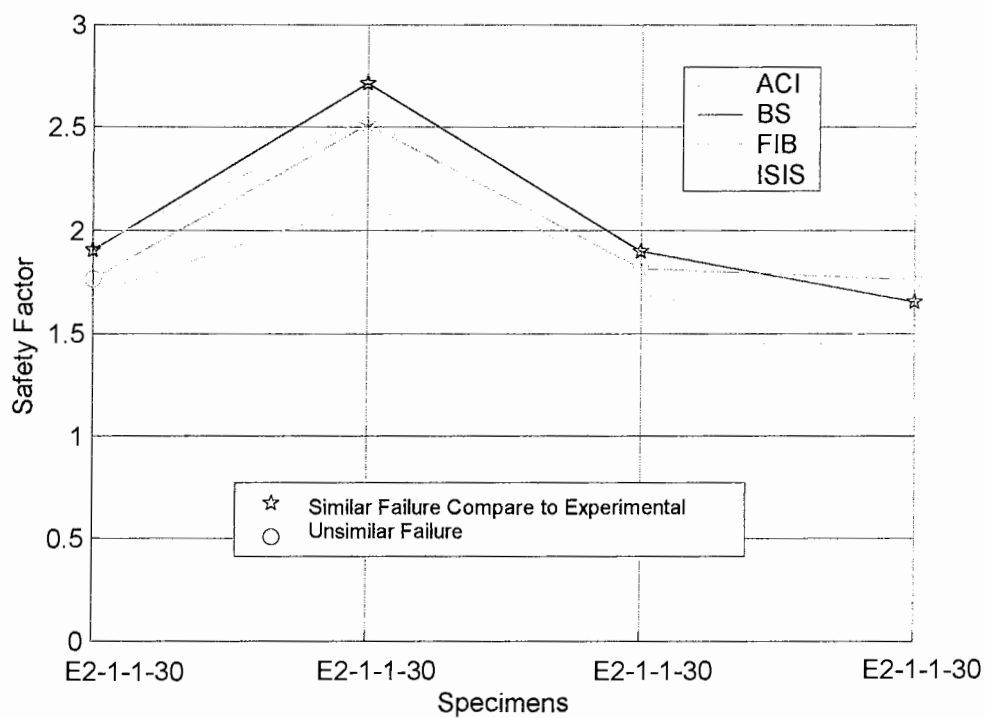
شکل ۵-۶: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 20$ MPa



شکل ۵-۷: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 30$ MPa

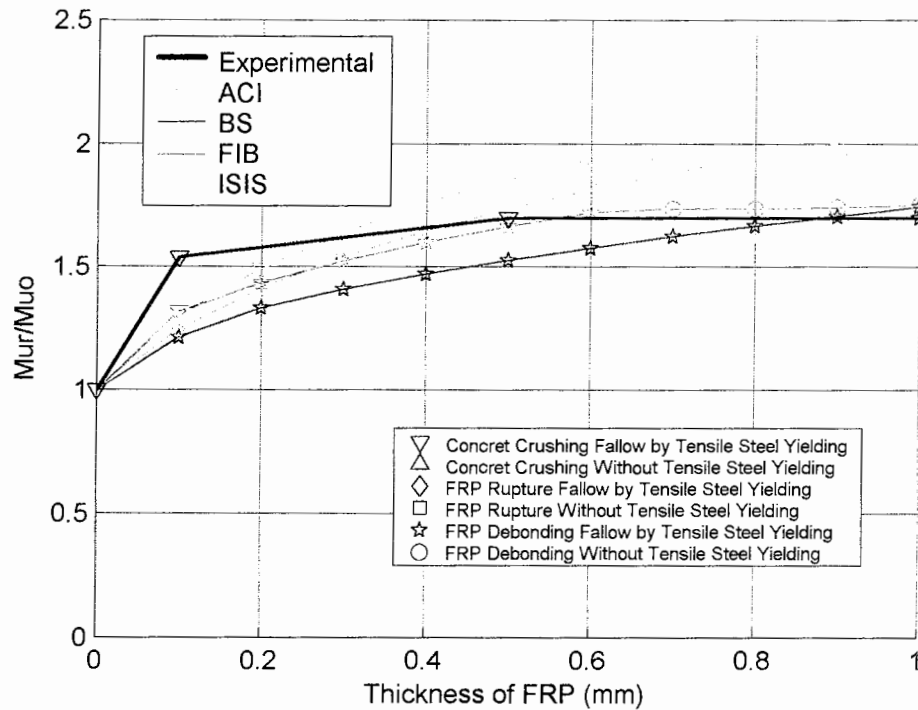


شکل ۵-۸: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 20$ MPa



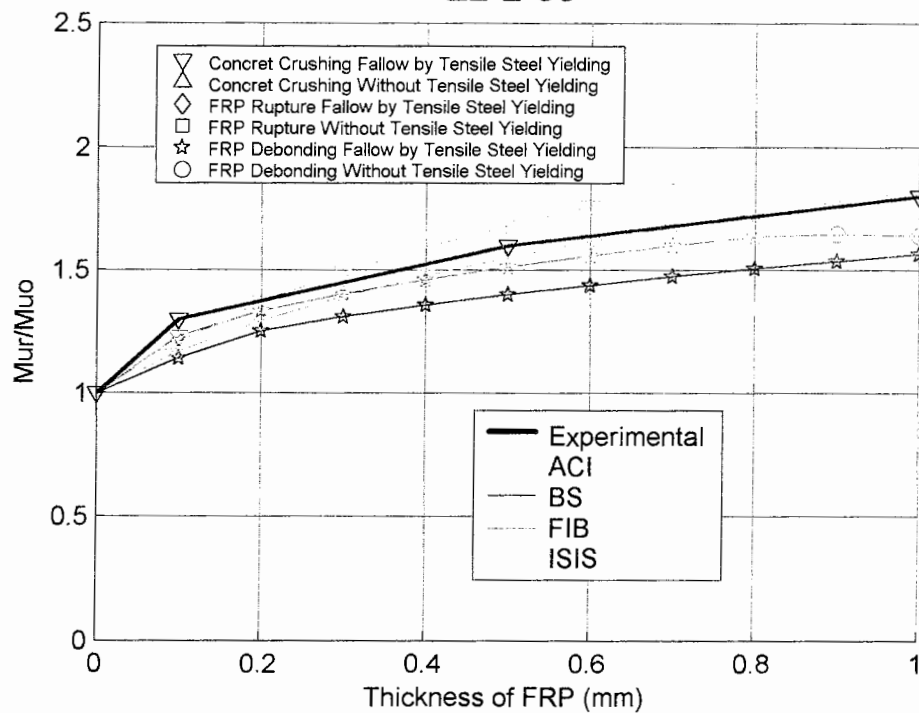
شکل ۵-۹: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 1$ و $f_c = 30$ MPa

E2-2-20



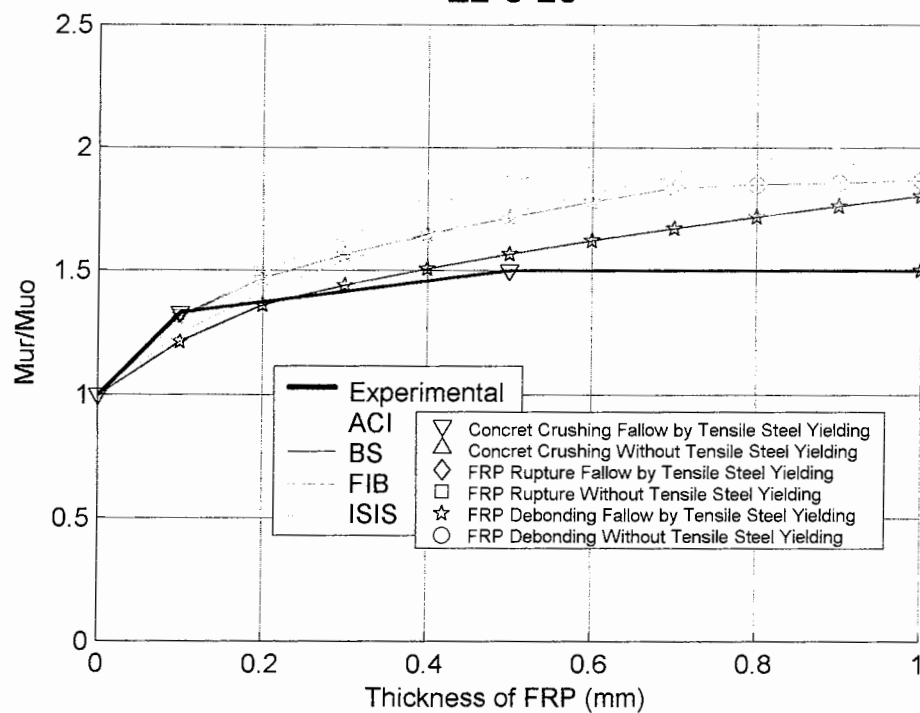
شکل ۵-۱۰: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$ و $f_c = 20$ MPa

E2-2-30



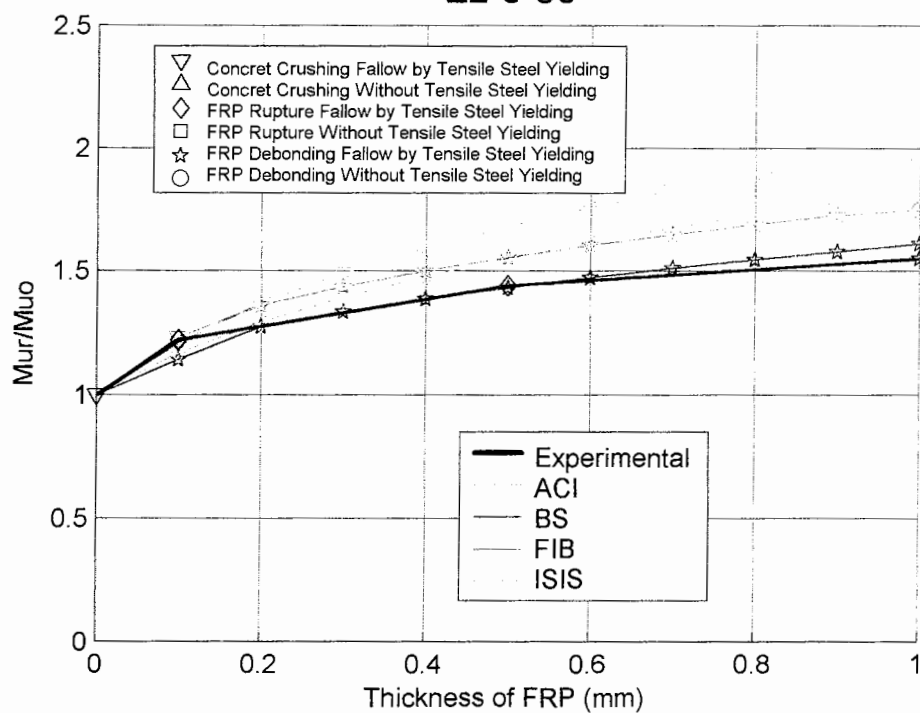
شکل ۵-۱۱: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$ و $f_c = 30$ MPa

E2-3-20

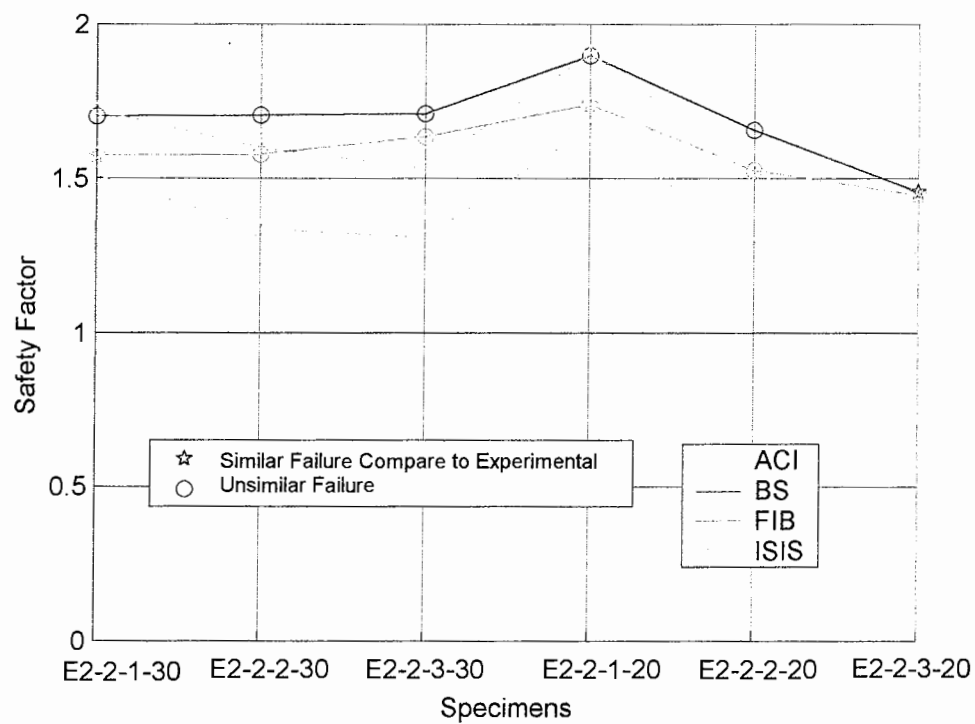


شکل ۵-۱۲: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 4$ و $f_c = 20$ MPa

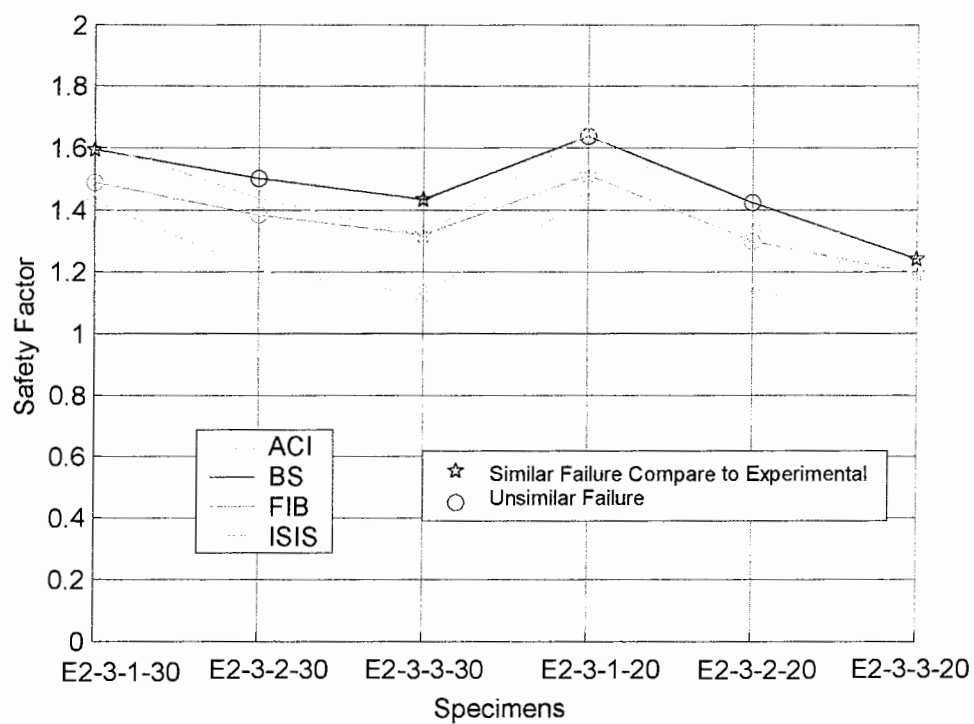
E2-3-30



شکل ۵-۱۳: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای سری نمونه های با $h/b = 4$ و $f_c = 30$ MPa



شکل ۵-۱۴: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 0.5$



شکل ۵-۱۵: تغییرات ضرایب ایمنی برای سری نمونه های با $h/b = 4$

بررسیها و نتایج بدست آمده از این بخش :

با دقت در نتایج محاسبه شده از آیین نامه ها در جداول ۵-۱۲ و ۵-۱۳ و همچنین دیاگرامهای نشان داده شده ، اثر تغییرات ضخامت بر میزان افزایش مقاومت نهایی برای سه حالت $h/b = 0.5$ (E2-2) ، $h/b = 1$ (E2-1) و $h/b = 4$ (E2-3) ، ثابت بوده و بدون تغییر باقی مانده است . مقدار مقاومت نهایی نهایی نیز برای هر کدام به این نسبتها افزایش یافته اند به طوری که برای $h/b = 0.5$ ، مقدار مقاومت نهایی نصف حالت $h/b = 1$ بوده و برای $h/b = 4$ ، چهار برابر حالت $h/b = 1$ است ؛ لذا می توان نتیجه گرفت که اثر افزایش ابعادی کل اجزاء تیر به یک نسبت خاص (به جز ارتفاع تیر و ضخامت FRP) ، تأثیری در اثر تغییرات ضخامت FRP بر میزان افزایش مقاومت نهایی نخواهد گذاشت . اما نتایج عملی چیزی غیر از این را نشان می دهد . به این صورت که در $h/b = 0.5$ و $h/b = 4$ ، این اثر کمتر می گردد به گونه ای که ضریب ایمنی در E2-1 بزرگتر از E2-2 ، بزرگتر از E2-3 می باشد .

نکته ای که در مقایسه بین دو دسته دیاگرام با مقاومت بتن فشاری مختلف به چشم می خورد ، آنستکه با افزایش مقاومت فشاری ، اثر تغییرات ضخامت FRP بر نتایج میزان افزایش مقاومت نهایی حاصل از آیین نامه ها کمی کاسته می گردد . این در حالی است که در نتایج عملی به طور تقریبی در دو حالت آخر (E2-2 و E2-3) از ضخامت 0.7mm و در حالت اول از ضخامت 0.3 mm به بعد ، برعکس این رفتار را شاهد هستیم ؛ لذا می توان گفت همه آیین نامه ها در این مورد بخصوص در روابط طراحی خود دارای کاستی و نقص هستند .

در مورد رفتار ضریب ایمنی نسبت به تغییرات مقاومت فشاری بتن براساس جدول ۵-۱۴ ، می توان گفت که با افزایش مقاومت ، تقریباً در هر سه حالت ، رشد ضریب ایمنی را شاهد هستیم به گونه ای که نتایج محافظه کارانه تر می گردد . در نهایت با دقت در این جدول می توان گفت که همانند قبل ، ACI کمترین ضریب ایمنی و BS بیشترین ضریب ایمنی را داراست . اما از لحاظ تطابق گسیختگی همانند قسمت قبل ، FIB و BS همتراز بوده و بدنبال آن به ترتیب ACI و ISIS قرار دارد .

۵-۲-۱-۳: بخش سوم آزمایش

در این قسمت مراحل دقیقاً همانند بخش اول بوده با این تفاوت که نوع بارگذاری به جای چهارنقطه ای به صورت یکپارچه اعمال می گردد و همچنین نسبت h/b برابر 3 می باشد. همانند بخشهای قبلی می توان جداول و دیاگرامها را به صورت زیر نشان داد. لازم به ذکر است که از لحاظ تئوری با توجه به ظرفیت مناسب برشی تیر، نحوه بارگذاری تأثیری در میزان افزایش مقاومت نهایی نخواهد گذاشت. نکته مهم دیگر آنستکه در نتایج تجربی، نسبت بار نهایی بررسی شده است، اما با توجه به خطی بودن رابطه بین مقاومت نهایی و بار نهایی ($M_u = q_u.L^2/8$) نسبت مقاومت های نهایی برابر نسبت بارهای نهایی خواهد بود.

جدول ۵-۱۵: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E1-U

پارامترها	E1-1-U	E1-2-U	E1-3-U	E1-4-U
b (mm)	80	80	80	80
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b_f (mm)	65	65	65	65
t_f (mm)	0.1	0.5	1	2
n_f	1	1	1	1
A_s (mm ²)	103	103	103	103
f'_c (MPa)	30	30	30	30
f_{cu} (MPa)	37	37	37	37
f_y (MPa)	600	600	600	600
f_{fu} (MPa)	2000	2000	2000	2000
C_E	0.95	0.95	0.95	0.95
E_s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E_f (MPa)	400000	400000	400000	400000
γ_{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ_{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ_f	1.35	1.35	1.35	1.35
ϕ_f	0.7	0.7	0.7	0.7

جدول ۵-۱۶: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E2-U

پارامترها	E2-1-U	E2-2-U	E2-3-U	E2-4-U
b (mm)	80	80	80	80
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b _f (mm)	65	65	65	65
t _f (mm)	0.1	0.5	1	2
n _f	1	1	1	1
A _s (mm ²)	103	103	103	103
f' _c (MPa)	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	37	37	37	37
f _y (MPa)	600	600	600	600
f _{tu} (MPa)	2250	2250	2250	2250
C _E	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	150000	150000	150000	150000
γ _{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	1.35	1.35	1.35	1.35
φ _f	0.7	0.7	0.7	0.7

جدول ۵-۱۷: خصوصیات تیر و FRP مربوط به سری E3-U

پارامترها	E3-1-U	E3-2-U	E3-3-U	E3-4-U
b (mm)	80	80	80	80
h (mm)	240	240	240	240
d (mm)	190	190	190	190
b _f (mm)	65	65	65	65
t _f (mm)	0.1	0.5	1	2
n _f	1	1	1	1
A _s (mm ²)	308	308	308	308
f' _c (MPa)	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	37	37	37	37
f _y (MPa)	600	600	600	600
f _{tu} (MPa)	1500	1500	1500	1500
C _E	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	50000	50000	50000	50000
γ _{mF}	1.96	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	1.35	1.35	1.35	1.35
φ _f	0.7	0.7	0.7	0.7

جدول ۵-۱۸: نتایج ممان نهایی مقطع و میزان افزایش آن نسبت به قبل از تقویت برای بخش سوم

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)				M_{ur} / M_{uo}				
	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
E1-1-U	9.16	10.08	10.66	10.53	1.04	0.94	1.1	1.16	1.19
E1-2-U	14.03	13.94	15.76	16.75	1.4	1.44	1.53	1.72	1.9
E1-3-U	17.39	16.66	16.86	19.9	1.55	1.79	1.82	1.84	2.26
E1-4-U	15.18	19.8	19.57	23.16	1.4	1.56	2.17	2.14	2.63
E2-1-U	11.68	10.38	11.21	10.23	1.04	1.2	1.14	1.22	1.16
E2-2-U	16.23	12.93	14.06	13.55	1.47	1.67	1.42	1.53	1.54
E2-3-U	18.8	14.5	15.73	15.92	1.82	1.93	1.59	1.72	1.81
E2-4-U	18.72	16.73	16.21	18.7	1.63	1.92	1.83	1.77	2.12
E3-1-U	10.53	9.92	9.94	9.33	1	1.08	1.08	1.08	1.06
E3-2-U	12.81	11.43	12.07	10.97	1.29	1.31	1.25	1.32	1.25
E3-3-U	14.75	12.4	13.2	12.43	1.55	1.52	1.36	1.44	1.41
E3-4-U	17.44	13.75	14.8	14.47	2	1.79	1.51	1.61	1.65

جدول ۵-۱۹: نتایج مود گسیختگی حاکم برای بخش سوم

نمونه ها	Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
E1-1-U	R	R + Y	R + Y	R + E	R + Y
E1-2-U	R	R + Y	R + Y	D + E	R + Y
E1-3-U	D	D + E	D + E	D + E	C + E
E1-4-U	D	D + E	D + E	D + E	C + E
E2-1-U	R	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
E2-2-U	R	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E2-3-U	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
E2-4-U	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
E3-1-U	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
E3-2-U	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E3-3-U	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
E3-4-U	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

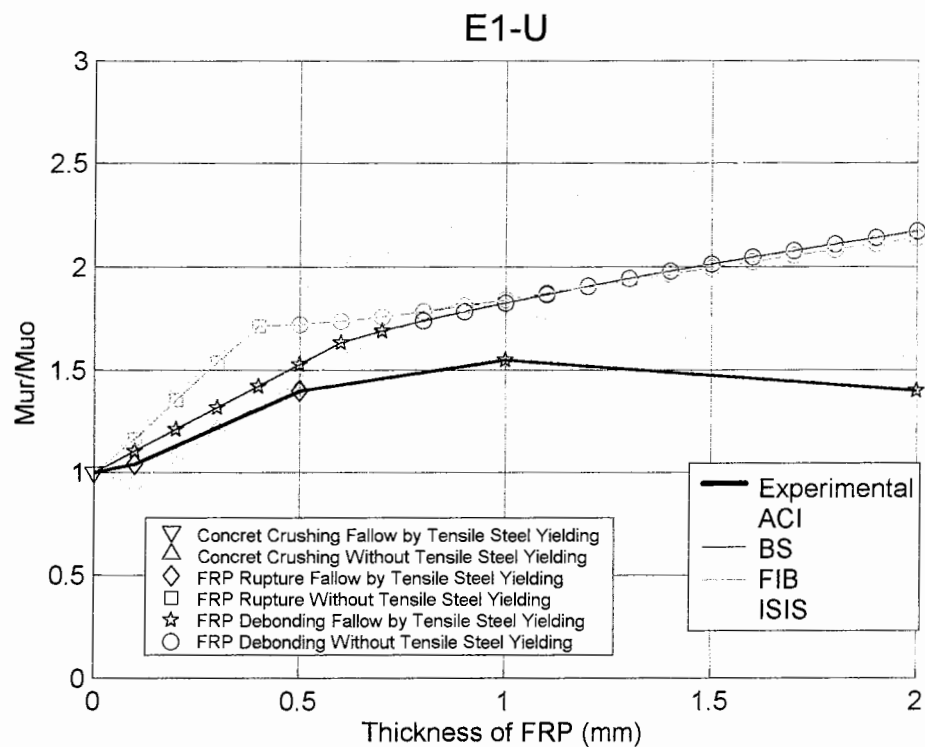
E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

جدول ۵-۲۰: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی در حالت بارگذاری گسترده

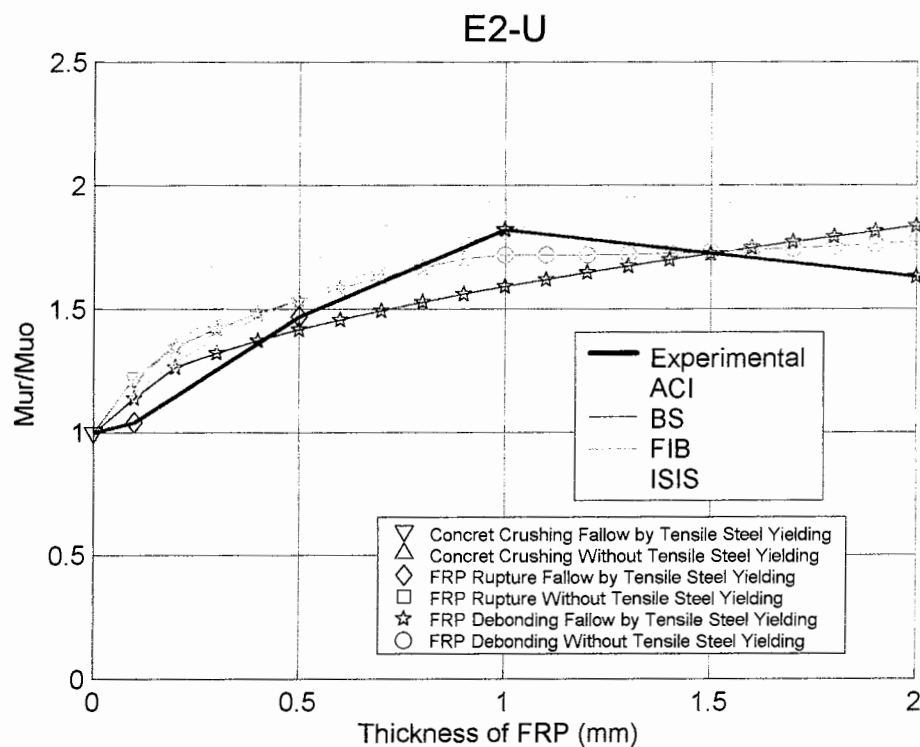
		ACI	BS	FIB	ISIS
E1-U	ضریب ایمنی	1.3487	1.2507	1.194	1.0945
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1301	0.1745	0.1344	0.1891
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	75	50
E2-U	ضریب ایمنی	1.2423	1.4837	1.4119	1.4027
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0498	0.1522	0.1108	0.1366
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	25	75	50	0
E3-U	ضریب ایمنی	1.421	1.6474	1.5718	1.6586
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0975	0.2195	0.1797	0.1519
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	25	100	100	25

جدول ۵-۲۱: میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی برای تمامی سری نمونه های E1-U, E2-U و E3-U

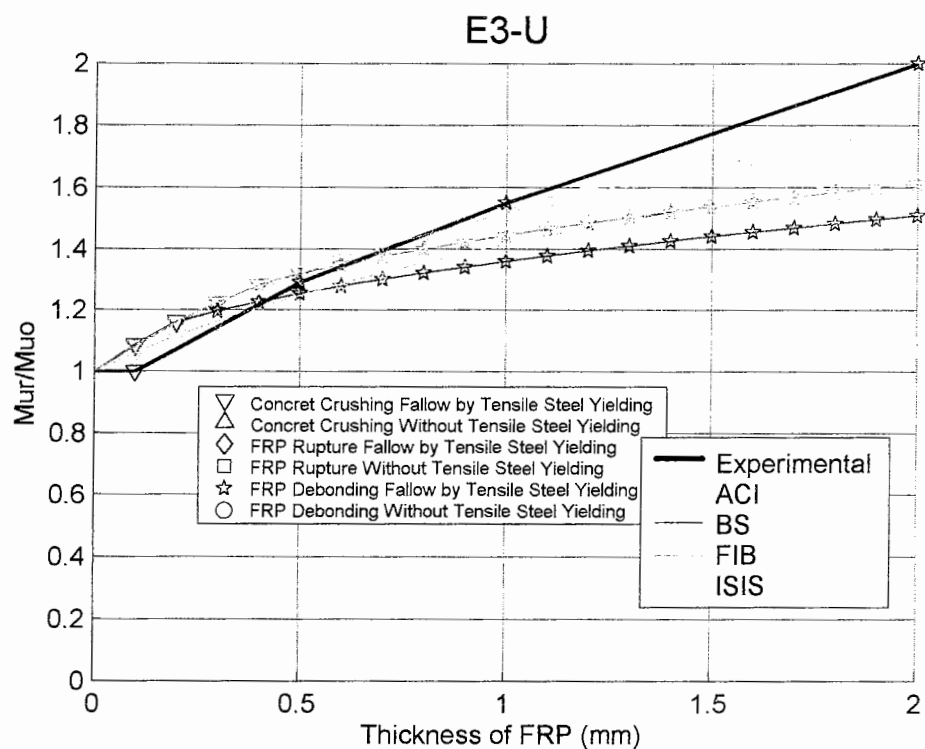
کل نمونه های E1-U, E2-U و E3-U	ACI	BS	FIB	ISIS
ضریب ایمنی	1.3373	1.4606	1.3926	1.3853
انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1226	0.2458	0.2118	0.2811
درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	50	91.67	75	25



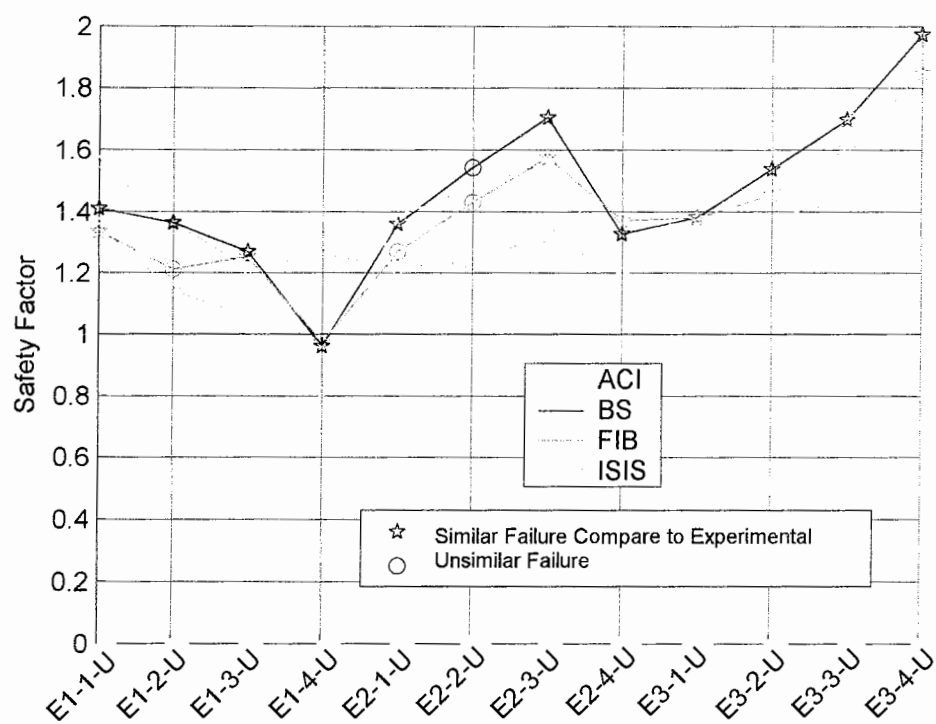
شکل ۵-۱۶: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1 در حالت بارگذاری گسترده



شکل ۵-۱۷: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E2 در حالت بارگذاری گسترده



شکل ۵-۱۸: افزایش نسبی مقاومت نهایی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E3 در حالت بارگذاری گسترده



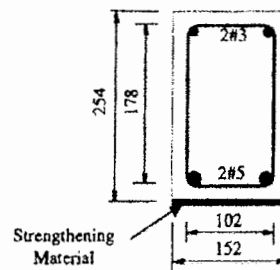
شکل ۵-۱۹: تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف تقویت شده با FRP از نوع E1، E2 و E3 در حالت بارگذاری گسترده

بررسیها و نتایج بدست آمده از این بخش :

در این بخش به دلیل آنکه نسبت ابعادی تأثیر بسیار کمی در روند محاسبه آیین نامه ای برای پارامتر میزان افزایش مقاومت نهایی می گذارد و بدلیل آنکه نحوه بارگذاری در محاسبه میزان مقاومت نهایی از لحاظ تئوری تأثیرگذار نیست ، نتایج تئوری در هر سه حالت E1 ، E2 و E3 تقریباً همانند بخش اول آزمایش خواهد بود . اما در نتایج تجربی تأثیر زیادی نسبت به نحوه بارگذاری و همچنین افزایش نسبت h/b مشاهده می گردد . نحوه تغییرات ضریب ایمنی نیز همانند بخش اول می باشد به گونه ای که به جز ACI در مورد نمونه های با FRP نوع 2 ، ضرایب ایمنی با کاهش سختی FRP ، افزایش می یابد . در این بخش نیز ضریب ایمنی ACI به همراه انحراف معیار آن ، کمترین مقدار را داشته در حالی که BS محافظه کارانه ترین نتایج را ارائه می دهد . از لحاظ تطابق مود گسیختگی حاکم نیز ، ترتیب همانند قبل بوده با این تفاوت که BS درصد بیشتری نسبت به FIB پیدا کرده است . نکته کلی که در بیشتر نمودارهای FIB مشاهده می شود ، تغییر شیب از یک ضخامت به بعد می باشد . علت آن را می توان در روابط طراحی این آیین نامه جستجو کرد . براساس روابط ارائه شده در فصول قبل می توان دید که با افزایش عمق تارخنشی که خود ناشی از افزایش ضخامت و یا عوامل دیگری است ، کرنش بتن فشاری افزایش می یابد . حال با توجه به ضوابط مربوط به ψ و δG در روابط FIB که وابسته به کرنش بتن است ، از مقدار کرنش 0.002 به بعد برای بتن فشاری ، ضابطه محاسبه این دو متغیر ، فرق کرده و لذا اثر خود را در منحنی FIB به صورت دیاگرامهای ارائه شده ، نشان می دهد .

۵-۲-۲: آزمایش دوم مقاومسازی خمشی

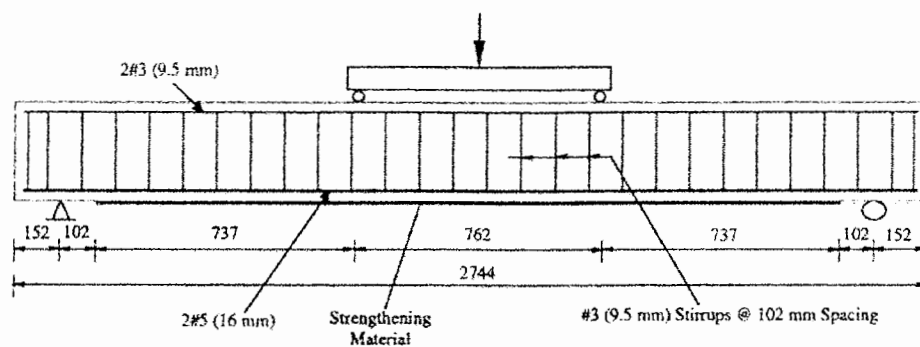
این آزمایش توسط N. F. Grace [۱۶]، انجام شده است. در این آزمایش یکسری تیرهای بتنی با ابعاد ثابت نشان داده شده در شکل ۵-۲۰ توسط لایه های مختلف CFRP با ضخامتها و تعداد لایه های متفاوت به صورت خمشی تقویت شده اند. نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نیز در شکل ۵-۲۱ دیده می شود. پارامترها و داده های لازم جهت طراحی در جدول ۵-۲۲ ارائه گردیده است.



شکل ۵-۲۰: نمایش ابعاد و نحوه تقویت خمشی نمونه ها

جدول ۵-۲۲: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	Control Beam	C-1	C-2	C-3
b (mm)	152	152	152	152
h (mm)	254	254	254	254
d (mm)	216	216	216	216
d' (mm)	38	38	38	38
b_f (mm)	---	152	152	152
t_f (mm)	---	0.13	1.9	1.3
n_f	---	1	1	2
A_s (mm ²)	400	400	400	400
A'_s (mm ²)	142	142	142	142
f'_c (MPa)	55.2	55.2	55.2	55.2
f_{cu} (MPa)	65.2	65.2	65.2	65.2
f_y (MPa)	415	415	415	415
f_{fu} (MPa)	---	340	1310	2800
C_E	---	0.95	0.95	0.95
E_s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E_f (MPa)	---	28333	93571	200000
γ_{mF}	---	1.96	1.96	1.54
γ_{mE}	---	1.1	1.1	1.1
γ_f	---	1.35	1.35	1.2
ϕ_f	---	0.75	0.75	0.75



شکل ۵-۲۱: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها

براساس نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در این آزمایش و همچنین محاسبات انجام شده توسط نرم افزار ، مقدار مقاومت خمشی نهایی مقطع و همچنین نوع شکست در جدول ۵-۲۳ گردآوری شده است . جهت نمایش بهتر این نتایج ، از دیاگرام شکل ۵-۲۲ استفاده می گردد . همچنین جهت مقایسه بهتر آیین نامه ها ، ضریب ایمنی نتیجه شده از نسبت مقادیر آزمایشگاهی به مقادیر تئوری در دیاگرامی به صورت شکل ۵-۲۳ آورده شده است . بعلاوه جدولی از میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها برای هر یک از آیین نامه ها محاسبه شده و ارائه گردیده است . در این آزمایش با توجه به داده های هر یک از نمونه ها که توسط سه نوع CFRP تقویت شده اند ، اثر تغییرات ضخامت بر مقاومت نهایی در دیاگرامهای شکل ۵-۲۴ تا ۵-۲۶ ، رسم شده است .

جدول ۵-۲۳: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
Control	40.15	30.57	28.84	29	27.88	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
C-1	42.75	31.55	29.5	29.74	29	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y
C-2	55.62	64.66	46.44	51.43	60.3	Shear	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
C-3	56.38	53.7	58.95	65.26	79.7	D + Y	D + Y	D + Y	D + E	C + Y

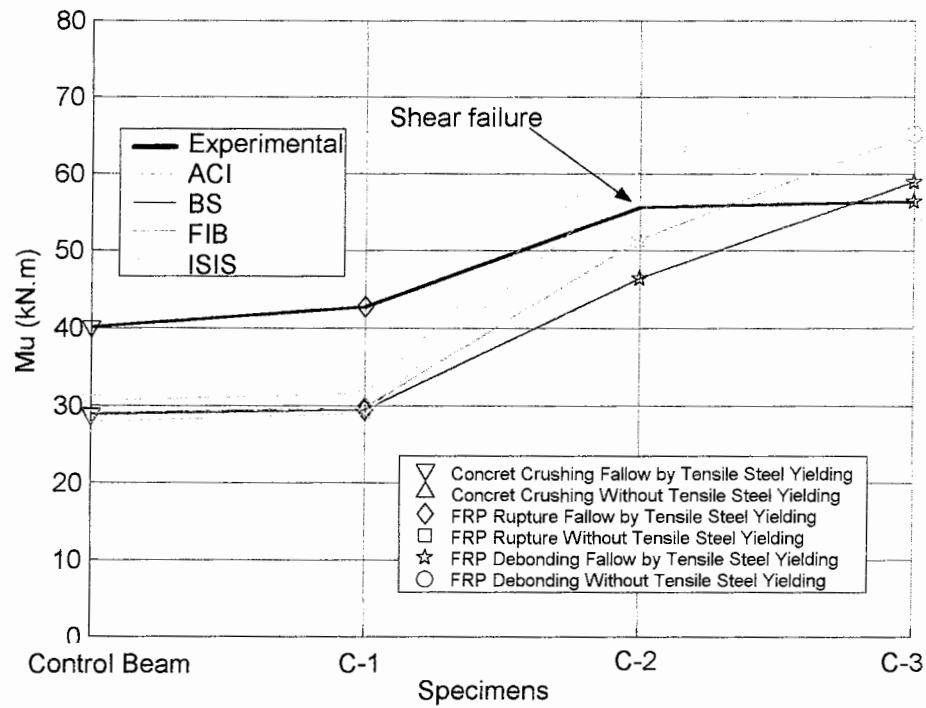
C : خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D : جداشدگی FRP (FRP Debonding)

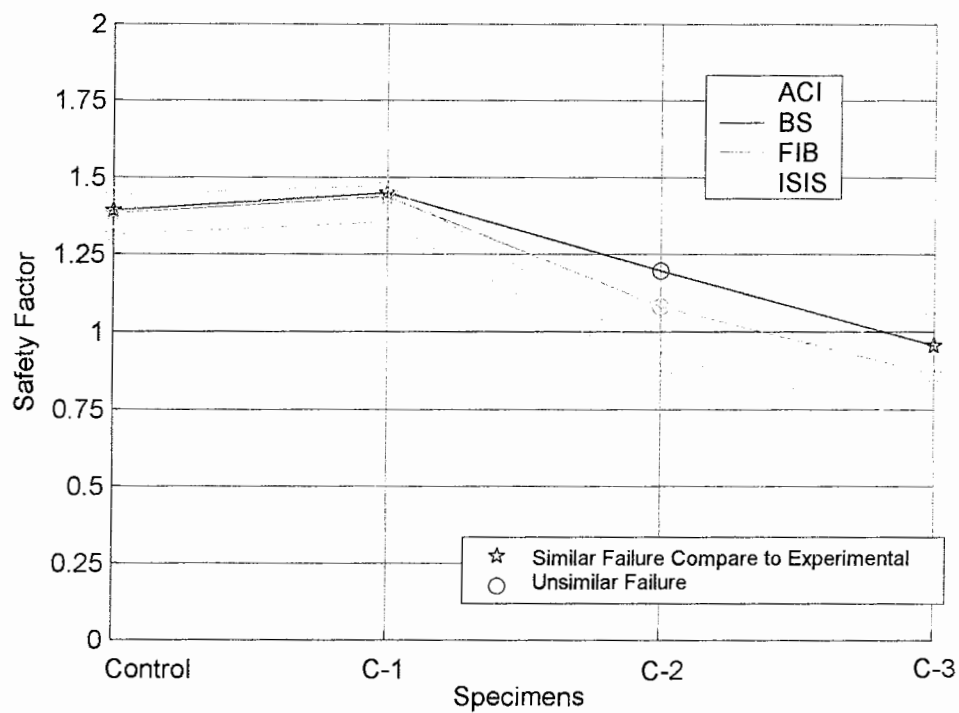
R : پارگی FRP (FRP Rupture)

Y : گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

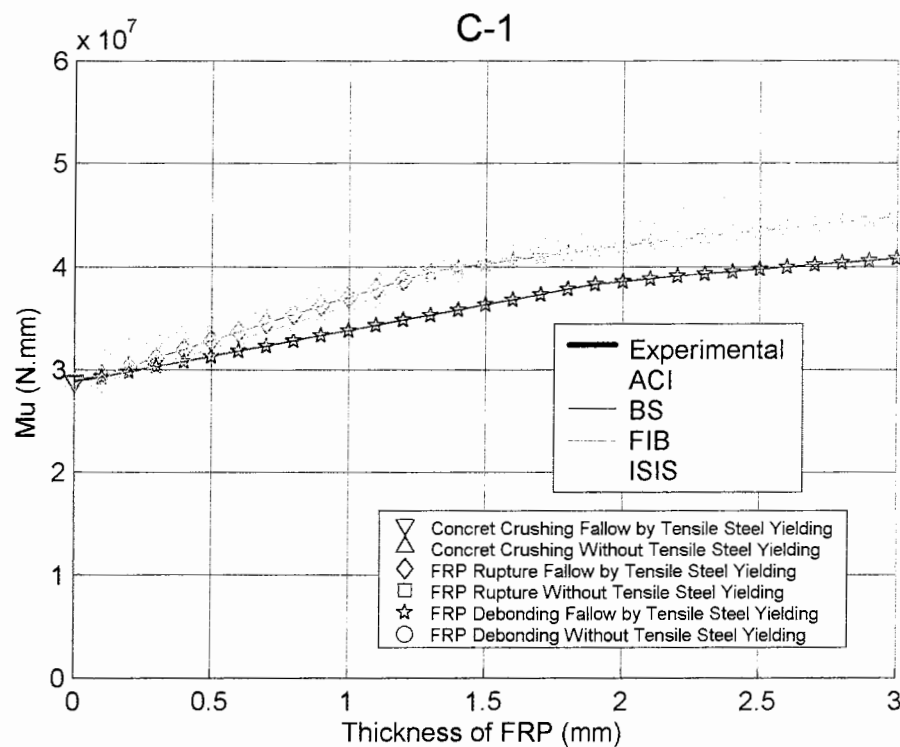
E : گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



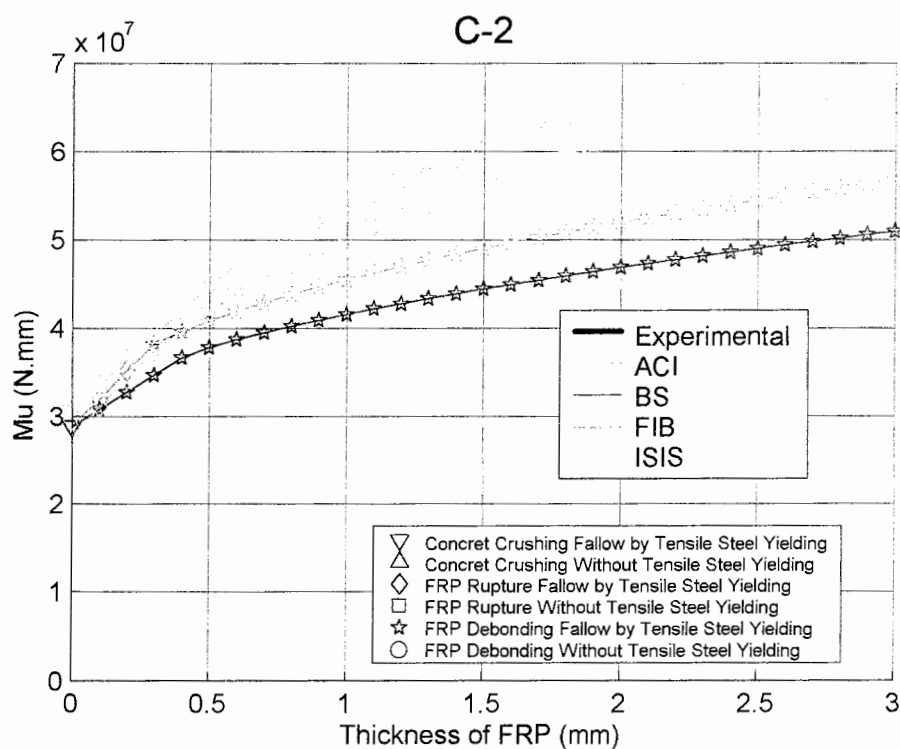
شکل ۵-۲۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها



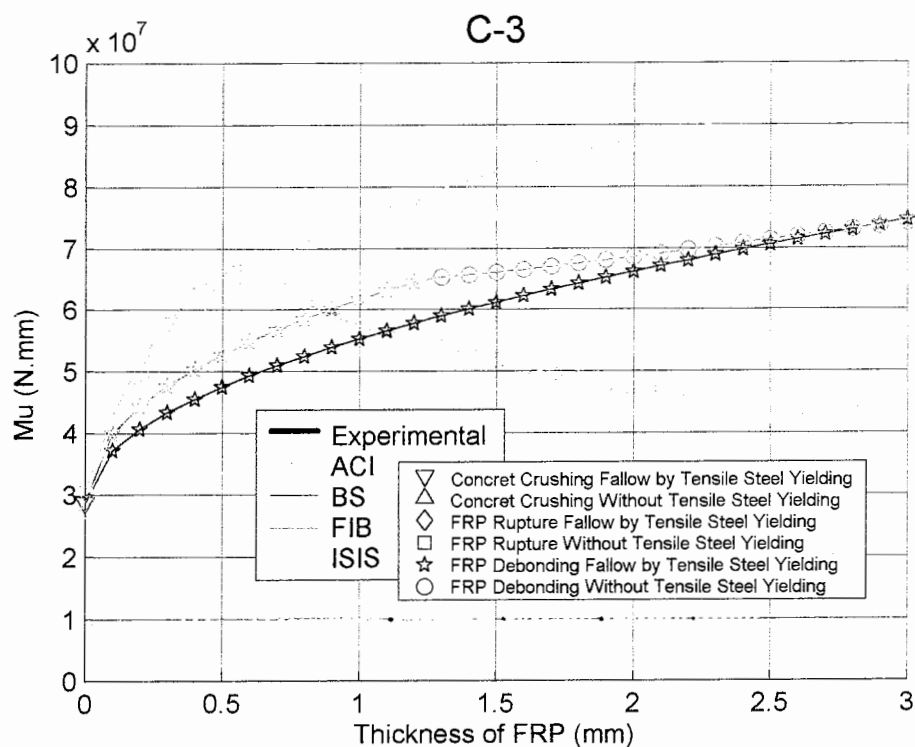
شکل ۵-۲۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف



شکل ۲۴-۵: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-1



شکل ۲۵-۵: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-2



شکل ۵-۲۶: نمایش تأثیر تغییر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه C-3

جدول ۵-۲۴: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.3134	1.3922	1.3845	1.4401
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.0884	1.2011	1.1276	1.0346
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2038	0.2012	0.2364	0.3229
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	66.67	66.67	66.67	33.33
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.1446	1.2488	1.1918	1.1360
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2016	0.1929	0.2330	0.3302
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	75	75	75	50

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

براساس نتایج نشان داده شده در شکل ۵-۲۲، می توان دید که اثر تقویت خمشی تیر با FRP نوع 1 (C-1)، بسیار کم و در حد صفر می باشد. این موضوع توسط نتایج عملی نیز تأیید می گردد. همانطور که قبلا اشاره شد، با افزایش ضخامت FRP، میزان مقاومت نهایی محاسبه شده توسط آیین نامه ها و همچنین نتایج عملی، رشد می یابد. این نتیجه گیری در نتایج نمونه های C-2 و C-3 مشاهده شده است. البته لازم به ذکر است که در نمونه های C-2 و C-3، اثر افزایش مقاومت کششی FRP و همچنین سختی آن در رشد مقاومت نهایی تأثیرگذار بوده است. در مقایسه نتایج بین دو نمونه C-2 و C-3، می توان اینگونه نظر داد که با توجه به اینکه سختی FRP استفاده شده در C-3 از C-2 بیشتر است، حتی با بالاتر بودن ضخامت آن، نتیجه عملی آنها تقریباً یکسان است. این موضوع در ACI، حتی از خود کاهشی نیز نشان داده است که ناشی از تأثیر توأم سختی و ضخامت بالای FRP در نمونه C-3 می باشد. اما در دیگر آیین نامه ها، این اثر بروز نکرده و از C-2 به C-3، یک رشد در مقاومت نهایی مشاهده می گردد. مسئله تطابق جداسدگی نیز در نمونه C-1 به درستی صورت گرفته در حالی که در نمونه C-3 این موضوع برای ISIS صادق نمی باشد و دلیل آن نیز واضح است؛ چراکه ISIS مبحث جداسدگی را کلاً در نظر نمی گیرد.

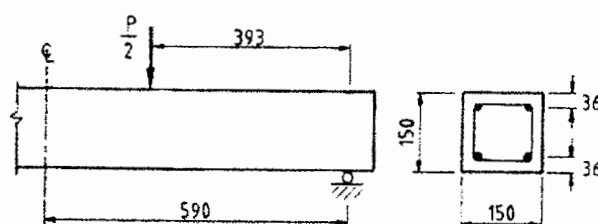
اما نکته ای که در مورد C-2 قابل بررسی می باشد، آنستکه از لحاظ عملی این نمونه به صورت ترکهای قطری برشی گسیخته می گردد و موجب می شود مقاومت نهایی افت کرده و در نتیجه مقدار آن حتی از مقادیر محاسبه شده توسط ACI و ISIS کمتر گردد؛ حال آنکه اگر آرماتورهای برشی به اندازه کافی وجود داشته باشد که از گسیختگی برشی جلوگیری شود، مطمئناً نتیجه عملی مقادیر بالاتری را خواهد داد.

براساس جدول ۵-۲۴ می توان گفت که بعد از مقاومسازی خمشی، ضریب ایمنی متوسط نمونه ها، کاهش چشمگیری داشته است. با توجه به همین جدول می توان گفت که در این سری نمونه ها، ISIS ضریب ایمنی کمتری نسبت به ACI دارد. البته این موضوع پوشیده نماند که انحراف معیار ضرایب ایمنی ISIS بسیار بالاتر از ACI می باشد. در این آزمایش همچنین دوباره BS، محافظه کارانه ترین جوابها را ارائه داده است. از لحاظ تطابق مود گسیختگی حاکم، ACI، BS و FIB در یک سطح بوده و ISIS کمترین درصد تطابق را داراست.

همانطور که گفته شد، جهت مقایسه آیین نامه ها از لحاظ تأثیر ضخامت FRP بر مقاومت نهایی تیر، سه شکل ۵-۲۴ تا ۵-۲۶ رسم شده است. همانطور که مشاهده می شود، دیاگرامها دقیقاً همانند قسمت ۵-۲-۱-۱ برای نمونه های E1، E2 و E3 رفتار کرده و با افزایش ضخامت FRP، مقاومت نهایی مقطع رشد کرده است. این موضوع در مورد دیاگرام ACI شبیه به آزمایش اول، دارای یک حد و مرزی بوده که این مرز که ناشی از جداسدگی FRP است، با افزایش سختی FRP در ضخامتهای کمتری از آن اتفاق می افتد (نمونه C-3). مباحث مربوط به مود گسیختگی حاکم نیز دقیقاً همانند آزمایش اول می باشد که از تکرار آن صرف نظر می شود.

۳-۲-۵: آزمایش سوم مقاومسازی خمشی

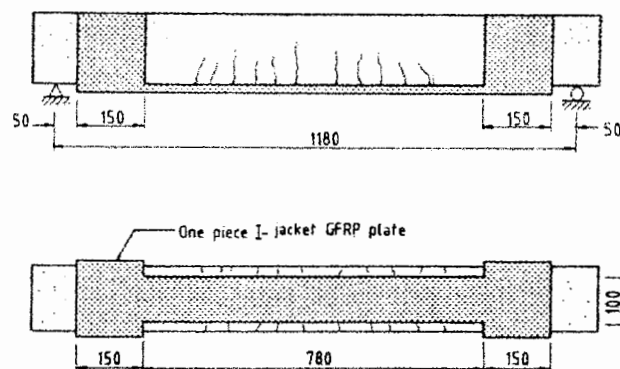
در این آزمایش که توسط A. Sharif [۲۶]، صورت گرفته است، یک تیر بتن آرمه توسط GFRP به صورت خمشی مقاومسازی شده است. همانطور که در شکل ۲۷-۵ دیده می شود، بارگذاری به صورت چهار نقطه ای با تکیه گاه ساده است. در این آزمایش پنج نمونه مورد بررسی قرار می گیرد. اولین نمونه، تیر شاهد می باشد که تقویت نمی گردد. سه نمونه بعدی به ترتیب هر کدام توسط یک، دو و سه لایه GFRP تقویت شده اند. نمونه پنجم همانند نمونه چهارم بوده با این تفاوت که انتهای لایه FRP توسط دو لایه دیگر FRP که به صورت عمود بر محور طولی تیر نصب شده اند، مهار گردیده است (شکل ۲۸-۵).



شکل ۲۷-۵: ابعاد و نحوه بارگذاری نمونه ها

جدول ۲۵-۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	CB	P1	P2	P3	P3J
b (mm)	150	150	150	150	150
h (mm)	150	150	150	150	150
d (mm)	114	114	114	114	114
d' (mm)	36	36	36	36	36
b _f (mm)	---	100	100	100	100
t _f (mm)	---	1	2	3	3
n _f	---	1	1	1	1
A _s (mm ²)	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08
A' _s (mm ²)	56.55	56.55	56.55	56.55	56.55
f' _c (MPa)	37.7	37.7	37.7	37.7	37.7
f _{cu} (MPa)	47.7	47.7	47.7	47.7	47.7
f _y (MPa)	450	450	450	450	450
f _{fu} (MPa)	---	170	170	170	170
C _E	---	0.75	0.75	0.75	0.75
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	14900	14900	14900	14900
γ _{mF}	---	4.2	4.2	4.2	4.2
γ _{mE}	---	1.8	1.8	1.8	1.8
γ _f	---	1.3	1.3	1.3	1.3
φ _f	---	0.65	0.65	0.65	0.65



شکل ۵-۲۸: نحوه تقویت و مهار نمونه ها به وسیله FRP

نتایج بدست آمده از آزمایش و محاسبات در جدول ۵-۲۶ ارائه شده است. نکته ای که قابل ذکر می باشد، آنستکه در آیین نامه ها برای تعریف نمونه P3J که در انتها مهار شده است با یک ساده سازی اینگونه رفتار می شود که ضابطه کنترل کننده جداشدگی حذف می شود. همانطور که مشاهده می گردد، این اثر در آیین نامه ها به جز ISIS تأثیرگذار می باشد و علت آن اینستکه در آیین نامه ISIS، ضابطه ای جهت کنترل جداشدگی وجود ندارد. به منظور نمایش بهتر نتایج از دیاگرام شکل ۵-۲۹ استفاده می شود.

جدول ۵-۲۶: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (Kn.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
CB	10.41	7.1	6.62	6.58	6.28	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
P1	13.16	8.09	7.02	8.07	7.6	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y
P2	13.36	9.19	7.42	9.67	8.91	D	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y
P3	12.97	10.28	7.82	10.67	9.87	D	R + Y	R + Y	D + Y	C + Y
P3J	16.11	10.65	7.82	11.24	9.87	C + Y	R + Y	R + Y	R + Y	C + Y

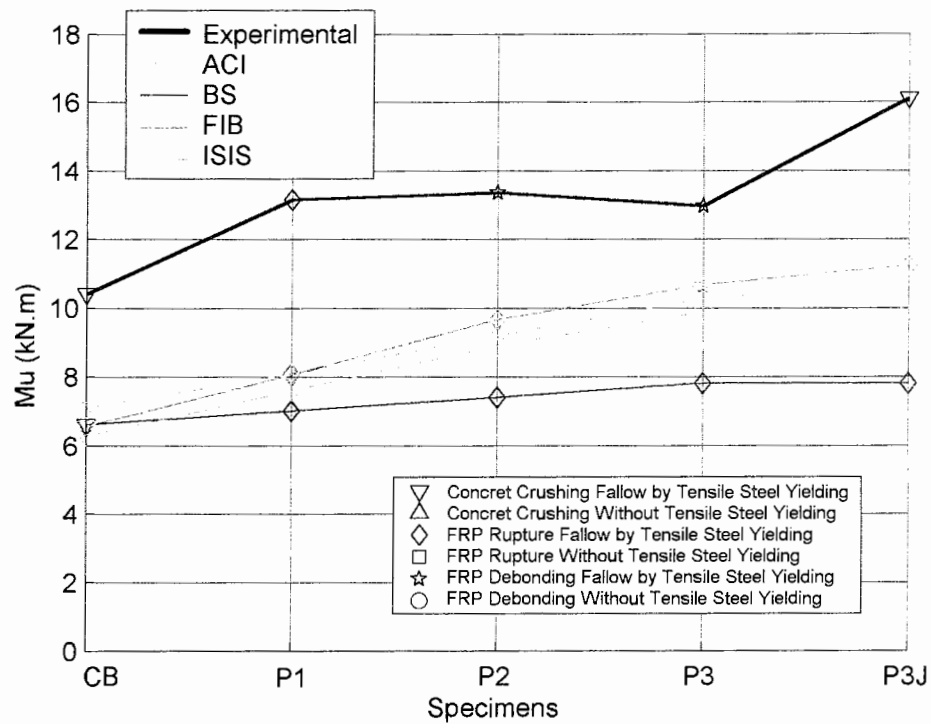
C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

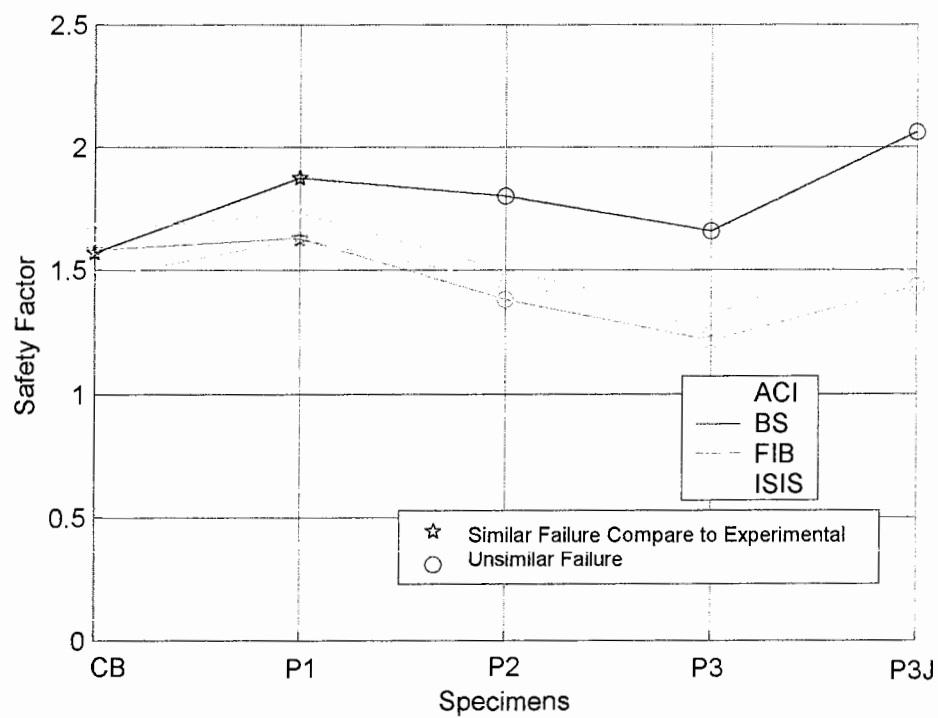
R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



شکل ۵-۲۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها



شکل ۵-۳۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۲۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.4662	1.5725	1.5821	1.6576
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.4637	1.8485	1.4153	1.5443
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1322	0.1448	0.1481	0.1564
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	25	25	50	50
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.4642	1.7933	1.4486	1.5670
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1182	0.1701	0.1483	0.1470
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	40	40	60	60

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

همانطور که مشاهده می شود با افزایش تعداد لایه های FRP، مقدار مقاومت نهایی برای نتایج تئوری رشد می نماید. میزان این رشد در سه آیین نامه ACI، FIB و ISIS تقریباً برابر بوده در حالیکه برای BS بسیار کمتر می باشد. در نتایج عملی با استفاده از دو لایه و یا بیشتر از FRP، برای مقاومسازی، پدیده جداشدگی بروز کرده و باعث کاهش درصد افزایش مقاومت نهایی می گردد. این در حالی است که با مهار کردن انتهای FRP در نمونه P3J، مانع از جداشدگی گردیده و افزایش چشمگیری در مقاومت نهایی مشاهده می شود. اثر این مهار در ACI و FIB کمتر بوده و در مورد ISIS و BS صفر می باشد. علت عدم افزایش در مورد ISIS در آزمایشهای قبل اشاره شد؛ اما در مورد BS می توان اینگونه توجیه کرد که چون در نمونه P3، مود حاکم گسیختگی، پارگی FRP بوده نه جداشدگی، بنابراین با مهار کردن FRP هیچ تأثیری در مقاومت نهایی تیر دیده نخواهد شد. سؤالی که در مورد ACI پیش می آید، آنستکه چطور ACI دچار این پدیده نشده است و حال آنکه گسیختگی حاکم در نتایج ACI برای نمونه P3 نیز پارگی FRP است. دلیل این امر را می توان در حذف K_m از روابط مربوط به ACI در هنگام مهار کردن FRP دانست؛ چراکه K_m خود به مقدار 0.9 محدود بوده و با مهار کردن FRP می توان در محاسبات آن را برابر 1.0 فرض نمود؛ لذا، اندکی رشد در نمونه مهارشده P3J نسبت به P3 مشاهده می شود.

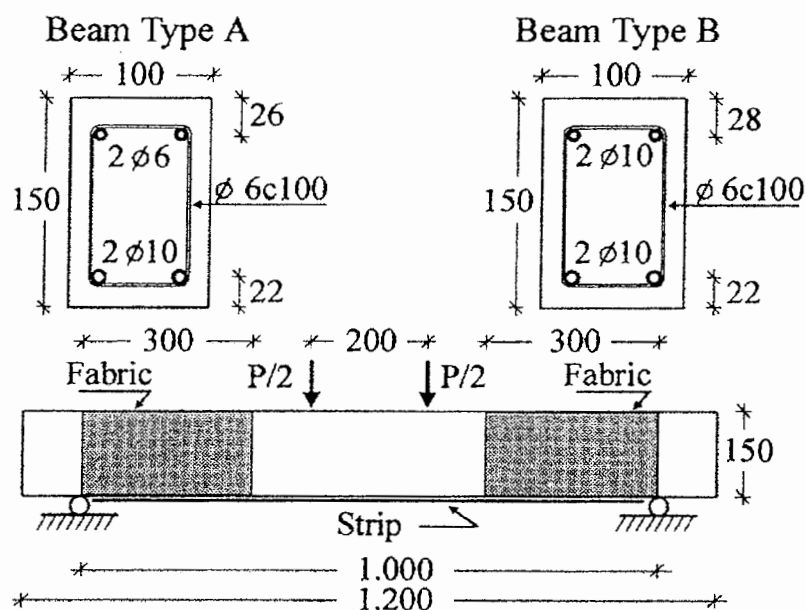
از لحاظ ضرایب ایمنی، همانطور که در شکل ۵-۳۰ دیده می شود، با نصب یک لایه از FRP (P_1)، در ابتدا ضریب ایمنی افزایش یافته اما در ادامه با بروز پدیده جداشدگی در نتایج عملی و عدم بروز آن در نتایج تئوری، ضریب ایمنی کاهش می یابد. اما با مهار FRP در نمونه P3J، مقدار آن دوباره افزایش می یابد. از نظر کلی FIB کمترین ضریب ایمنی را داشته در حالیکه مقدار ضریب ایمنی ACI نیز نزدیک به FIB می باشد. در این سری نمونه ها نیز، BS بیشترین ضریب ایمنی را داراست. از لحاظ مود گسیختگی حاکم، ISIS و FIB هر دو 50% و ACI و BS، 25% با نتایج عملی تطابق دارند.

۵-۲-۴: آزمایش چهارم مقاومسازی خمشی

این آزمایش توسط M. Valcuende [۳۳]، صورت گرفته و همانند آزمایش قبلی می باشد با این تفاوت که در این آزمایش از CFRP به جای GFRP استفاده شده و همچنین تنها یک لایه از FRP مورد استفاده قرار گرفته است. داده های لازم در جدول ۵-۲۸ ارائه شده است. لازم به ذکر است که همانند آزمایش قبل، در دو سری از آزمایشهای صورت گرفته، یک تیر توسط فابریکهای FRP مهار گردیده است (نمونه های A-SF و B-SF). نحوه بارگذاری، آرماتوربندی و مقاومسازی در شکل ۵-۳۱ نشان داده شده است. جداول و دیاگرامها همانند حالت قبل تکرار می گردد.

جدول ۵-۲۸: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	A-C	A-S1	A-SF	B-C	B-S1	B-SF
b (mm)	100	100	100	100	100	100
h (mm)	150	150	150	150	150	150
d (mm)	128	128	128	128	128	128
d' (mm)	28	28	28	28	28	28
b _f (mm)	---	50	50	---	50	50
t _f (mm)	---	1.2	1.2	---	1.2	1.2
n _f	---	1	1	---	1	1
A _s (mm ²)	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08
A' _s (mm ²)	56.55	56.55	56.55	157.08	157.08	157.08
f _c (MPa)	38.24	39.45	38.24	37.31	41.56	37.31
f _{cu} (MPa)	48.24	49.45	48.24	47.31	51.56	47.31
f _y (MPa)	500	500	500	500	500	500
f _{tu} (MPa)	---	2600	2600	---	2600	2600
C _E	---	0.95	0.95	---	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	165000	165000	---	165000	165000
γ _{mF}	---	1.96	1.96	---	1.96	1.96
γ _{mE}	---	1.1	1.1	---	1.1	1.1
γ _f	---	1.2	1.2	---	1.2	1.2
φ _f	---	0.75	0.75	---	0.75	0.75



شکل ۵-۳۱: نحوه بارگذاری، آرماتوربندی و مقاومسازی نمونه ها

جدول ۵-۲۹: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
A-C	11.58	8.18	7.7	7.7	7.4	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
A-S1	15.7	13.84	11.8	12.44	12.3	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
A-SF	16.3	13.61	14.15	14.01	12.15	D	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
B-C	12.02	8.16	7.66	7.65	7.37	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
B-S1	14.05	14.9	11.87	12.7	13.9	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
B-SF	15.21	14.5	15.7	15.71	13.51	D	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y

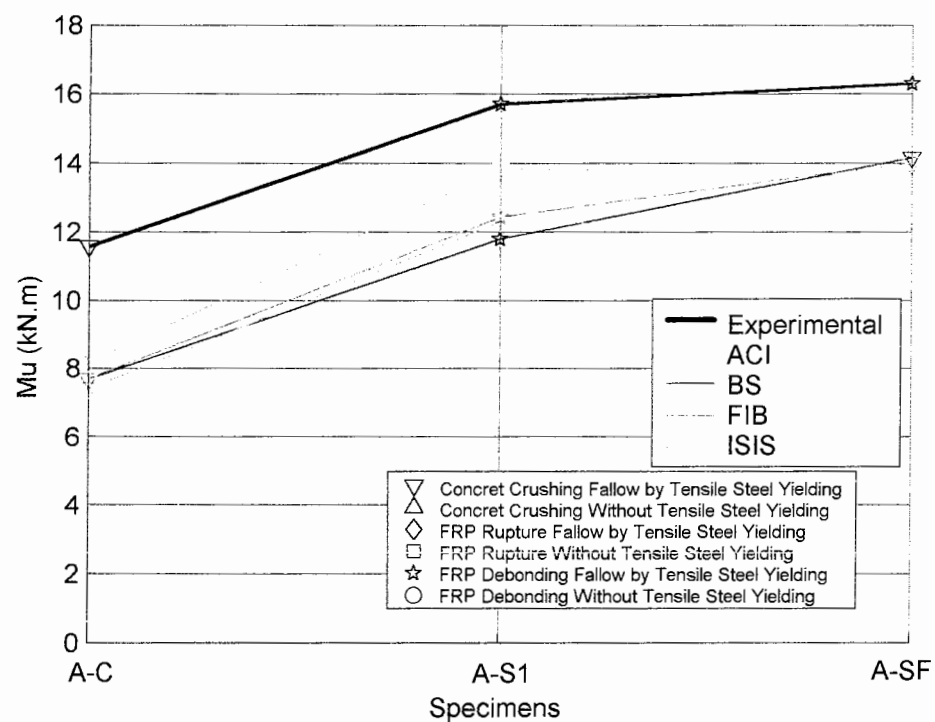
C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جدشدگی FRP (FRP Debonding)

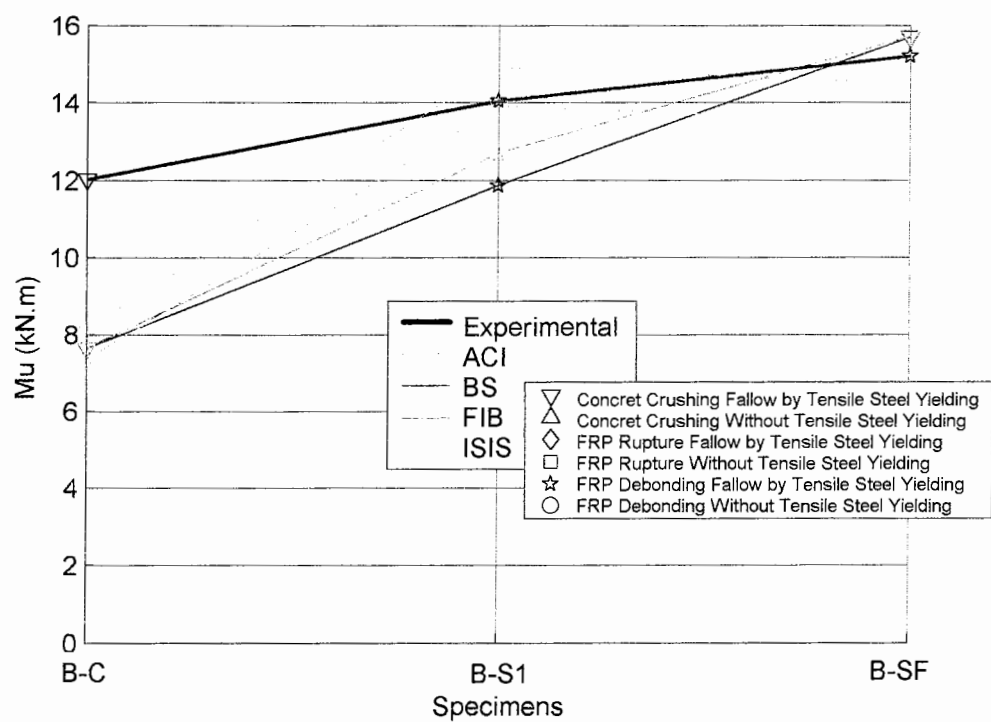
R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

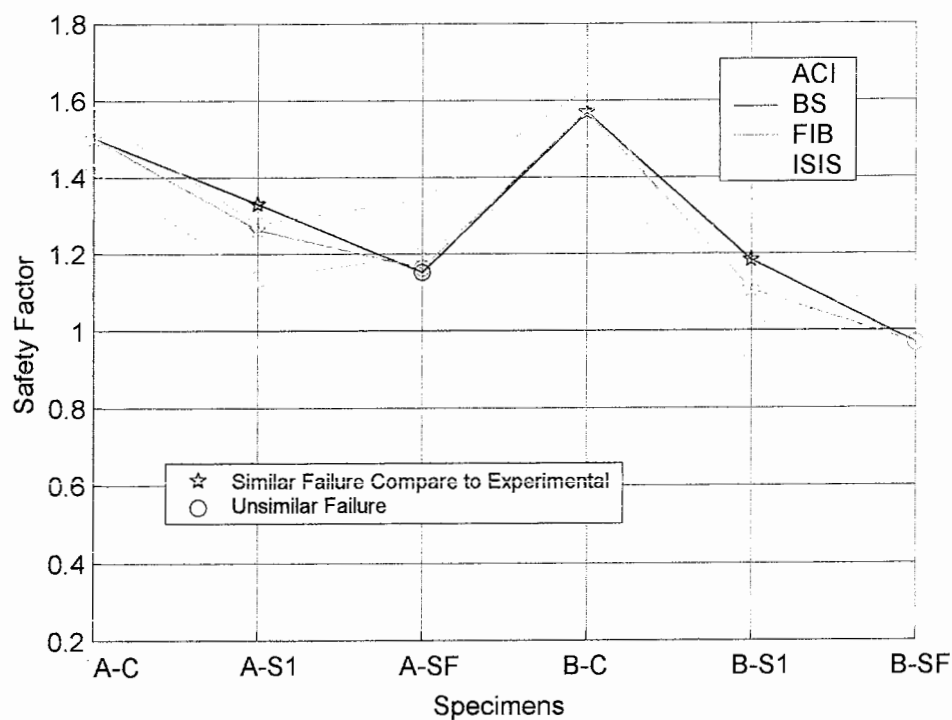
E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



شکل ۵-۳۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری A



شکل ۵-۳۳: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری B



شکل ۵-۳۴: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۳۰: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد A-C	ضریب ایمنی	1.4156	1.5039	1.5039	1.5649
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد B-C	ضریب ایمنی	1.473	1.5692	1.5712	1.6309
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP سری A	ضریب ایمنی	1.166	1.2412	1.2128	1.3090
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0316	0.0893	0.0493	0.0326
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	50	50	0
تیرهای تقویت شده با FRP سری B	ضریب ایمنی	0.9960	1.0762	1.0372	1.0683
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0530	0.1074	0.0691	0.0575
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	50	50	0
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.2021	1.2847	1.2625	1.3251
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1890	0.2077	0.2139	0.2207
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	33.33	66.67	66.67	33.33

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

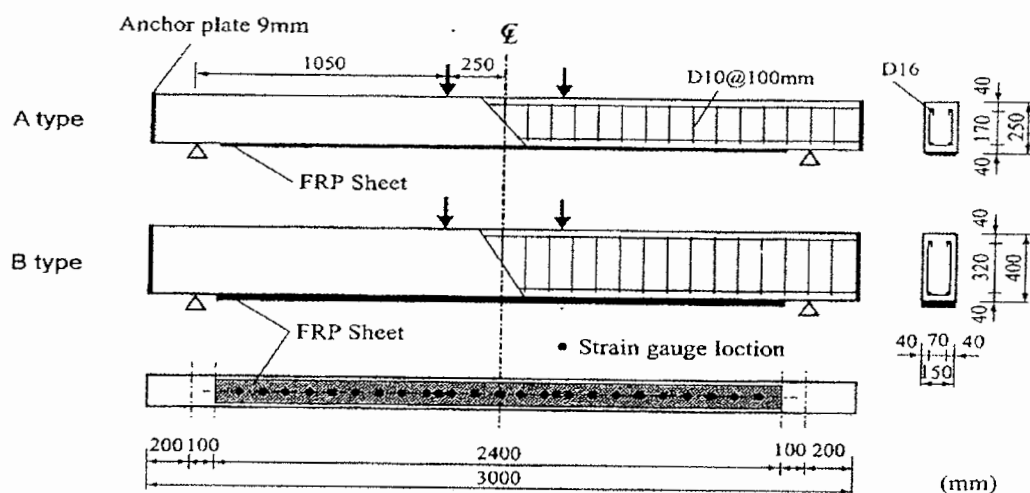
در سری اول (نمونه های سری A) ، همانطور که در نتایج عملی مشاهده می شود ، با نصب یک لایه CFRP ، مقاومت نهایی نیز افزایش می یابد . همچنین با مهار FRP ، درصد اندکی افزایش نسبت به حالت قبل از مهاربندی در مقاومت نهایی دیده می شود . علت افزایش کم در این سری از آزمایشها را می توان در عدم عملکرد کامل مهار دانست ، چراکه خود مهار نیز دچار پارگی شده و سپس لایه FRP از بستر بتنی جدا می گردد . البته لازم به ذکر است که نمونه مهار شده دارای مقاومت فشاری بتن کمتری نسبت به نمونه مهار نشده می باشد و این موضوع اندکی تأثیر در نتایج می گذارد . در دیاگرام ACI به دلیل آنکه اصلاً مود گسیختگی قبل از مهاربندی ، جداسدگی نمی باشد و همچنین چون مقاومت فشاری بتن در نمونه مهار شده کمتر است ، عمل مهاربندی تأثیری در نتایج آن نگذاشته و مقاومت نهایی در این حالت از حالت قبل از مهاربندی ، اندکی کمتر می گردد . این موضوع در هر دو سری نمونه ها مشاهده شده است . اما در دو سری دیاگرام FIB و BS به دلیل آنکه مود حاکم گسیختگی قبل از مهارشدگی FRP ، جداسدگی می باشد ، اثر مهارشدگی که عملکرد آن به طور کامل فرض می گردد ، بسیار مشهود است . در مورد ضرایب ایمنی همانطور که در شکل نشان داده شده است ، بعد از مقاومسازی کاهش می یابد . این در حالی است که ACI به طور مجدد کمترین ضریب ایمنی و انحراف معیار را داشته ولی در این سری نمونه ها ISIS بیشترین مقدار ضریب ایمنی را داراست . بین FIB و BS نیز، نتایج BS محافظه کارانه تر می باشد . از لحاظ تطابق مود حاکم گسیختگی ، FIB و BS در یک اندازه بوده و نسبت به ISIS و ACI نتایج بهتری را ارائه کرده اند . از مقایسه دو سری نمونه A و B که در مقدار فولاد فشاری و اندکی نیز در مقاومت فشاری بتن اختلاف دارند ، می توان اینگونه نتیجه گیری کرد که با افزایش مقدار فولاد فشاری ، مقدار مقاومت نهایی نیز افزایش می یابد که کاملاً منطقی است ؛ البته درصد این افزایش اندک است ، چراکه می دانیم نقش افزایش شکل پذیری فولاد فشاری بیشتر از تأثیر آن در افزایش مقاومت مقطع است .

۵-۲-۵: آزمایش پنجم مقاومت سازهی خمشی

در این آزمایش که توسط G. F. Zhang [۳۵]، انجام شده است، دو سری نمونه مورد بررسی قرار گرفته است. در سری اول تیرهای با ابعاد $150 \times 250 \text{ mm}^2$ و در سری دوم تیرهای با ابعاد $150 \times 400 \text{ mm}^2$ توسط FRPهای مختلف با الیافهای آرامید و کربن مقاومسازی شده اند. ضخامت و تعداد لایه های FRP و همچنین سایر پارامترهای لازم جهت طراحی در جدول ۵-۳۱ آورده شده است. نحوه آرماتوربندی، بارگذاری و سایر پارامترهای ابعادی در شکل ۵-۳۵ نشان داده شده است. همانند دیگر آزمایشها، نتایج آزمایش و محاسبات در جداول و دیاگرامهایی جهت مقایسه و بررسی، تنظیم گردیده اند.

جدول ۵-۳۱: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	A-AT	A-AK	A-C1	B-AT	B-AK	B-C1	B-C2
b (mm)	150	150	150	150	150	150	150
h (mm)	250	250	250	400	400	400	400
d (mm)	210	210	210	360	360	360	360
d' (mm)	40	40	40	40	40	40	40
b _f (mm)	130	130	130	130	130	130	130
t _f (mm)	0.378	0.286	0.167	0.378	0.286	0.167	0.185
n _f	1	1	1	2	2	2	1
A _s (mm ²)	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12
A' _s (mm ²)	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12	402.12
f' _c (MPa)	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5	31.5
f _{cu} (MPa)	39.4	39.4	39.4	39.4	39.4	39.4	39.4
f _y (MPa)	407	407	407	407	407	407	407
f _{fu} (MPa)	2350	2060	3400	2350	2060	3400	2400
C _E	0.85	0.85	0.95	0.85	0.85	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	78500	118000	230000	78500	118000	230000	440000
γ _{mF}	2.1	2.1	1.96	2.1	2.1	1.96	1.96
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	1.25	1.25	1.2	1.25	1.25	1.2	1.2
φ _f	0.70	0.70	0.75	0.70	0.70	0.75	0.75



شکل ۵-۳۵: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها

جدول ۵-۳۲: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
A-AT	45.78	35.39	29.53	32.8	32.54	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
A-AK	44.415	36.25	29.7	33.21	33.37	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
A-C1	42	37.2	30	33.66	34.8	D	C + Y	D + Y	D + Y	C + Y
B-AT	86.415	79.18	58.53	62.87	79.63	D	D + Y	D + Y	D + Y	C + Y
B-AK	84.05	81.81	58.94	63.85	82.73	D	R + Y	D + Y	D + Y	C + Y
B-C1	82.37	84.22	59.64	64.88	85.48	D	R + Y	D + Y	D + Y	R + Y
B-C2	68.25	59.2	54.07	63.78	61.26	D	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

R: پارگی FRP (FRP Rupture)

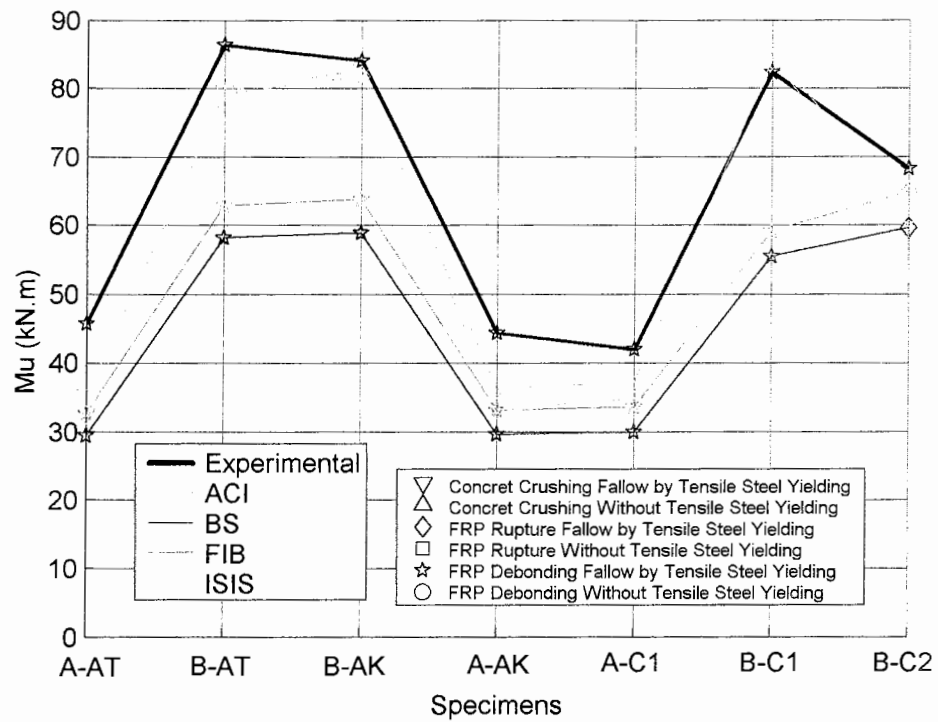
Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

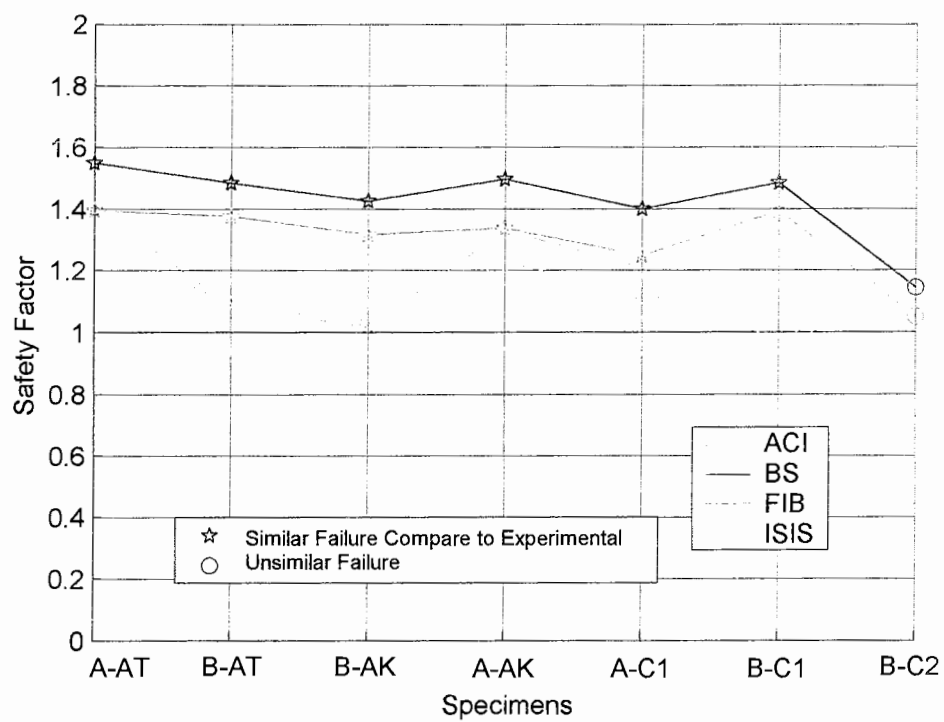
جدول ۵-۳۳: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی

نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.1282	1.4263	1.3024	1.1605
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1010	0.1236	0.1129	0.1509
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	14.286	85.71	85.71	0



شکل ۵-۳۶: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها



شکل ۵-۳۷: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

با توجه به نتایج مندرج در جداول ، مشاهده می شود که با افزایش سختی FRP و هرچند کاهش ضخامت آن ، مقدار افزایش کمی در نتایج آیین نامه رخ می دهد . اما نتایج عملی برعکس بوده که شاید بتوان گفت ، اثر جداسدگی و همچنین کاهش ضخامت ، بیشتر از اثر افزایش سختی FRP می باشد . در دو سری نمونه آزمایش شده ، نتایج ACI و ISIS بسیار نزدیک به نتایج عملی می باشد ، در حالیکه در سری دوم نمونه ها که توسط دو لایه تقویت شده اند و دارای ابعاد بزرگتری هستند ، نتایج BS و FIB از نتایج عملی دورتر شده اند که می تواند ناشی از نحوه در نظر گرفتن اثر جداسدگی توسط این آیین نامه ها و همچنین تأثیر کم آنها از افزایش عمق تیر باشد . در رابطه با این موضوع همانطور که در جدول ۵-۳۴ دیده می شود ، نسبت افزایش نمونه های بزرگتر با دو لایه FRP (سری B)، نسبت به نمونه های کوچکتر با یک لایه FRP (سری A) محاسبه گردیده است . براساس نتایج عملی با افزایش سختی FRP از B-AT تا B-C1 ، این درصد افزایش به مقدار کمی رشد می کند . این نحوه رشد در نتایج ACI و ISIS نیز دیده می شود ؛ در حالیکه با دقت در نتایج BS و FIB می توان دید که نوع FRP هیچ تأثیری بر میزان افزایش ندارد . همانطور که در جدول ۵-۳۴ ملاحظه می گردد ، BS و FIB کمترین تأثیر را دارا بوده در حالیکه ISIS بیشترین تأثیر را نشان داده است .

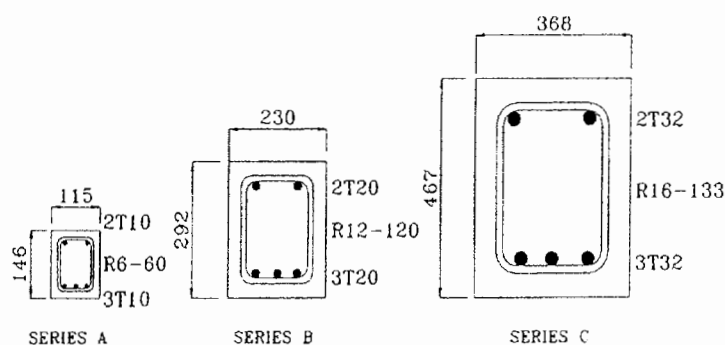
جدول ۵-۳۴ : نتایج میزان افزایش مقاومت نهایی نمونه های نظیر هم در دو سری A و B

نمونه های نظیر	$M_{ur(B)} / M_{ur(A)}$				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
AT	1.887	2.237	1.98	1.92	2.447
AK	1.892	2.257	1.98	1.92	2.48
C1	1.96	2.264	1.98	1.92	2.46

در این سری از نمونه ها همانطور که ملاحظه می شود ، دوباره ACI کمترین ضریب ایمنی را داشته در حالی که BS بیشترین مقدار آن را داراست . از لحاظ تطابق مود گسیختگی حاکم نسبت به نتایج عملی نیز ، BS و FIB دارای درصد یکسان بوده و ISIS هیچ تطابقی نداشته است .

۵-۲-۶: آزمایش ششم مقاومتی خمشی

در این آزمایش که توسط K. S. Leong [۲۰]، انجام شده است، اثر تغییرات ابعادی تیر نسبت به مقاومت نهایی آن مورد بررسی قرار گرفته است. در این آزمایش سه سری نمونه با نسبت ابعادی ۳.۲ : ۲ : ۱، ارزیابی شده و مقایسه شده اند. بارگذاری این تیرها به صورت چهار نقطه ای و با تکیه گاه ساده می باشد. نحوه آرماتورگذاری این تیرها در شکل ۵-۳۸ نشان داده شده است. کلیه پارامترهای لازم جهت طراحی در جدول زیر ارائه گردیده است. در نهایت جداول و دیاگرامهایی برای بررسی نتایج، تنظیم شده و در پایان، بررسی و مقایسه شده اند.



شکل ۵-۳۸: نحوه آرماتوربندی نمونه ها

جدول ۵-۳۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2
b (mm)	115	115	115	230	230	230	368	368
h (mm)	146	146	146	292	292	292	467	467
d (mm)	120	120	120	240	240	240	384	384
d' (mm)	26	26	26	52	52	52	83	83
b _f (mm)	---	107.8	107.8	---	215.6	215.6	---	368
t _f (mm)	---	0.165	0.165	---	0.165	0.165	---	0.165
n _f	---	1	2	---	2	4	---	3
A _s (mm ²)	235.62	235.62	235.62	942.48	942.48	942.48	2412.7	2412.7
A' _s (mm ²)	157.08	157.08	157.08	628.32	628.32	628.32	1608.5	1608.5
f _c (MPa)	39.8	39.8	39.8	39.8	39.8	39.8	41	41
f _{cu} (MPa)	49.8	49.8	49.8	49.8	49.8	49.8	51	51
f _y (MPa)	547	547	547	544	544	544	552	552
f _{tu} (MPa)	---	3550	3550	---	3550	3550	---	3550
C _E	---	0.95	0.95	---	0.95	0.95	---	0.95
E _s (MPa)	180000	180000	180000	183000	183000	183000	181000	181000
E _f (MPa)	---	235000	235000	---	235000	235000	---	235000
γ _{mF}	---	1.54	1.54	---	1.54	1.54	---	1.54
γ _{mE}	---	1.1	1.1	---	1.1	1.1	---	1.1
γ _f	---	1.2	1.2	---	1.2	1.2	---	1.2
φ _f	---	0.75	0.75	---	0.75	0.75	---	0.75

جدول ۵-۳۶: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	Mur (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
A1	22.71	12.08	11.34	11.38	10.92	C	C+Y	C+Y	C+Y	C+Y
A2	28.69	14.79	14.31	14.9	13.4	D	C+Y	D+Y	C+Y	C+Y
A3	32.475	15.82	15.54	16.46	14.98	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
B1	151.57	96.2	90.3	90.61	86.97	C	C+Y	C+Y	C+Y	C+Y
B2	196.42	118.1	107.1	110.7	106.8	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
B3	217.12	127.2	114.1	118.3	119.9	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
C1	623.46	400.5	375.6	377.1	362	C	C+Y	C+Y	C+Y	C+Y
C2	793.32	490.2	432.3	442.7	443.1	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

R: پارگی FRP (FRP Rupture)

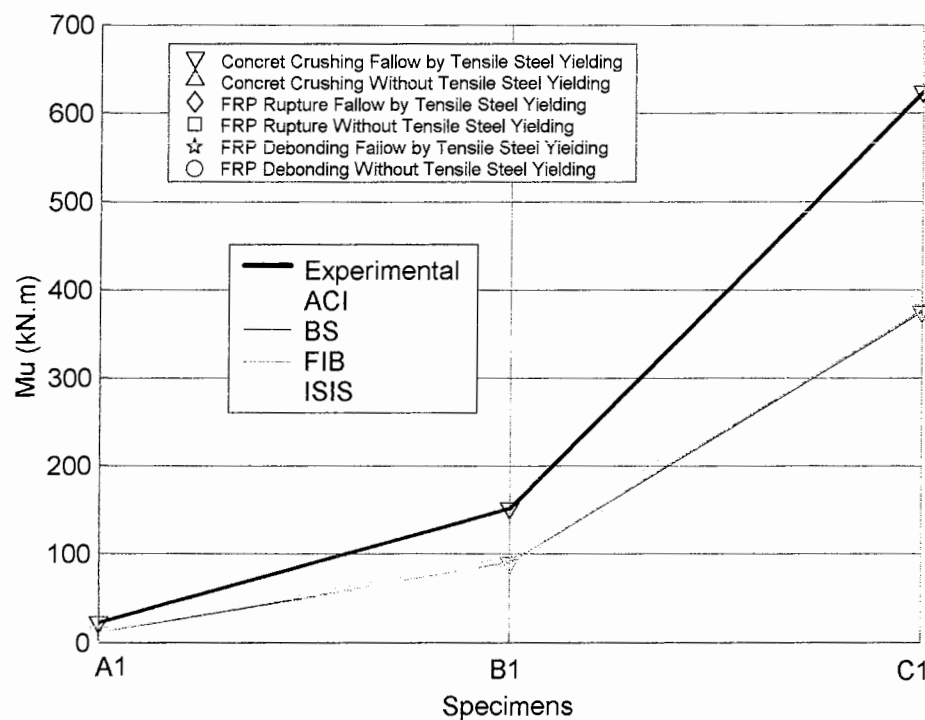
Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

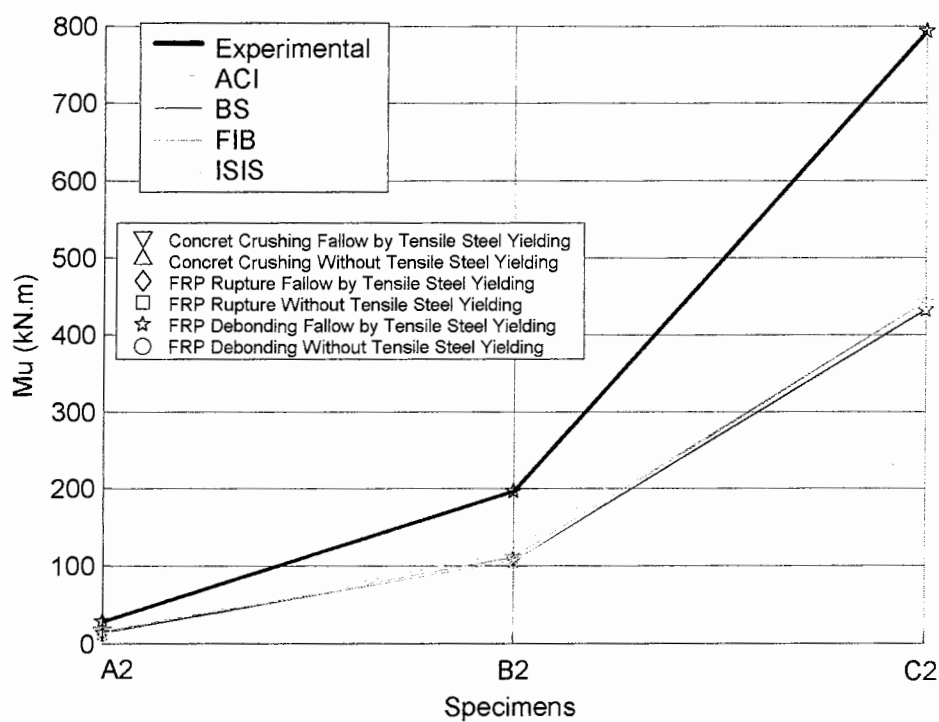
جدول ۵-۳۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی

نسبت به نتایج آزمایشگاهی

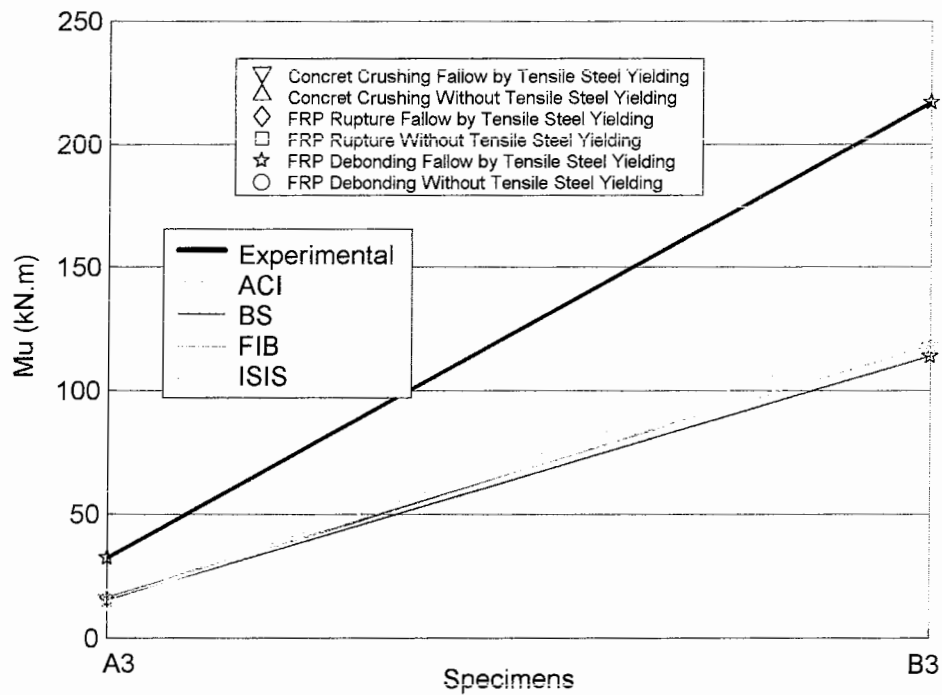
		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد A1	ضریب ایمنی	1.8791	2.0018	1.9947	2.0788
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد B1	ضریب ایمنی	1.5756	1.6785	1.6728	1.7428
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد C1	ضریب ایمنی	1.5567	1.6598	1.6531	1.7223
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP سری A	ضریب ایمنی	1.9963	2.0473	1.9492	2.1545
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0565	0.0424	0.0237	0.0134
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	100	50	0
تیرهای تقویت شده با FRP سری B	ضریب ایمنی	1.6852	1.8688	1.8043	1.8253
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0216	0.0348	0.0305	0.0139
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	100	100	0
تیرهای تقویت شده با FRP سری C	ضریب ایمنی	1.6183	1.8352	1.7918	1.7902
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	100	100	0
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.7491	1.8759	1.8274	1.9117
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1728	0.1449	0.1211	0.1734
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	37.5	100	87.5	37.5



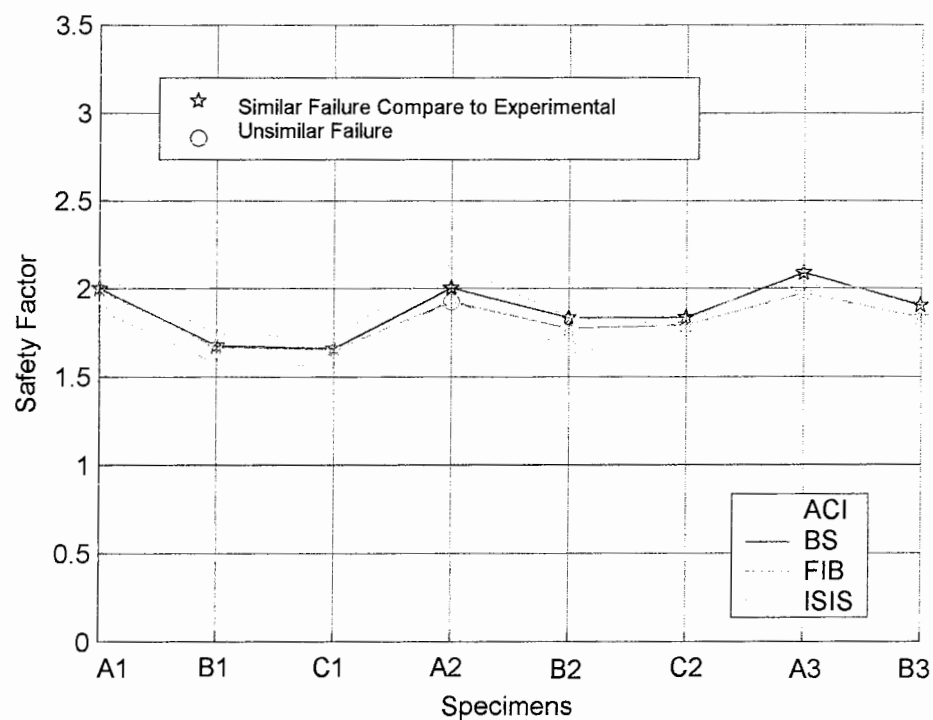
شکل ۵-۳۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های شاهد



شکل ۵-۴۰: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های تقویت شده با اندیس ۲



شکل ۴۱-۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های تقویت شده با اندیس ۳



شکل ۴۲-۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

براساس جدول ۵-۳۸، می توان نسبت تأثیر افزایش ابعاد با نسبتهای 3.2 : 2 : 1 را بر مقاومت نهایی مقطع ، ملاحظه نمود . همانطور که مشاهده می شود ، تأثیر این افزایش بعد بر نتایج حاصل از آیین نامه ها بیشتر از نتایج عملی می باشد .

جدول ۵-۳۸ : نتایج میزان افزایش نسبی مقاومت نهایی نمونه های دو سری B و C نسبت به نمونه نظیر آنها در سری A

نمونه های نظیر	$M_{ur}(B \text{ or } C) / M_{ur}(A)$				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
B1	6.67	7.96	7.96	7.96	7.96
B2	6.85	7.98	7.5	7.43	7.97
B3	6.68	8.04	7.34	7.19	8
C1	27.45	33.15	33.12	33.14	33.15
C2	27.65	33.15	30.21	29.71	33.07

روند تغییر این نسبت در ACI و ISIS ، با افزایش تعداد لایه ها در سری B تقریباً ثابت بوده در حالی که نتایج BS و FIB رو به کاهش است . نتایج عملی نیز همانند ACI و ISIS تقریباً بدون تغییر باقی مانده است . براساس نتایج این جدول ، می توان مشاهده نمود که نسبت افزایش مقاومت در بیشتر موارد تقریباً ضریبی از مکعب نسبت افزایش ابعاد تیر است ؛ یعنی تقریباً ، 33 : 8 : 1 .

جدول ۵-۳۹ : نتایج میزان افزایش نسبی مقاومت نهایی در هر سری از نمونه های تقویت شده نسبت به نمونه شاهد نظیر آن سری

نمونه های تقویت شده	M_{ur} / M_{uo}				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
A2	1.26	1.22	1.26	1.31	1.23
A3	1.43	1.31	1.37	1.44	1.37
B2	1.296	1.23	1.19	1.22	1.23
B3	1.43	1.32	1.26	1.3	1.38
C2	1.27	1.22	1.15	1.17	1.22

نکته دیگری که قابل بررسی می باشد ، اثر FRP در مقاومت نهایی تیر در هر یک از سریها است . همانطور که در جدول ۵-۳۹ مشاهده می شود ، نسبت افزایش مقاومت در هر سری به طور جداگانه مشخص شده است . نتیجه قابل برداشت آنستکه در هر سری با افزایش تعداد لایه های FRP ، مقاومت نهایی رو به افزایش می باشد ؛ اما با مقایسه سریهای مختلف A ، B و C می توان دید که با افزایش بعد ، اثر FRP در دو آیین نامه ACI و ISIS و همچنین نتایج عملی تقریباً ثابت

بوده در حالیکه در دو آیین نامه BS و FIB، این اثر کاسته می شود. دلیل آن را می توان ناشی از نحوه تأثیر جدادشدگی در روابط این دو آیین نامه اخیر دانست.

از لحاظ درصد تطابق مود گسیختگی حاکم، BS با مقدار 100 درصد و بدنبال آن FIB، با مقدار 87.5 درصد، بالاترین مقادیر را دارا بوده در حالی که ACI و ISIS با 37.5 درصد، رتبه های بعدی را دارا می باشند. از لحاظ نزدیکی نتایج با نتایج عملی، با توجه به جدول ۵-۳۷، می توان گفت که دوباره ACI در رده اول قرار داشته در حالی که ISIS محافظه کارانه ترین جوابها را ارائه داده است. از لحاظ انحراف معیار نیز همانطور که مشاهده می شود، FIB کمترین مقدار را داراست. نکته قابل توجه دیگر آنستکه، ضریب ایمنی با افزایش بعد تیر، همانطور که در جدول ۵-۳۷ دیده می شود، کاهش یافته است.

۵-۲-۷: آزمایش هفتم مقاومت‌سازی خمشی

در این آزمایش که توسط Y. Takahashi [۲۹]، انجام شده است، اثر تعداد لایه ها در دو سری نمونه بررسی گردیده است. تفاوت این دو سری نمونه در مقاومت مشخصه فشاری بتن می باشد. نحوه بارگذاری، آرماتوربندی و مقاومت‌سازی در شکل ۵-۴۳ دیده می شود. پارامترهای لازم جهت طراحی نیز در جدول ۵-۴۰ ارائه گردیده است. همچنین نتایج و دیاگرامها همانند دیگر آزمایشها ارائه شده و در پایان نتیجه گیری و بررسی شده اند.

جدول ۵-۴۰: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6
b (mm)	200	200	200	200	200	200	200
h (mm)	300	300	300	300	300	300	300
d (mm)	250	250	250	250	250	250	250
d' (mm)	50	50	50	50	50	50	50
b _f (mm)	200	200	200	200	200	200	200
t _f (mm)	---	0.167	0.167	0.167	0.167	0.167	0.167
n _f	---	1	2	3	1	2	3
A _s (mm ²)	573	573	573	573	573	573	573
A' _s (mm ²)	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34	63.34
f' _c (MPa)	47.5	35.8	40.2	39.0	50.3	50.3	49.5
f _{cu} (MPa)	57.5	45.8	50.2	49.0	60.3	60.3	59.5
f _y (MPa)	371	371	371	371	371	371	371
f _{fu} (MPa)	---	3480	3480	3480	3480	3480	3480
C _E	---	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	230000	230000	230000	230000	230000	230000
γ _{mF}	---	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
γ _{mE}	---	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	---	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
φ _f	---	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75

جدول ۵-۴۱: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M _{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
F0	74.55	45.53	43	43.13	41.45	C	C+Y	C+Y	C+Y	C+Y
F1	79.45	62.17	53.17	55.96	54.9	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
F2	85.4	75.33	58.66	62.97	66.69	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
F3	94.5	83	62.05	66.79	72.9	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
F4	88.9	65.74	55.4	59.6	60.91	R	R+Y	D+Y	D+Y	C+Y
F5	97.3	79.73	60.45	66	72.45	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y
F6	108.85	88.9	64.18	70.54	80.47	D	C+Y	D+Y	D+Y	C+Y

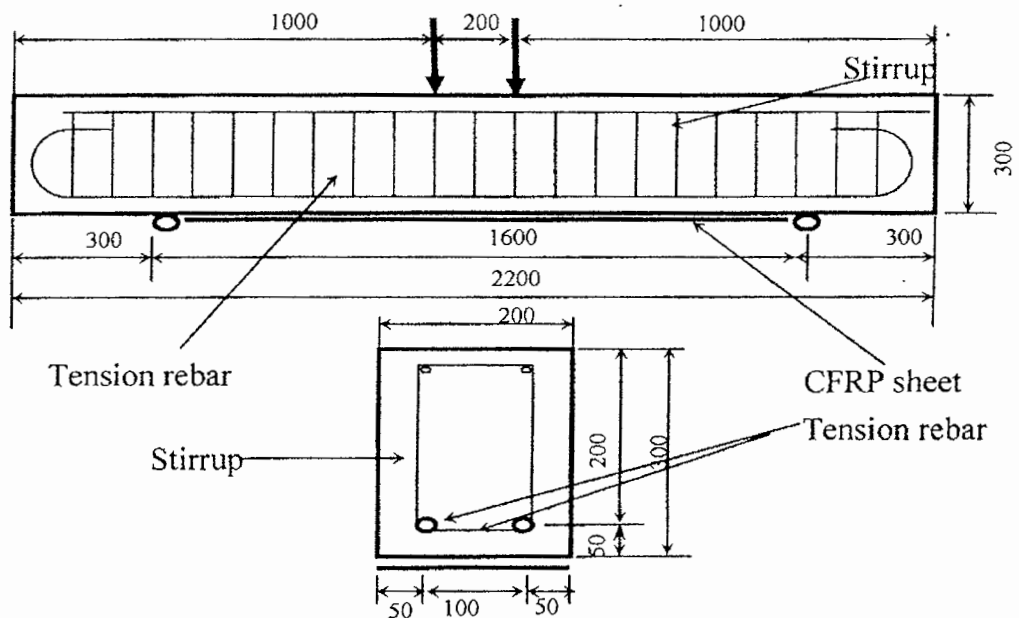
C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D : جداسدگی FRP (FRP Debonding)

R : پارگی FRP (FRP Rupture)

Y : گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

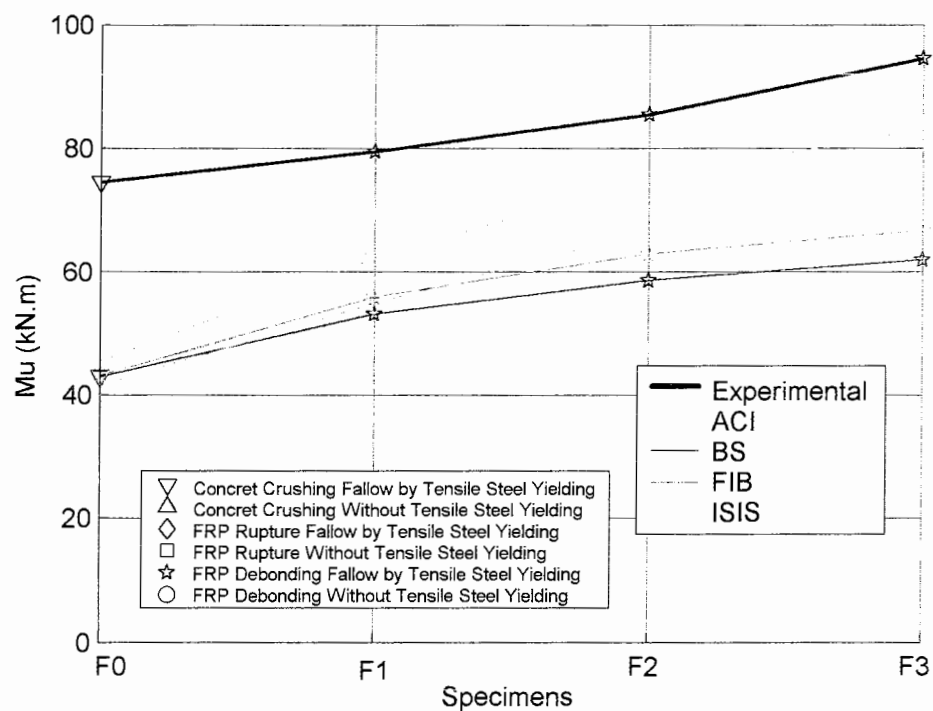
E : گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



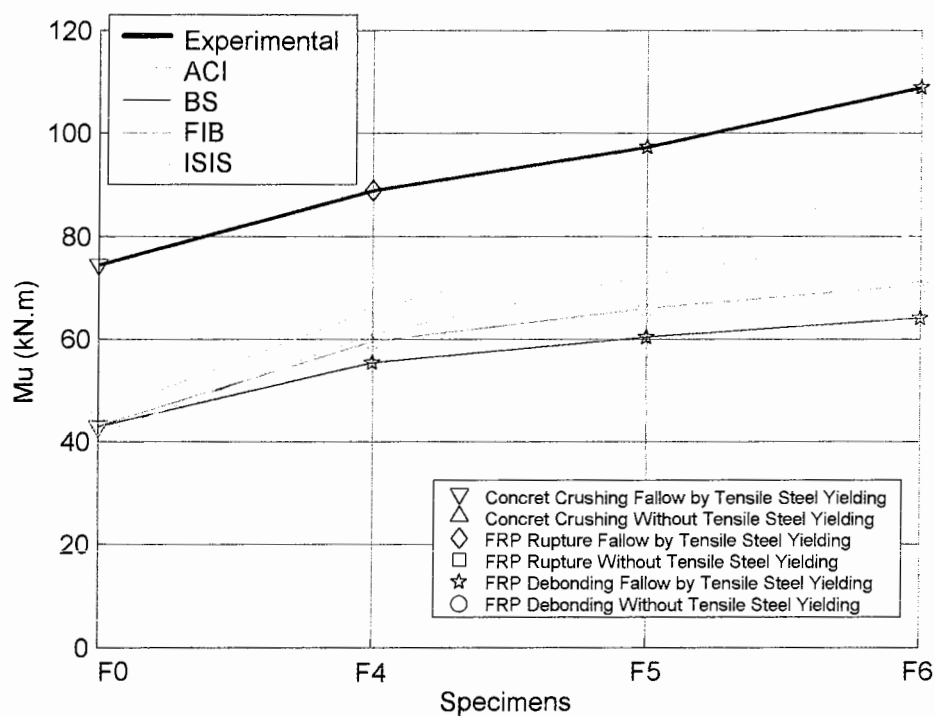
شکل ۵-۴۳ : نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها

جدول ۵-۴۲ : ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

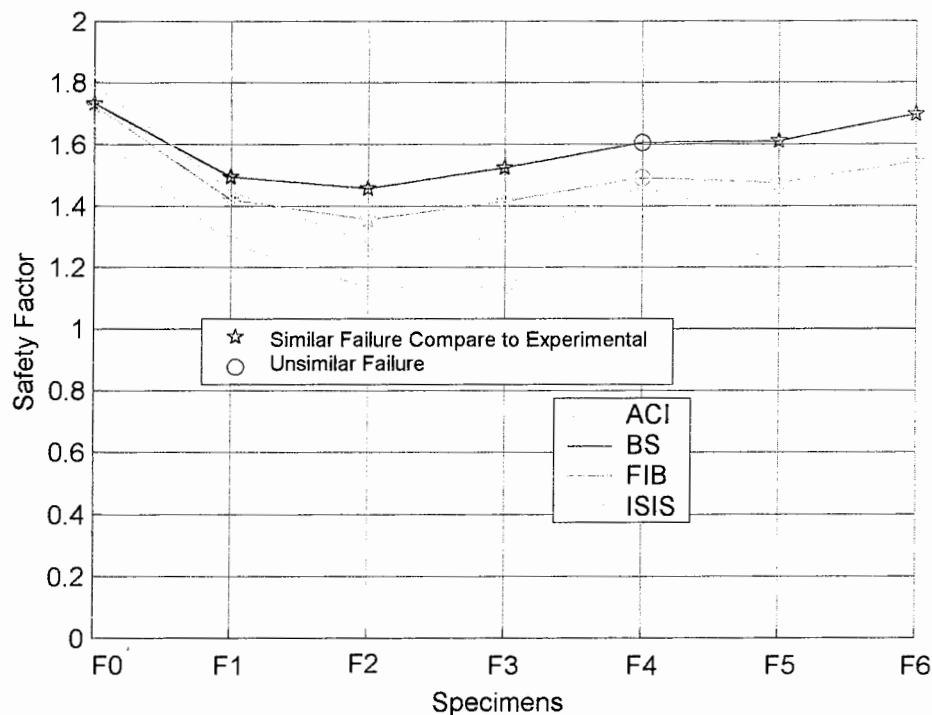
		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد F0	ضریب ایمنی	1.6374	1.7337	1.7285	1.7960
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP سری اول	ضریب ایمنی	1.1834	1.4910	1.3969	1.3413
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0669	0.0275	0.0289	0.0751
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	100	100	0
تیرهای تقویت شده با FRP سری دوم	ضریب ایمنی	1.2657	1.6368	1.5030	1.3851
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0613	0.0419	0.0292	0.0528
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	33.33	66.67	66.67	0
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.2835	1.5882	1.4898	1.4250
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1608	0.0957	0.1124	0.1642
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	28.57	85.71	85.71	14.286



شکل ۴۴-۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری اول



شکل ۴۵-۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری دوم



شکل ۵-۴۶: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که در نتایج دیده می شود ، با افزایش تعداد لایه ها ، مقاومت نهایی مقطع نیز در هر دو سری نمونه افزایش می یابد . در مقایسه بین دو سری ، دیده می شود که با افزایش مقاومت فشاری بتن ، در نتایج عملی و تئوری ، ظرفیت نهایی مقطع افزایش می یابد . این پارامتر ، تأثیر بیشتری بر نتایج عملی گذاشته است . در حالیکه ISIS نسبت به آیین نامه ها دارای بیشترین تأثیرپذیری است ، BS در این رابطه کمترین وابستگی را به تغییرات در مقاومت فشاری بتن دارد . از لحاظ ضرایب ایمنی نیز می توان گفت که دوباره ACI ، نزدیکترین نتایج را در مجموع ارائه داده است ؛ در حالیکه BS محافظه کارانه ترین نتایج را داراست . همچنین در این آزمایش مشاهده می شود که با افزایش مقاومت بستر ، ضریب ایمنی افزایش یافته است . از لحاظ تطابق مود گسیختگی حاکم نیز می توان گفت که BS و FIB در یک مرتبه بوده و بهترین نتایج را ارائه داده اند ، در حالیکه ISIS ، با درصد بسیار کم تطابق ، بدترین آن را ارائه کرده است . نکته حائز اهمیت در مورد مود گسیختگی آنستکه ، در بعضی حالات ، گسیختگی در سری اول ، از جداسدگی ، به پارگی FRP در سری دوم تبدیل شده است . علت آن را می توان ناشی از بالا رفتن مقاومت بتن فشاری بستر دانست ؛ چراکه کم بودن این مقاومت ، خود در بعضی موارد ، یکی از دلایل جداسدگی FRP است .

۵-۲-۸: آزمایش هشتم مقاومت‌سازی خمشی

در این آزمایش که پایان نامه آرش زمردیان [۳۶]، دانشجوی کارشناسی ارشد دانشگاه امیرکبیر در سال ۱۳۸۲ بوده است، همانند آزمایش قبلی، دو سری نمونه با مقاومت بتن متفاوت ساخته شده و با چسباندن GFRP با ضخامتهای مختلف، تقویت خمشی گردیده است. البته لازم به ذکر است که تنش تسلیم فولاد کششی در سری دوم نسبت به سری اول، حدود 100 MPa کمتر می باشد. پارامترها و داده های لازم جهت طراحی در جدول ۵-۴۳ گردآوری شده و در نهایت شبیه به دیگر آزمایشها، با ارائه نتایج در جداول و دیاگرامها با یکدیگر مقایسه شده اند.

جدول ۵-۴۳: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	F-0L-33	F-1L-33	F-2L-33	F-3L-33	F-0L-46	F-1L-46	F-2L-46	F-3L-46
b (mm)	200	200	200	200	200	200	200	200
h (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300
d (mm)	264	264	264	264	264	264	264	264
d' (mm)	35	35	35	35	35	35	35	35
b _f (mm)	---	200	200	200	---	200	200	200
t _f (mm)	---	1.07	1.75	2.46	---	1.07	1.75	2.46
n _f	---	1	1	1	---	1	1	1
A _s (mm ²)	339.29	339.29	339.29	339.29	339.29	339.29	339.29	339.29
A' _s (mm ²)	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08	157.08
f _c (MPa)	32.6	32.6	32.6	32.6	45.9	45.9	45.9	45.9
f _{cu} (MPa)	41.16	41.16	41.16	41.16	55.9	55.9	55.9	55.9
f _y (MPa)	553.3	553.3	553.3	553.3	451.1	451.1	451.1	451.1
f _y (MPa)	334.6	334.6	334.6	334.6	474.1	474.1	474.1	474.1
f _{fu} (MPa)	---	146.23	181.55	211.67	---	146.23	181.55	211.67
C _E	---	0.75	0.75	0.75	---	0.75	0.75	0.75
E _s (MPa)	197607	197607	197607	197607	196130	196130	196130	196130
E' _s (MPa)	196823	196823	196823	196823	206130	206130	206130	206130
E _f (MPa)	---	6092.9	6929.3	7401	---	6092.9	6929.3	7401
γ _{mF}	---	4.9	4.9	4.9	---	4.9	4.9	4.9
γ _{mE}	---	1.8	1.8	1.8	---	1.8	1.8	1.8
γ _f	---	1.3	1.3	1.3	---	1.3	1.3	1.3
φ _f	---	0.65	0.65	0.65	---	0.65	0.65	0.65

جدول ۵-۴۴: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
F-0L-33	59.91	41.73	39.61	39.64	38.36	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
F-1L-33	57.324	45.98	41.18	45.46	42.04	R	R + Y	R + Y	C + Y	C + Y
F-2L-33	64.36	49.56	42.82	47.7	44.77	R	D + Y	R + Y	D + Y	C + Y
F-3L-33	79.35	53.22	44.9	49.4	47.4	R	C + Y	R + Y	D + Y	C + Y
F-0L-46	41.361	35.22	33.44	33.5	32.4	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
F-1L-46	47.79	39.56	35.01	39.83	37.8	R	R + Y	R + Y	R + Y	C + Y
F-2L-46	53.29	43.28	36.66	42.74	41.66	R	D + Y	R + Y	D + Y	C + Y
F-3L-46	53.91	47.11	38.74	44.78	45.36	R	D + Y	R + Y	D + Y	C + Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جدشدگی FRP (FRP Debonding)

R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

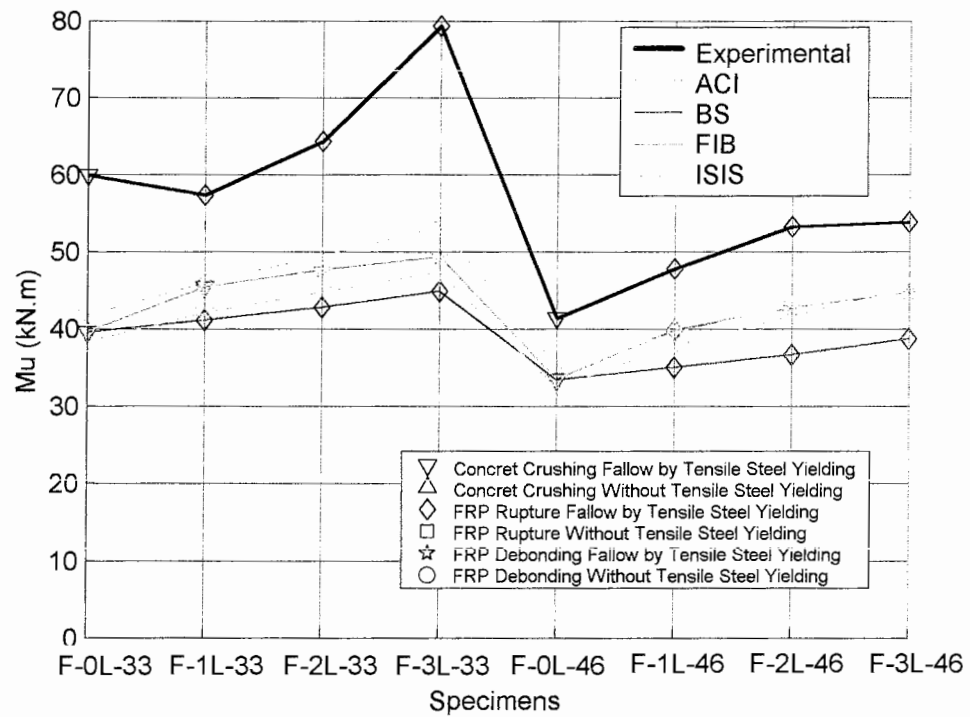
E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

جدول ۵-۴۵: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

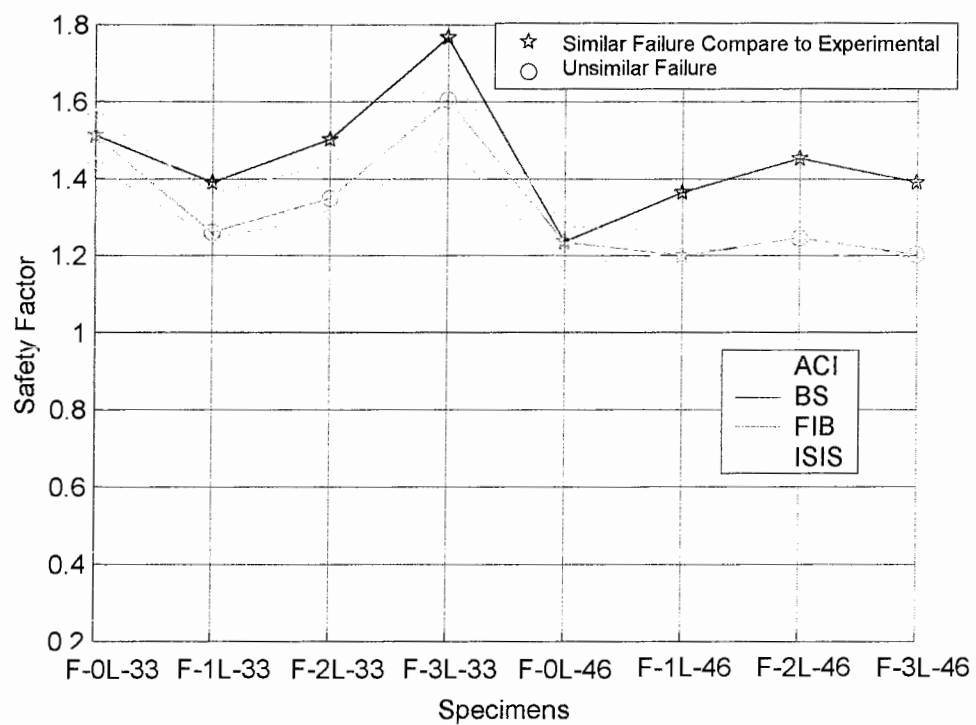
		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد سری اول	ضریب ایمنی	1.4357	1.5125	1.5114	1.5618
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد سری دوم	ضریب ایمنی	1.1744	1.2369	1.2347	1.2766
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP سری اول	ضریب ایمنی	1.3454	1.5541	1.4055	1.4917
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1051	0.1574	0.1465	0.1324
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	33.33	100	0	0
تیرهای تقویت شده با FRP سری دوم	ضریب ایمنی	1.1946	1.4034	1.2169	1.2440
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0368	0.0371	0.0213	0.0397
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	33.33	100	33.33	0
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.2788	1.4527	1.3266	1.3807
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1158	0.1444	0.1428	0.1557
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	50	100	37.5	25

جدول ۵-۴۶: میانگین درصد کاهش مقاومت نهایی سری دوم نمونه ها نسبت به سری اول

ISIS	FIB	BS	ACI	Exp.	میانگین درصد کاهش مقاومت
9.25	12.25	15	13.75	23.75	



شکل ۴۷-۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف



شکل ۴۸-۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که در نتایج دیده می شود در هر دو سری نمونه ها ، با افزایش ضخامت ، مقاومت نهایی مقطع نیز چه در نتایج عملی و چه در نتایج تئوری افزایش می یابد . تنها در یک مورد از نتایج عملی (F-1L-33) ، این موضوع نقض شده است . استدلال کسی که نتایج این آزمایش را بدست آورده است ، آنستکه FRP به دلیل تنش کششی بسیار کمش و به علت ضخامت کم آن در لحظات اولیه دچار گسیختگی زودهنگام می گردد ؛ این در حالی است که بعد از پارگی FRP ، مقاومت مقطع قابلیت رسیدن به حالت قبل از تقویت را داراست و بنابراین درصد افزایش مقاومت در این مورد صفر می باشد . اما در مقایسه دو سری می توان دید که هم در نتایج عملی و هم در نتایج تئوری ، کاهشی در نتایج سری دوم نسبت به سری اول دیده می شود . این در حالی است مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم آرماتور فشاری در سری دوم ، هرکدام نزدیک 40 درصد نسبت به سری اول افزایش داشته است .

اما تفاوت دیگر سری دوم نسبت به سری اول در مقاومت تسلیم آرماتورهای فولادی کششی می باشد . همانطور که دیده می شود در سری دوم مقاومت تسلیم آرماتورهای کششی حدود 20 درصد کمتر از سری اول است . براین اساس ، میانگین درصد کاهش مقاومت نهایی در جدول ۵-۴۶ آورده شده است . با توجه به این جدول ، BS بیشترین تأثیر و ISIS کمترین تأثیر را پذیرفته است ، در حالیکه نتایج عملی نسبت به تمامی نتایج آیین نامه ها ، تأثیر بیشتری را گرفته است .

مجددا در این آزمایش نیز ، ACI کمترین ضریب ایمنی را دارا بوده در حالیکه BS بیشترین آن را از خود نشان داده است . در این آزمایش نیز ، سری دوم نمونه ها نسبت به سری اول دارای ضریب ایمنی کمتری است . از لحاظ تطابق مود گسیختگی حاکم ، BS بیشترین درصد و ISIS کمترین مقدار آن را دارد .

۵-۲-۹: آزمایش نهم مقاومسازی خمشی

در این آزمایش که توسط M. Shokrieh [۲۸] انجام شده است، دو نمونه تیر مورد بررسی قرار گرفته اند. تیر اول (Beam-A) به عنوان تیر شاهد و تیر دوم (Beam-B)، تیر مقاومسازی شده با GFRP می باشد. داده های لازم در جدول ۴۷-۵ آورده شده اند. نتایج نیز همانند دیگر آزمایشها به صورت جداول و دیاگرامهایی ارائه گردیده اند.

جدول ۴۷-۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	Beam-A	Beam-B
b (mm)	152	152
h (mm)	152	152
d (mm)	116	116
d' (mm)	36	36
b _f (mm)	---	152
t _f (mm)	---	0.3
n _f	---	5
A _s (mm ²)	157	157
A' _s (mm ²)	56.52	56.52
f' _c (MPa)	37	37
f _{cu} (MPa)	47	47
f _y (MPa)	450	450
f' _y (MPa)	450	450
f _{fu} (MPa)	---	210
C _E	---	0.75
E _s (MPa)	200000	200000
E _f (MPa)	---	42000
γ _{mF}	---	4.9
γ _{mE}	---	1.8
γ _f	---	1.3
φ _f	---	0.65

جدول ۴۸-۵: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M _{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
Beam-A	10.71	7.2	6.74	6.7	6.4	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
Beam-B	19.11	8.07	7.6	10.92	10.14	R	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y

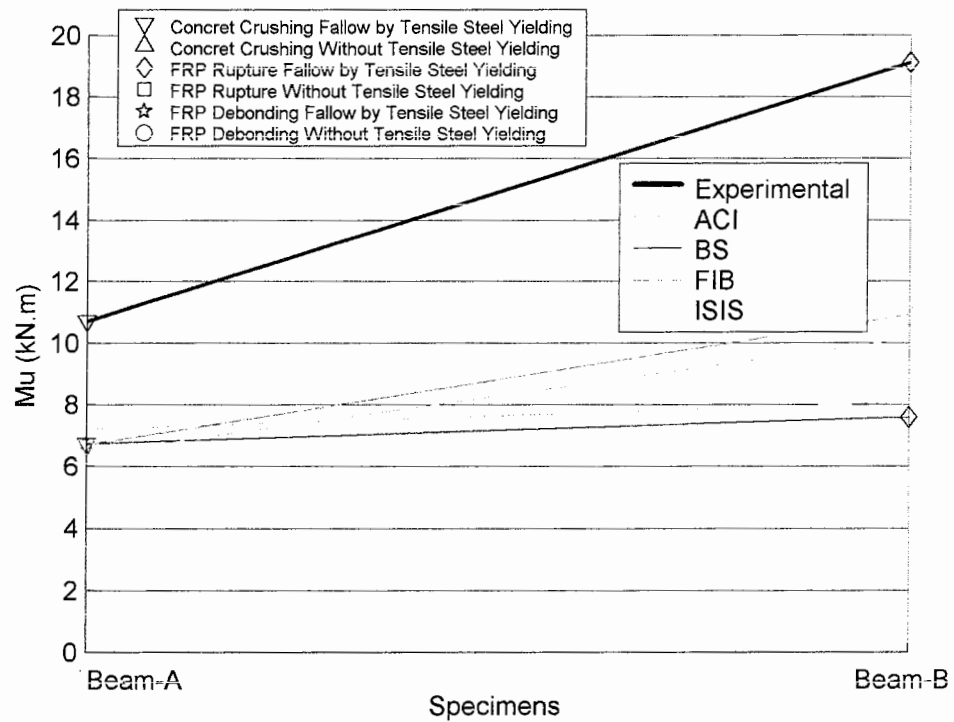
C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جدشدگی FRP (FRP Debonding)

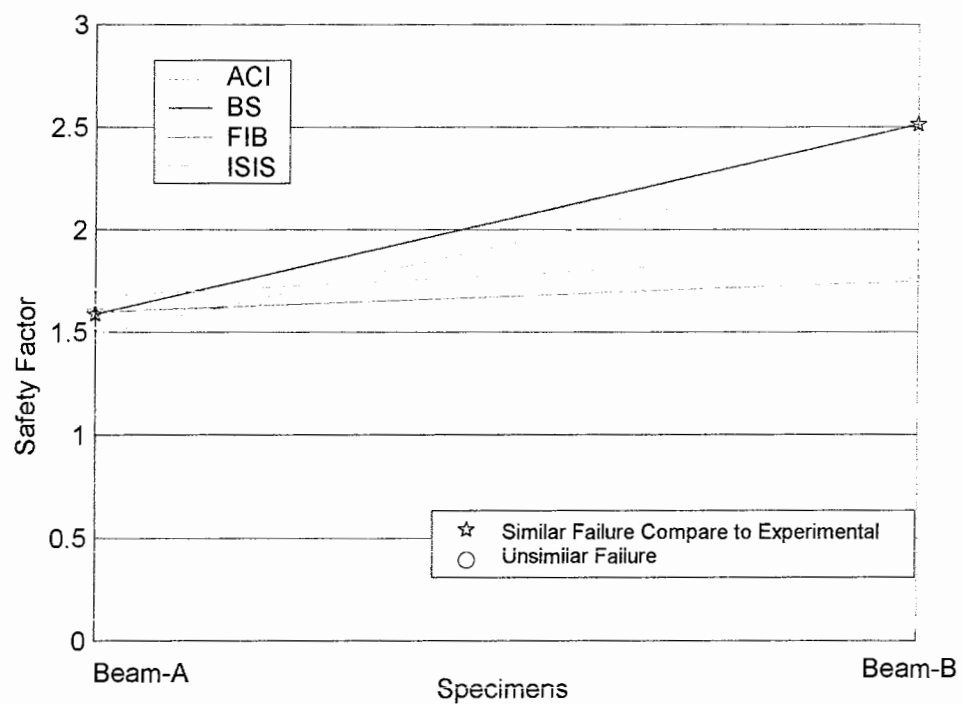
R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



شکل ۵-۴۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۵۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۴۹: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.4875	1.5890	1.5985	1.6734
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر تقویت شده	ضریب ایمنی	2.368	2.5145	1.75	1.8846
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.9278	2.0517	1.6743	1.7790
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.4403	0.4627	0.0757	0.1056
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

بر اساس نتایج در این آزمایش نیز با افزایش ضخامت ، ظرفیت نهایی تیر ، افزایش یافته است . اما درصد این افزایش در ACI و BS کمتر از FIB و ISIS می باشد . طبق آزمایشات قبل ، کمتر بودن نتایج BS نسبت به دیگر آیین نامه ها منطقی می باشد . اما کمتر شدن نتایج ACI برای تیر تقویت شده را می توان ناشی از روابط طراحی ACI دانست . براین اساس با توجه به اینکه تعداد لایه های FRP به حد پنج لایه رسیده و با توجه به اینکه ACI در مقایسه با دیگر آیین نامه ها نسبت به تعداد لایه های FRP تأثیر بیشتری می پذیرد ، مقدار آن نسبت به FIB و ISIS کمتر گردیده است . جهت تأیید این موضوع می توان دیاگرام را در ضخامت کمتر بررسی کرد . با توجه به اینکه تنها فرق نمونه تیر A و تیر B در تعداد لایه هاست ، می توان محور افقی را نمایانگر تغییرات تعداد لایه ها دانست . با این فرض همانطور که دیده می شود ، در تعداد لایه های کم ، مقدار ACI از FIB و ISIS نیز بیشتر می باشد . با توجه به این نتایج و بررسیها ، مشاهده می شود که ضریب ایمنی FIB و ISIS به ترتیب از دو آیین نامه ACI و BS کمتر بوده در حالی که BS مجدداً محافظه کارانه ترین نتایج را ارائه می دهد . از لحاظ تطابق مود گسیختگی برای تمامی موارد آیین نامه ها ، تطابق کامل صورت گرفته است .

۵-۲-۱۰: آزمایش دهم مقاومتی خمشی

در این آزمایش که توسط M. Arduini & A. Di Tammasso & A. Nanni [۶]، انجام شده، دو سری نمونه مورد بررسی قرار گرفته اند. سری اول (A) تیرهایی با ابعاد $200 \times 200 \text{ mm}^2$ توسط CFRP نوع I مقاومتی شده اند. سری دوم (B)، تیرهایی با ابعاد $300 \times 400 \text{ mm}^2$ توسط CFRP نوع II، مقاومتی خمشی گردیده اند. در هر دو سری، یک نمونه به گونه ای است که لایه های FRP توسط فابریکهای FRP عمود بر محور طولی، مهار شده اند (A4 و B4). سایر داده های لازم جهت طراحی در جدول ۵-۵ ارائه شده است. نتایج آزمایش و محاسبات در جداول و دیاگرامهایی جهت بررسی و مقایسه، آورده شده اند.

جدول ۵-۵: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4
b (mm)	200	200	200	200	300	300	300	300
h (mm)	200	200	200	200	400	400	400	400
d (mm)	163	163	163	163	350	350	350	350
d' (mm)	37	37	37	37	50	50	50	50
b _f (mm)	---	150	150	150	---	300	300	300
t _f (mm)	---	1.3	1.3	1.3	---	0.17	0.17	0.17
η_f	---	1	2	2	---	1	3	3
A _s (mm ²)	307.88	307.88	307.88	307.88	398.2	398.2	398.2	398.2
A' _s (mm ²)	307.88	307.88	307.88	307.88	265.46	265.46	265.46	265.46
f _c (MPa)	33	33	33	33	30	30	30	30
f _{cu} (MPa)	41.8	41.8	41.8	41.8	37	37	37	37
f _y (MPa)	540	540	540	540	340	340	340	340
f _{tu} (MPa)	---	2906	2906	2906	---	3000	3000	3000
C _E	---	0.95	0.95	0.95	---	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	167000	167000	167000	---	400000	400000	400000
γ_{mF}	---	1.54	1.54	1.54	---	1.96	1.96	1.96
γ_{mE}	---	1.1	1.1	1.1	---	1.1	1.1	1.1
γ_f	---	1.2	1.2	1.2	---	1.35	1.35	1.35
ϕ_f	---	0.75	0.75	0.75	---	0.70	0.70	0.70

جدول ۵-۵۱: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
A1	25.2	22.19	20.77	20.74	19.97	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
A2	38.5	45.7	33.58	35.13	43.46	D	C + Y	D + Y	D + E	C + Y
A3	31.15	36.9	38.9	36.14	52.23	D	D + E	D + Y	D + E	C + Y
A4	42	47.27	61.72	61.03	52.23	Shear	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
B1	52.25	43.53	40.94	40.87	39.51	C	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
B2	93.5	78.92	63.8	77.75	77.44	R	R + Y	R + Y	D + Y	R + Y
B3	123.75	148.5	87.65	103.9	149.3	D	R + Y	D + Y	D + Y	R + Y
B4	148.5	159.7	109.5	157.3	149.3	Shear	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جدشدگی FRP (FRP Debonding)

R: پارگی FRP (FRP Rupture)

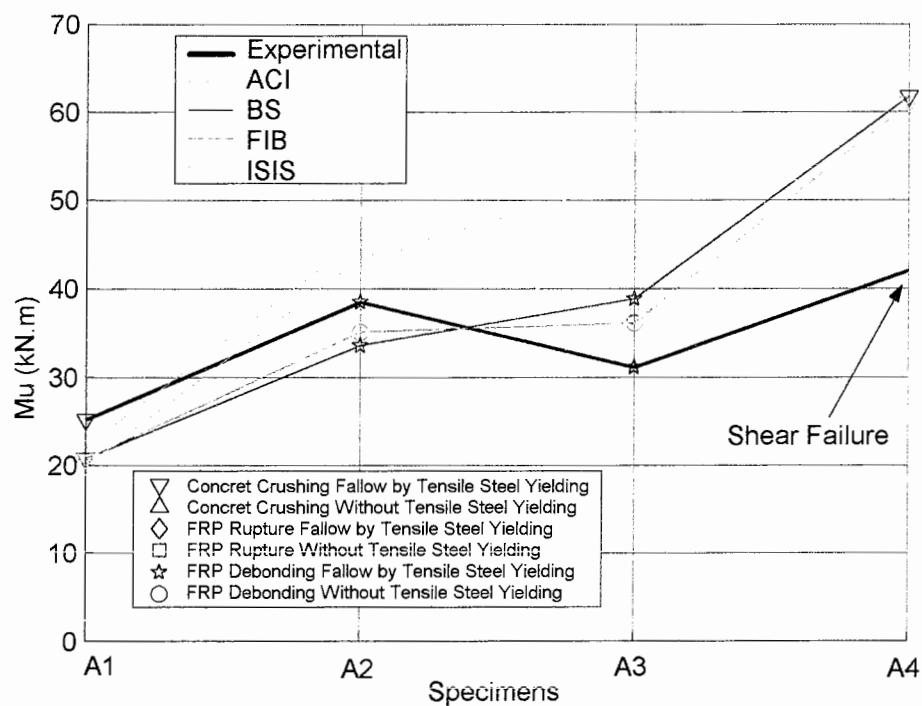
Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

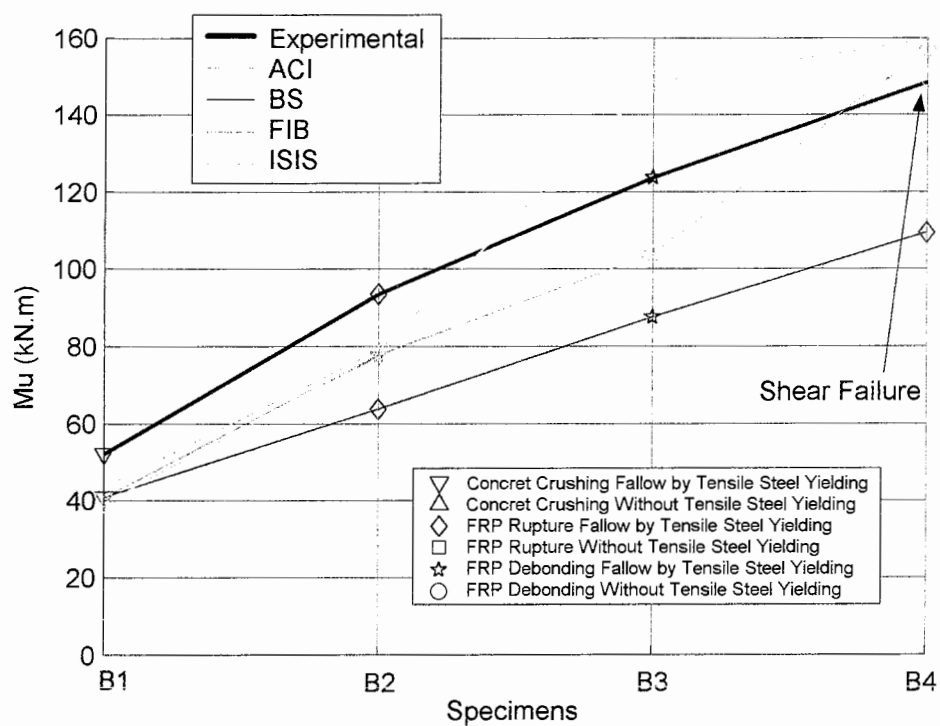
جدول ۵-۵۲: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی

نسبت به نتایج آزمایشگاهی

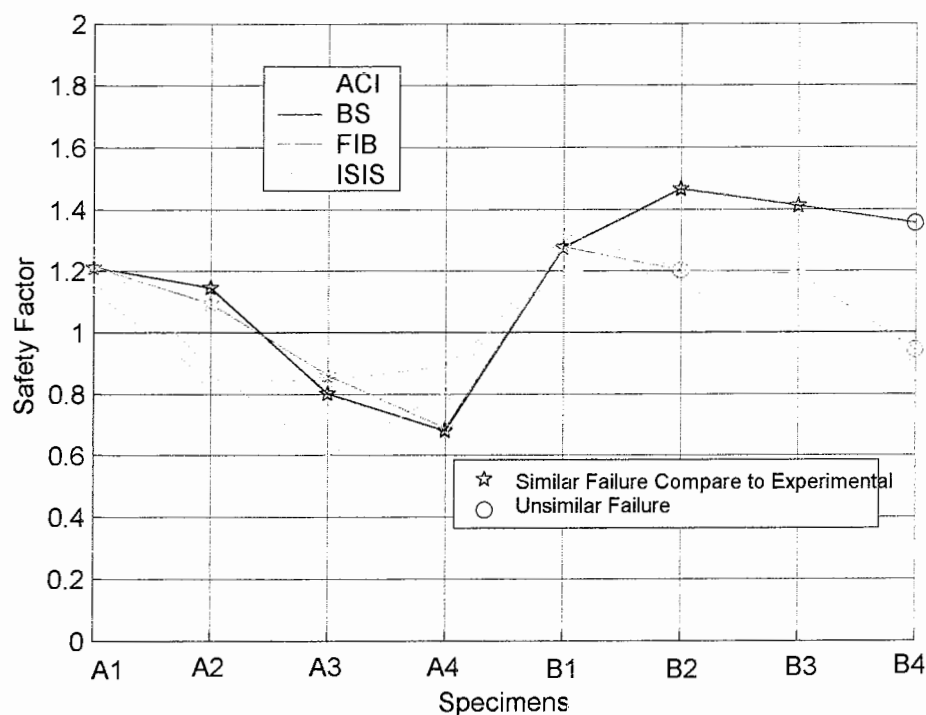
		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد سری A	ضریب ایمنی	1.1356	1.2133	1.215	1.2619
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد سری B	ضریب ایمنی	1.2003	1.2763	1.2784	1.3225
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP سری A	ضریب ایمنی	0.8584	0.8759	0.8820	0.7621
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0213	0.1975	0.1671	0.1219
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	66.67	100	100	33.33
تیرهای تقویت شده با FRP سری B	ضریب ایمنی	0.9826	1.4113	1.1126	1.0104
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1483	0.0447	0.1191	0.1549
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	33.33	66.67	33.33	33.33
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	0.9824	1.1689	1.0597	0.9877
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1518	0.267	0.1941	0.2392
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	62.5	87.5	75	50



شکل ۵-۵۱: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری A



شکل ۵-۵۲: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های سری B



شکل ۵-۵۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که در نتایج دیاگرام مربوط به A مشاهده می شود ، با افزایش تعداد لایه های FRP برای A2 ، مقاومت مقطع افزایش یافته ، ولی با افزایش بیشتر آن برای A3 ، به دلیل غلبه اثر پدیده جداشدگی بر اثر تقویتی FRP ، مقدار آن کاهش یافته است . در نهایت در نمونه A4 ، با ایجاد یک مهار توسط FRP های برشی ، تا حدی اثر این پدیده کنترل شده و در نتیجه مقدار مقاومت مقطع تا حد مقاومت برشی آن افزایش یافته است . این اثر مهار در نمونه های سری B نیز مشاهده می شود با این تفاوت که در حالت قبل از مهار نیز چون ضخامت هر لایه FRP کم است ، تأثیر پدیده جداشدگی کمتر شده و از مرحله یک لایه FRP به دو لایه FRP برای نمونه های B2 به B3 ، افزایشی در مقاومت نهایی مشاهده می شود . اما نتایج آیین نامه ها نشان می دهد که ACI در سری اول تطابق خوبی داشته و اثر جداشدگی در آن بروز کرده است . اما به طور کلی در تمام آیین نامه ها نتایج به گونه ای است که با افزایش لایه های FRP بیشتر از یک لایه ، اثر جداشدگی به شدت در نتایج عملی دیده شده درحالیکه در نتایج تئوری کمتر جلوه گر شده و باعث شده است که نتایج آیین نامه ها از نتایج عملی نیز بیشتر گردد . البته ضریب ایمنی در حالت قبل از مقاومسازی نیز از حد نرمال خود که در دیگر آزمایشها تقریباً ثابت بود ، کمتر شده (جدول ۵-۶) و لذا جهت مقایسه بهتر می توان این نتایج را در معکوس نسبت این کاهش ضرب نمود تا نتایج به طور واقع بینانه تر نشان داده شوند . براین اساس باید نتایج عملی سری A را در ضریب 1.23 و سری B را در

1.17 ضرب نمود . نتایج حاصله براین مبنا در جدول ۵-۵۳ آورده شده است . همانطور که مشاهده می شود ، نتایج آزمایشگاهی تقریباً بالای نتایج تئوری قرار می گیرد .

جدول ۵-۵۳ : ضرایب ایمنی اصلاح شده

	ACI	BS	FIB	ISIS
تیرهای تقویت شده با FRP سری A	1.0558	1.0773	1.0849	0.9374
تیرهای تقویت شده با FRP سری B	1.1496	1.6512	1.3017	1.1822
کل نمونه ها	1.1781	1.3957	1.2673	1.1817

اما نکته دیگری که در بحث مهار مطرح می شود ، آنستکه نتایج ISIS در اثر مهار FRP هیچ تغییری نکرده است . علت آن نیز همانطور که قبلاً گفته شد ناشی از روابط طراحی این آیین نامه است ؛ چراکه در این آیین نامه کلاً پدیده جداشدگی صرفنظر شده و لذا حذف اثر جداشدگی هیچ تفاوتی در نتایج این آیین نامه نخواهد گذاشت .

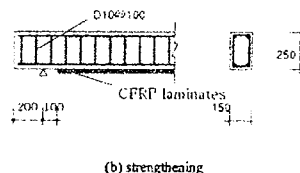
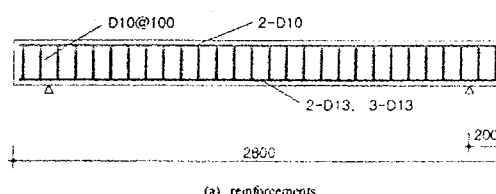
در این آزمایش ، همانند اکثر آزمایشها ، ترتیب قرارگیری ضرایب ایمنی و درصد تطابق مود گسیختگی حاکم نسبت به نتایج عملی برای ضریب ایمنی به صورت $BS < FIB < ISIS < ACI$ و برای درصد تطابق مود گسیختگی حاکم به صورت $BS > FIB > ACI > ISIS$ می باشد .

۵-۲-۱۱: آزمایش یازدهم مقاومسازی خمشی

در این آزمایش که توسط Y. Soo Shin & C. Lee [۲۷] انجام شده است، اثر تغییرات مقدار آرماتورهای فولادی کششی بر مقاومت نهایی بررسی می گردد. در این آزمایش چهار نمونه بررسی شده که دو تای آن به وسیله CFRP مقاومسازی خمشی می گردند. بارگذاری به صورت چهار نقطه ای بوده و نحوه آرماتوربندی به صورت شکل ۵-۴ می باشد. سایر پارامترهای لازم جهت طراحی در جدول ۵-۴ ارائه شده است. جداول و دیاگرامهای نتایج نیز ارائه گردیده اند.

جدول ۵-۴: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	R2C	R2O	R3C	R3O
b (mm)	150	150	150	150
h (mm)	250	250	250	250
d (mm)	220	220	220	220
d' (mm)	30	30	30	30
b _f (mm)	---	13	---	13
t _f (mm)	---	0.22	---	0.22
n _f	---	2	---	2
A _s (mm ²)	254	254	381	381
A' _s (mm ²)	142	142	142	142
f' _c (MPa)	18	18	18	18
f _{cu} (MPa)	22.5	22.5	22.5	22.5
f _y (MPa)	435	435	435	435
f _{fu} (MPa)	---	3000	---	3000
C _E	---	0.95	---	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	375000	---	375000
γ _{mF}	---	1.96	---	1.96
γ _{mE}	---	1.1	---	1.1
γ _f	---	1.35	---	1.35
ϕ _f	---	0.75	---	0.75



شکل ۵-۴: نحوه آرماتوربندی نمونه ها

جدول ۵-۵۵: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
R2C	23.1	19.77	18.84	18.89	18.28	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
R2O	31.5	22.05	20.25	20.35	20.81	D	R + Y	D + Y	D + Y	R + Y
R3C	34.8	28.72	27.38	27.42	26.4	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
R3O	46	30.83	28.79	28.65	28.6	D	R + Y	D + Y	D + E	C + Y

C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

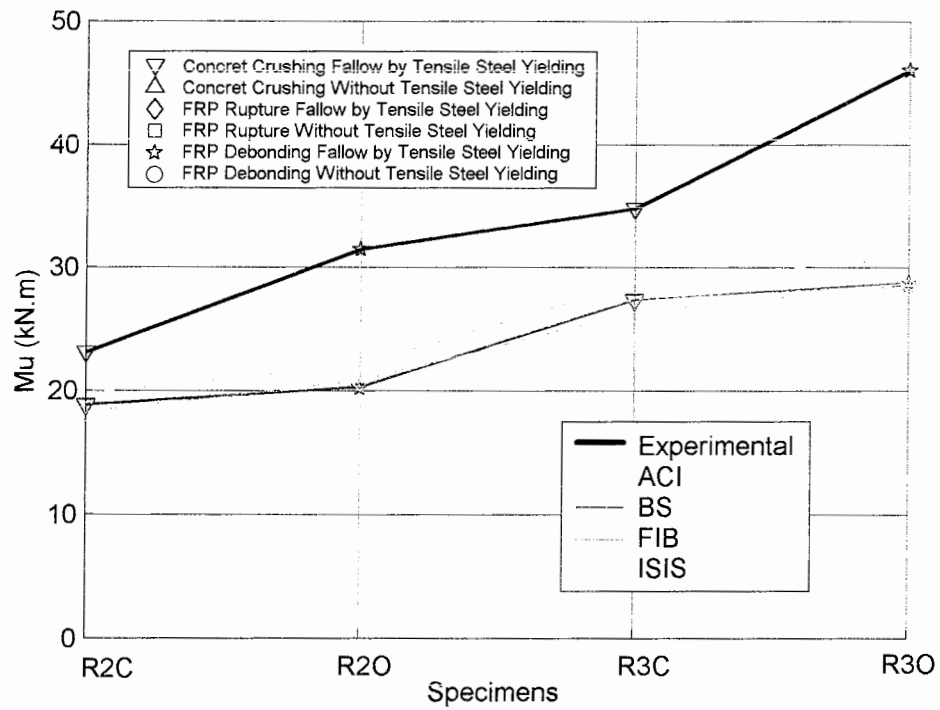
R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

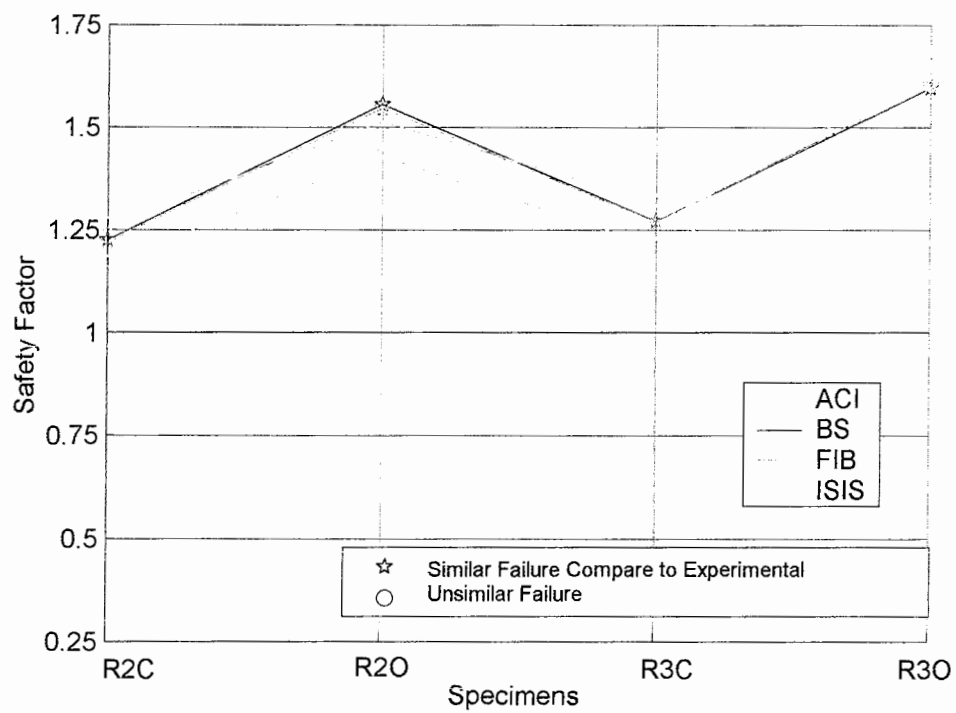
E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)

جدول ۵-۵۶: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد سری اول	ضریب ایمنی	1.1684	1.2261	1.2229	1.2637
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیر شاهد سری دوم	ضریب ایمنی	1.2117	1.271	1.2691	1.3182
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.4603	1.5767	1.5767	1.561
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0317	0.0211	0.0288	0.0473
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	0	100	100	0
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.3252	1.4126	1.4114	1.4260
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1378	0.1655	0.1674	0.1405
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	50	100	100	50



شکل ۵-۵۵: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۵۶: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

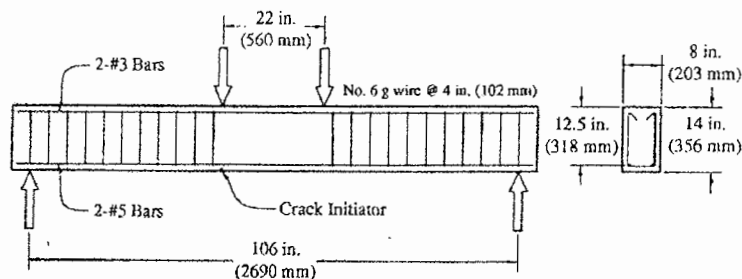
بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

براساس دیاگرامها ، همانطور که مشاهده می شود ، در نتایج عملی و تئوری اثر افزایش مساحت آرماتور کششی به میزان 50 درصد ، از اثر افزایش مقاومت مقطع به کمک دو لایه FRP بیشتر است ؛ اما تفاوتی که وجود دارد آنستکه درصد افزایش مقاومت با نصب FRP در نتایج عملی بیشتر از نتایج تئوری گردیده است . در مقایسه بین نتایج آیین نامه ها می توان گفت که نتیجه بسیار مشابهی ارائه داده اند . در تمامی این آیین نامه ها با افزایش مساحت آرماتور کششی ، ضریب ایمنی کمی افزایش یافته که نشاندهنده آنستکه ، همانطور که گفته شد ، اثر افزایش مساحت آرماتورهای کششی در نتایج عملی بیشتر گردد .

در این آزمایش نیز در مجموع ACI نزدیکترین جوابها را ارائه داده درحالیکه ISIS و با فاصله کمی از آن BS و FIB ، نتایج محافظه کارانه تری را از خود نشان می دهند . از لحاظ تطابق مود حاکم گسیختگی با نتایج عملی نیز ، BS و FIB با مقدار 100 درصد بهترین جوابها و ACI و ISIS با 50 درصد تطابق ، در رتبه بعدی قراردارند .

۵-۲-۱۲: آزمایش دوازدهم مقاومتی خمشی

در این آزمایش که توسط Sergio F. Brena [۸]، انجام شده است، یکسری نمونه با آرایشهای مختلفی توسط CFRP مقاومتی خمشی شده اند. در این راستا، نحوه بارگذاری، آرماتوربندی و مقاومتی و آرایشهای مختلف آن برای نمونه های مختلف در شکلهای ۵-۵۷ و ۵-۵۸ نشان داده شده است.

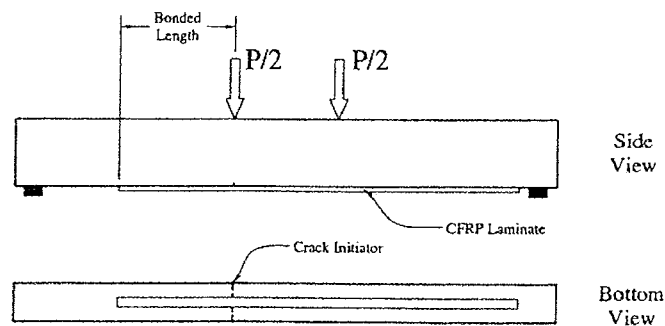


(a) Beams Strengthened using Composite Systems A and B

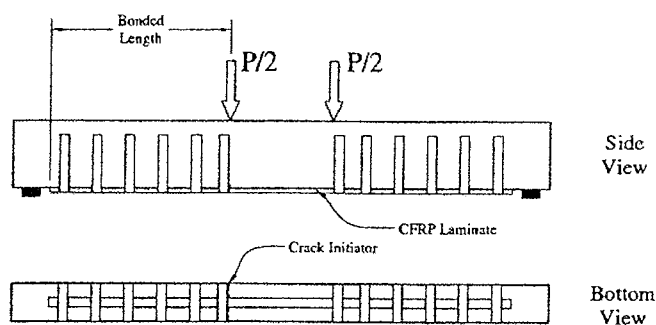
شکل ۵-۵۷: نحوه آرماتوربندی نمونه ها

جدول ۵-۵۷: خصوصیات تیر و FRP در نمونه ها

پارامترها	Control	A1	A2	B1	B2	B3
b (mm)	203	203	203	203	203	203
h (mm)	356	356	356	356	356	356
d (mm)	318	318	318	318	318	318
d' (mm)	38	38	38	38	38	38
b _f (mm)	---	50	100	75	50	50
t _f (mm)	---	0.165	0.165	0.168	0.168	0.168
n _f	---	2	1	2	2	2
A _s (mm ²)	400	400	400	400	400	400
A' _s (mm ²)	142	142	142	142	142	142
f' _c (MPa)	35.1	35.1	37.2	37.2	37.2	34.3
f _{cu} (MPa)	45.1	45.1	47.2	47.2	47.2	43.9
f _y (MPa)	440	440	440	440	440	438
f _{fu} (MPa)	---	3790	3790	3400	3400	3400
C _E	---	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	230000	230000	230000	230000	230000
γ _{mF}	---	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	---	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
γ _f	---	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
φ _f	---	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Configuration	I	I	I	I	II	II



(a) CFRP Configuration I



(b) CFRP Configuration II

شکل ۵-۸: نحوه بارگذاری و مقاومسازی نمونه ها

جدول ۵-۸: نتایج مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه ها

نمونه ها	M_{ur} (kN.m)					Failure Mode				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
Control	64.32	48.1	45.8	45.75	44.34	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y	C + Y
A1	67.04	60.3	52.45	53.5	59	D	D + Y	D + Y	D + Y	R + Y
A2	68.69	61.35	54.32	56.16	59.21	D	R + Y	D + Y	D + Y	R + Y
B1	70.61	66.15	55.43	57.36	64.56	D	R + Y	D + Y	D + Y	R + Y
B2	75.56	61.54	54.3	60.77	57.93	R	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y
B3	70.61	61.05	53.9	60.31	57.46	R	R + Y	R + Y	R + Y	R + Y

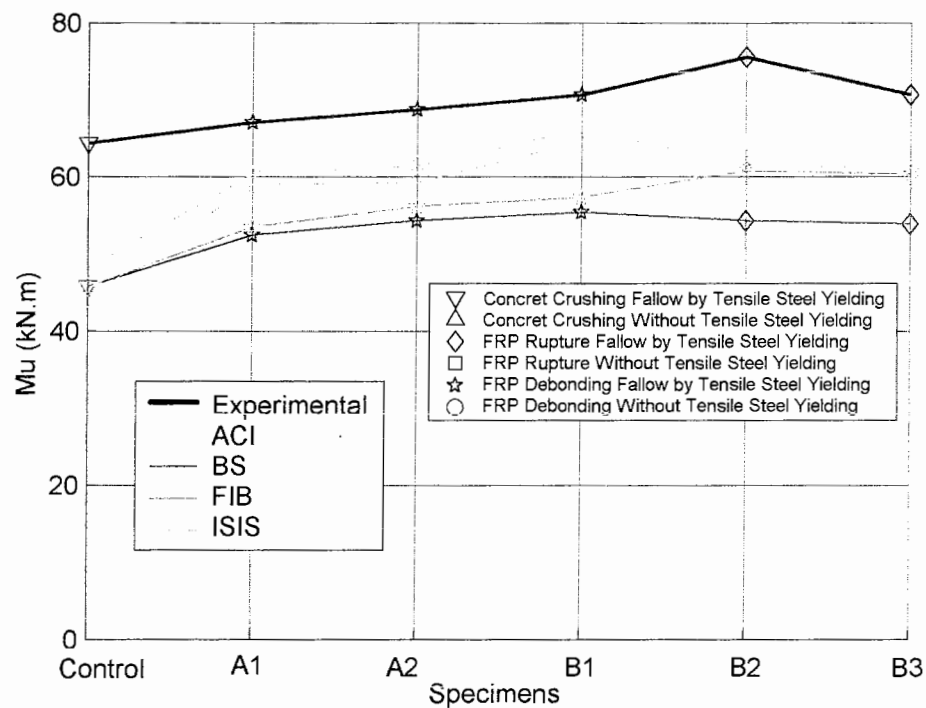
C: خرد شدگی بتن فشاری (Concrete Crushing)

D: جداشدگی FRP (FRP Debonding)

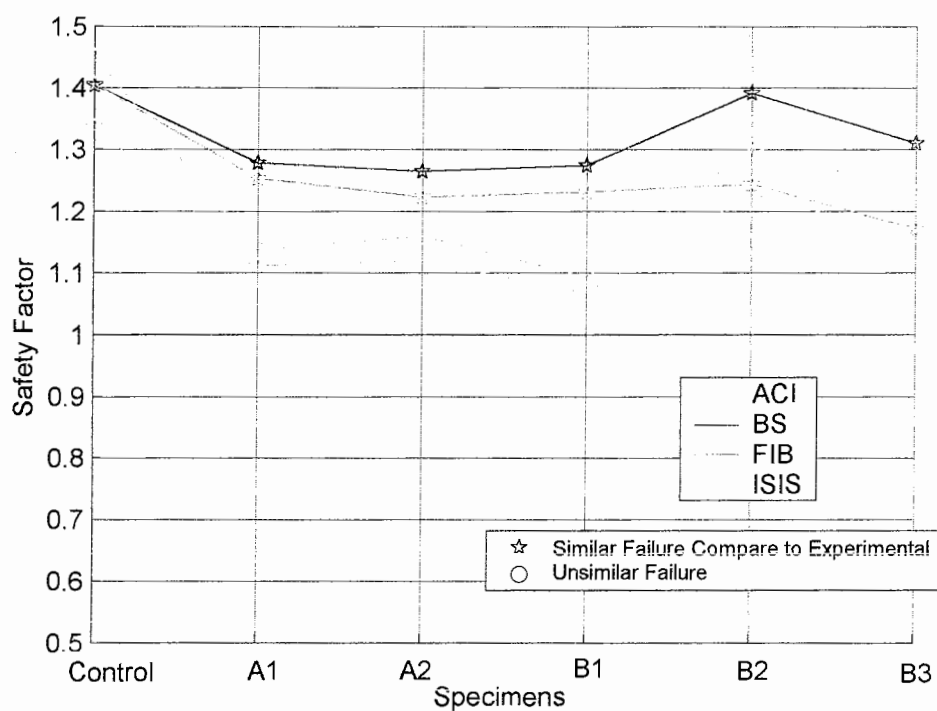
R: پارگی FRP (FRP Rupture)

Y: گسیختگی همراه با به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Yielding)

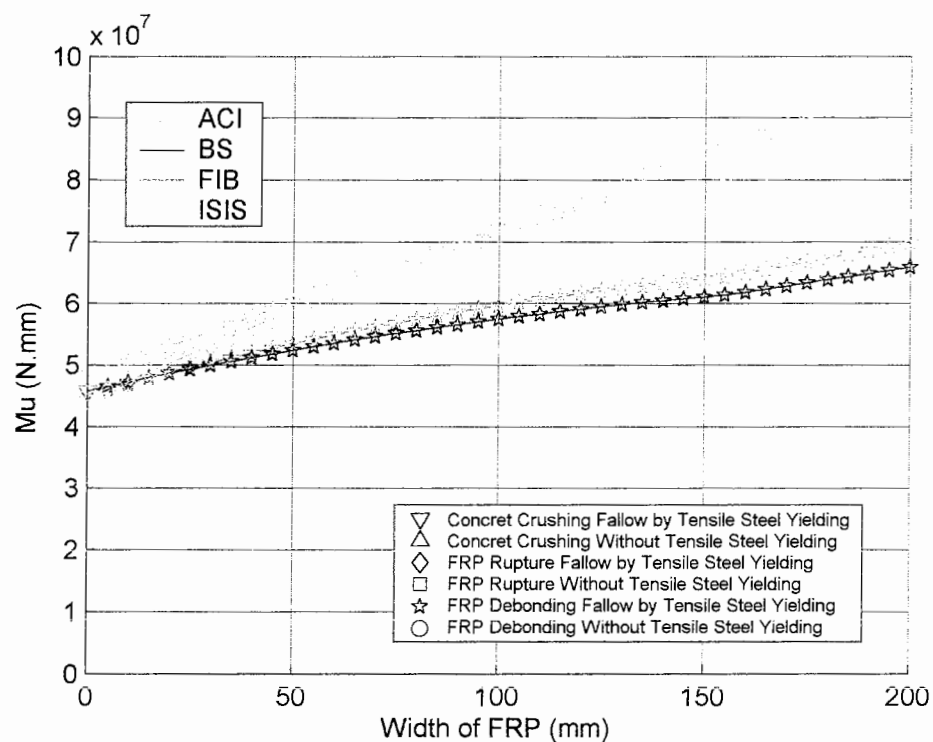
E: گسیختگی بدون به تسلیم رسیدن آرماتورهای فولادی کششی (Elastic)



شکل ۵-۵۹: دیاگرام تغییرات مقاومت نهایی و مود گسیختگی حاکم برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۶۰: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۶۱: دیاگرام اثر تغییرات عرض FRP بر ممان نهایی حاصله از آیین نامه ها برای نمونه A1

جدول ۵-۵۹: ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها به همراه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.3372	1.4044	1.4059	1.4506
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	100	100	100	100
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.1367	1.3036	1.2243	1.1847
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0537	0.0465	0.0286	0.0741
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	60	100	100	40
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.1701	1.3204	1.2545	1.2290
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.0894	0.0567	0.0726	0.1200
	درصد تطابق مود حاکم گسیختگی	66.67	100	100	50

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

در این دیاگرامها می توان نتایج عملی و تئوری را مرحله به مرحله بررسی کرده و مقایسه نمود . از مرحله تیر شاهد تا نمونه A1 ، همانطور که مشاهده می شود ، مقاومت مقطع تیر برای تمامی نتایج به صورت افزایشی بوده است . این حالت تا نمونه A2 نیز ادامه دارد . در این رابطه ، درصد افزایش مقاومت از حالت تیر شاهد به نمونه A1 در نتایج آیین نامه ها خصوصا ACI و ISIS ، افزایش بیشتری نسبت به نتایج عملی دیده می شود . اما در ادامه روند ، منطقی تر است ؛ تا اینکه به نمونه B1 می رسیم . از مرحله B1 به B2 در نتایج عملی و FIB درصدی افزایش مشاهده می شود ؛ در حالیکه در سایر آیین نامه ها خصوصا ACI و ISIS ، این تغییر ، روند کاهشی دارد . علت این امر را می توان در تأثیر بیشتر دو آیین نامه ACI و ISIS نسبت به تغییرات عرض FRP دانست . همانطور که در دیاگرام شکل ۵-۶۱ دیده می شود ، ACI و ISIS بیشترین تأثیر را با تغییرات عرض FRP از خود نشان می دهند . همچنین در مقایسه نمونه B2 و A2 نیز درصدی کاهش در این آیین نامه ها مشاهده می شود که ناشی از تغییر نوع FRP و کاهش مقاومت نهایی آن است . اما در FIB ، اثر مهار به شدت بر تغییرات دیگر پارامترها غلبه کرده و از خود افزایشی در نمونه B2 نشان داده است . در ادامه دیاگرام از مرحله B2 به B3 ، نتیجه آزمایشگاهی درصدی کاهش را نشان داده ، در حالیکه نتایج آیین نامه ها بدون تغییر باقی می ماند . علت این امر را می توان در کاهش تعداد نوارهای FRP عرضی دانست . در این حالت درواقع درصد عملکرد مهار کاهش یافته و این در حالی است که در روابط آیین نامه ها ، تنها دو حالت عملکرد با مهار و یا بدون مهار وجود داشته و بینابین این دو قابل تعریف نیست .

با توجه به نتایج می توان دید که در مجموع دوباره ACI کمترین ضریب ایمنی و BS بیشترین آن را ارائه داده و در زمینه درصد تطابق مود حاکم گسیختگی با نتایج عملی ، BS و FIB و بدنبال آن به ترتیب ACI و ISIS بیشترین درصد را دارا می باشند . از نتایج جدول ۵-۵۹ نیز می توان مشاهده نمود که با نصب FRP ، ضریب ایمنی برای تمامی آیین نامه ها کاهش یافته است .

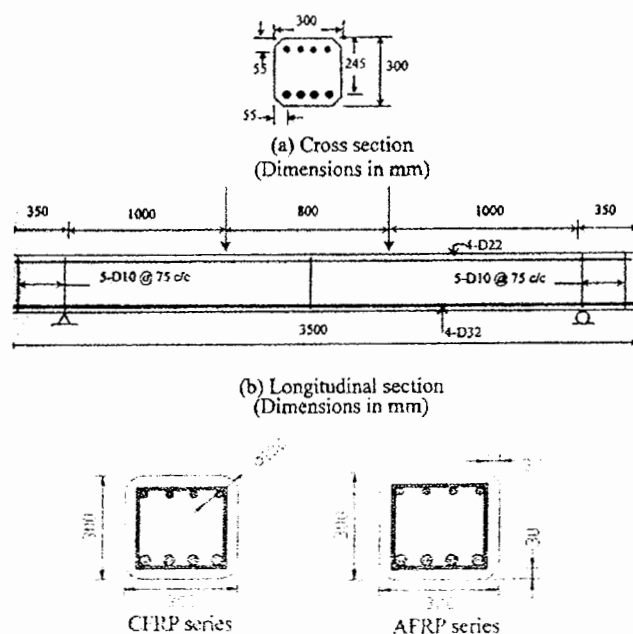
همانطور که در دیاگرام شکل ۵-۶۱ دیده می شود ، اثر عرض FRP ، بر مقاومت نهایی محاسبه شده توسط آیین نامه ها رسم شده است . براین اساس دیده می شود که ACI و ISIS در نزدیک یکدیگر بوده و FIB و BS نیز نمودارهایی مشابه به یکدیگر ارائه می کنند . تغییر در شیب نمودارهای ACI ، FIB و BS در عرضی معادل 160 mm ناشی از ضابطه ها و حدهایی است که در روابط طراحی این آیین نامه ها استفاده می شود . در FIB و BS اثر k_b و اعمال محدودیت برروی آن باعث این امر شده و در ACI نیز ضابطه محاسبه ϕ ، موجب این تغییر می گردد . روند تغییرات مود گسیختگی حاکم نیز در آزمایشهای گذشته بحث شد که از تکرار آن اجتناب می شود .

۳-۵: آزمایشهای مقاومسازی برشی تیرهای بتن آرمه

۱-۳-۵: آزمایش اول مقاومسازی برشی

در این آزمایش که توسط B. Adhikary & H. Mutsuyoshi [۳]، انجام شده است، پنج تیر مورد بررسی قرار گرفته اند. از این پنج تیر، یک تیر (B-1) به عنوان تیر شاهد بوده و مقاومسازی نشده است. از چهار تیر باقی مانده، دو تیر به وسیله CFRP و دو تیر دیگر به وسیله AFRP در دو حالت U شکل و دورپیچ کامل از لحاظ برشی تقویت شده اند. نحوه آرماتوربندی و بارگذاری تیرها در شکل ۶۲-۵ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که این نمونه ها دارای آرماتورهای برشی عرضی نمی باشند و تنها دارای آرماتورهای طولی کششی هستند. سایر پارامترهای لازم برای طراحی، در جدول ۶۰-۵ آورده شده است.

هدف از این آزمایش درواقع بررسی اثر نوع دورپیچ و همچنین نوع FRP در مقاومت برشی تیر می باشد. نتایج حاصل از آزمایش و محاسبات کامپیوتری در جداول و دیاگرامهای زیر جهت بررسی و مقایسه، ارائه شده است. لازم به ذکر است که علامت مربع نشاندهنده دیاگرام ACI، دایره FIB، ستاره BS، لوزی ISIS و مثلث نشاندهنده دیاگرام نتایج آزمایشگاهی می باشد.



شکل ۶۲-۵: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها

جدول ۵-۶۰: خصوصیات تیر و FRP

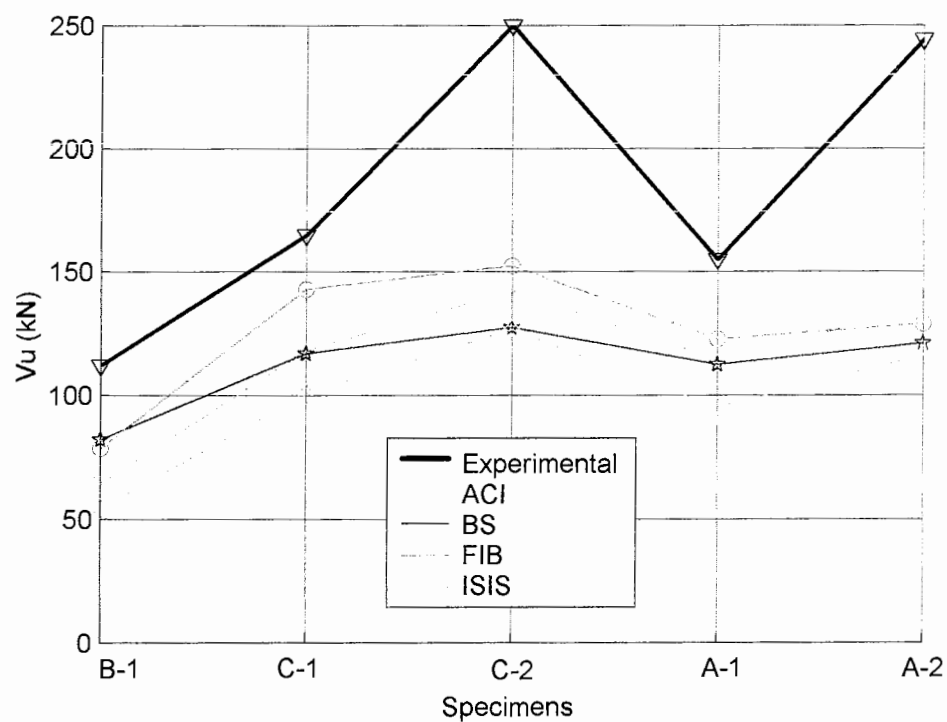
پارامترها	B-1	C-1	C-2	A-1	A-2
Wrapping scheme	---	U wrap	Completely wrap	U wrap	Completely wrap
b (mm)	300	300	300	300	300
d (mm)	245	245	245	245	245
w_f (mm)	---	---	---	---	---
d_f (mm)	---	300	300	300	300
t_f (mm)	---	0.167	0.167	0.286	0.286
n_f	---	1	1	1	1
n_e	---	1	0	1	0
s_f (mm)	---	---	---	---	---
β	---	90	90	90	90
A_s (mm ²)	3215.36	3215.36	3215.36	3215.36	3215.36
f'_c (MPa)	38	37.2	42.4	39.6	43.5
f_{cu} (MPa)	48	47.2	52.4	49.6	53.5
f_{fu} (MPa)	---	3400	3400	2000	2000
C_E	---	0.95	0.95	0.85	0.85
E_f (MPa)	---	230000	230000	120000	120000
γ_{mF}	---	1.96	1.96	2.1	2.1
γ_{mE}	---	1.1	1.1	1.1	1.1
γ_f	---	1.35	1.35	1.45	1.45
ϕ_f	---	0.75	0.75	0.7	0.7

جدول ۵-۶۱: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها

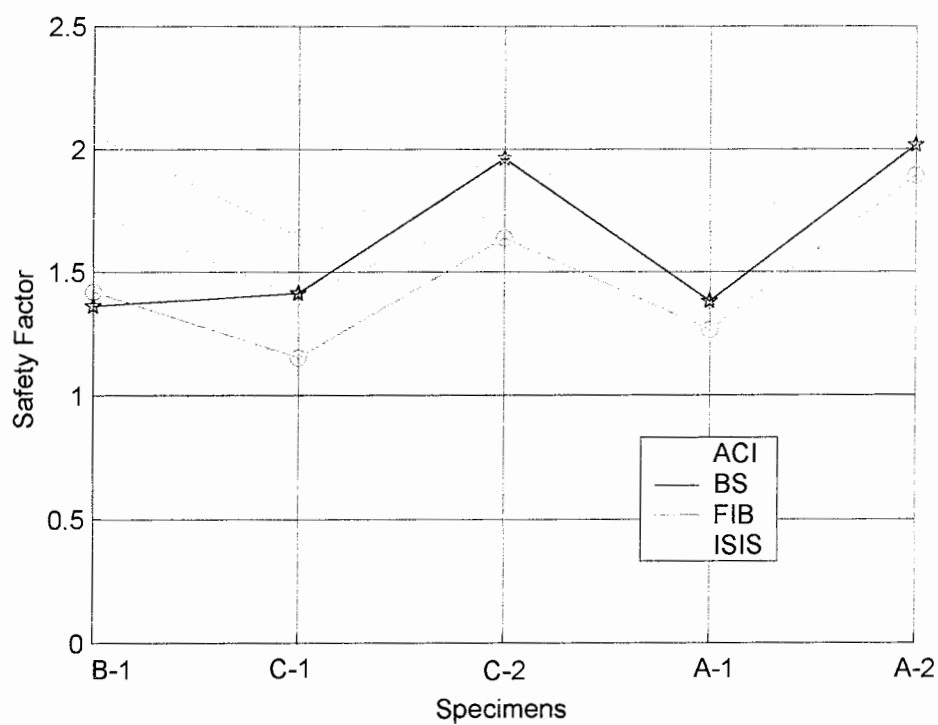
نمونه ها	V_c (kN)					V_f (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
B-1	112	64.2	82.22	78.8	54.37	0	0	0	0	0
C-1	112	63.51	81.76	77.69	53.8	53	54.4	34.92	65.3	46.57
C-2	112	67.81	84.66	84.77	57.43	138	74.44	42.75	67.75	69.14
A-1	112	65.54	83.13	81	55.5	43	48.6	29.12	41.6	39.55
A-2	112	68.7	85.25	86.23	58.17	132	66.5	35.66	42.6	57.66

جدول ۵-۶۲: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها

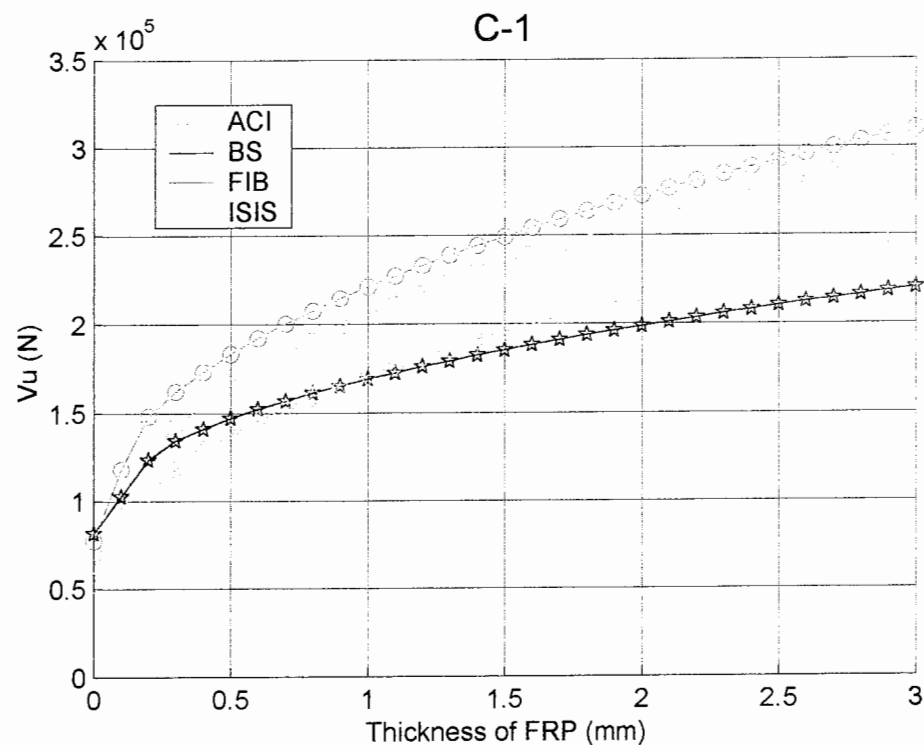
نمونه ها	V_u (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
B-1	112	64.2	82.22	78.8	54.37
C-1	165	117.91	116.7	143	100.37
C-2	250	142.25	127.42	152.52	126.57
A-1	155	114.14	112.25	122.6	95.05
A-2	244	135.2	120.91	128.86	115.83



شکل ۵-۶۳: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۶۴: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۶۵: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات ضخامت FRP برای نمونه C-1

جدول ۵-۶۳: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.7445	1.3622	1.4213	2.06
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.5799	1.6937	1.4877	1.8391
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2024	0.2972	0.2954	0.2071
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.6128	1.6274	1.4744	1.8833
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1927	0.2971	0.2655	0.2052

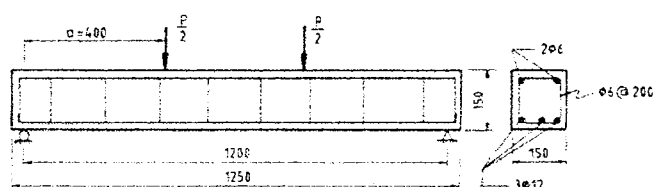
بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

همانطور که در دیاگرامها و جداول مشاهده می شود، روند افزایش و کاهش نتایج آیین نامه ها برای نمونه های مختلف دقیقاً همانند نتایج عملی بوده با این تفاوت که میزان این افزایش و کاهش متفاوت است. برای نمونه C-1 و A-1، درصد افزایش نسبت به تیر شاهد برای آیین نامه ها به جز BS، مشابه با نتایج عملی است. در واقع BS اثر کمتری نسبت به تقویت با FRP نشان داده است. این اثر در حالت دورپیچ کامل نسبت به دورپیچ U شکل برای تمامی آیین نامه ها صادق است، چراکه نتایج عملی به شدت تحت تأثیر نحوه دورپیچ قرار گرفته اند. به عبارت دیگر می توان گفت

که تأثیر نوع دورپیچ بر نتایج آیین نامه ها کمتر از نتایج عملی می باشد و لذا در دورپیچ کامل ضریب ایمنی به شدت افزایش یافته است . نکته دیگر آنستکه هم در نتایج عملی و هم در نتایج تئوری ، اثر CFRP نسبت به AFRP در تقویت برشی با کمی اختلاف ، بیشتر بوده است . به هر حال با توجه به جدول ۵-۶۳ ، می توان گفت که FIB نزدیکترین و ISIS دورترین نتایج را نسبت به نتایج عملی ارائه می دهد . ضریب ایمنی ACI نیز نسبت به BS با فاصله کمی کمتر می باشد . جهت بررسی اثر ضخامت FRP در تقویت برشی تیر بتنی ، دیاگرام شکل ۵-۶۵ رسم شده است . همانطور که مشاهده می شود در ابتدا با افزایش ضخامت ، تأثیر زیادی در مقاومت برشی دیده می شود ، درحالیکه بعد از ضخامت حدودا 0.2 mm این اثر کمتر می گردد . علت آن را می توان در روابط طراحی آیین نامه ها جستجو کرد ، چراکه با افزایش ضخامت ، امکان جداسدگی بیشتر شده و لذا کرنش مؤثر محاسبه شده برای FRP توسط آیین نامه ها به شدت افت می کند که باعث ایجاد تغییر شیب در روند دیاگرامهای شکل ۵-۶۵ می گردد . همانطور که مشاهده می گردد ، ACI و FIB با یکدیگر و همچنین BS و ISIS نسبت به هم ، رفتار مشابه ای از خود نشان داده اند .

۵-۳-۲: آزمایش دوم مقاومسازی برشی

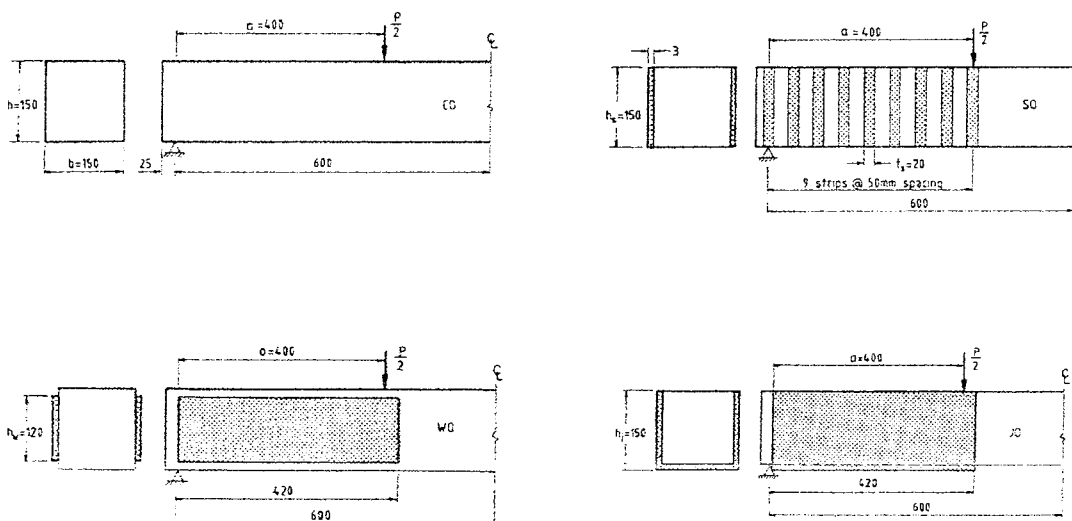
هدف از این آزمایش که توسط G. J. Al-Sulaimani [۴]، انجام شده است؛ بررسی اثر نحوه دورپیچ تیرهای بتنی (نوارهای FRP و ورقه های یکپارچه FRP به صورت نصب در دو وجه و ورقه های یکپارچه نصب شده به صورت U شکل) بر مقاومت برشی مقطع می باشد. نحوه مقاومسازی، بارگذاری و آرماتوربندی نمونه ها در شکلهای ۵-۶۶ و ۵-۶۷ نشان داده شده است. همچنین پارامترهای لازم جهت طراحی براساس آیین نامه های مختلف در جدول ۵-۶۴ ارائه گردیده است.



NOTE

1. All dimensions are in mm.
2. Clear cover = 25mm from all sides.

شکل ۵-۶۶: نحوه آرماتوربندی و بارگذاری نمونه ها



شکل ۵-۶۷: نحوه تقویت برشی نمونه های مختلف به وسیله FRP

جدول ۵-۶۴: خصوصیات تیر و FRP

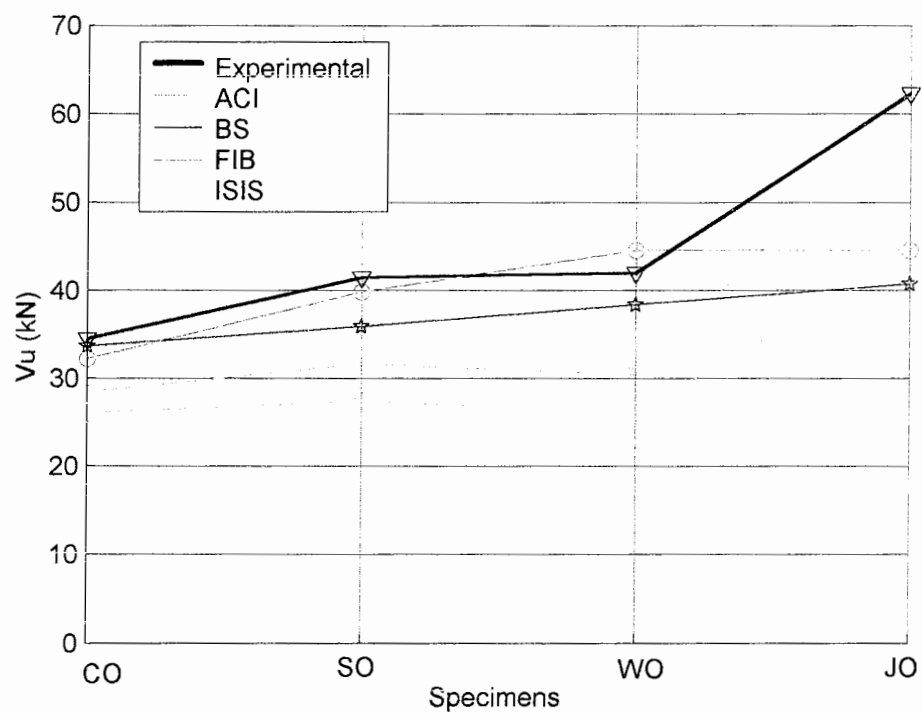
پارامترها	CO	SO	WO	JO
Wrapping scheme	---	Two side wrap	Two side wrap	U wrap
b (mm)	150	150	150	150
d (mm)	119	119	119	119
w _f (mm)	---	20	---	---
d _f (mm)	---	119	100	150
t _f (mm)	---	3	3	3
n _f	---	1	1	1
n _e	---	2	2	1
s _f (mm)	---	50	---	---
β	---	90	90	90
A _s (mm ²)	339.29	339.29	339.29	339.29
A _{sv} (mm ²)	56.55	56.55	56.55	56.55
s _v (mm)	200	200	200	200
α	90	90	90	90
f _y (MPa)	450	450	450	450
f _c (MPa)	37.7	37.7	37.7	37.7
f _{cu} (MPa)	47.7	47.7	47.7	47.7
f _{fu} (MPa)	---	200	200	200
C _E	---	0.75	0.75	0.75
E _s (MPa)	200000	200000	200000	200000
E _f (MPa)	---	14900	14900	14900
γ _{mF}	---	4.2	4.2	4.2
γ _{mE}	---	1.8	1.8	1.8
γ _f	---	1.3	1.3	1.3
φ _f	---	0.65	0.65	0.65

جدول ۵-۶۵: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و فولاد برای نمونه ها

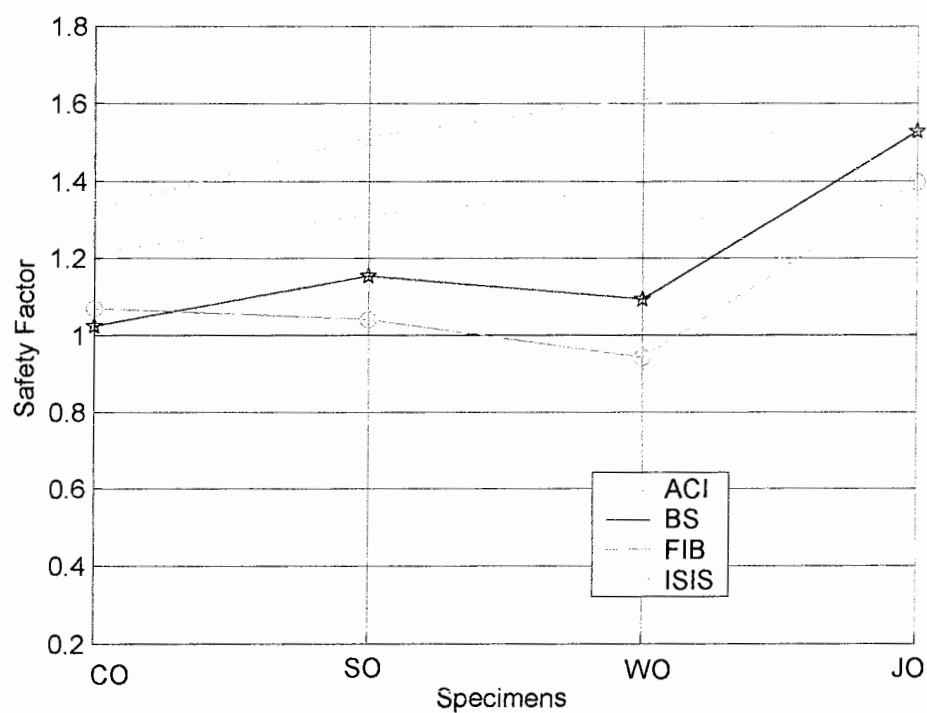
نمونه ها	V _c (kN)				V _s (kN)			
	ACI	BS	FIB	ISIS	ACI	BS	FIB	ISIS
CO	15.53	20.51	20.39	13.15	12.87	13.16	11.85	12.87
SO	15.53	20.51	20.39	13.15	12.87	13.16	11.85	12.87
WO	15.53	20.51	20.39	13.15	12.87	13.16	11.85	12.87
JO	15.53	20.51	20.39	13.15	12.87	13.16	11.85	12.87

جدول ۵-۶۶: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها

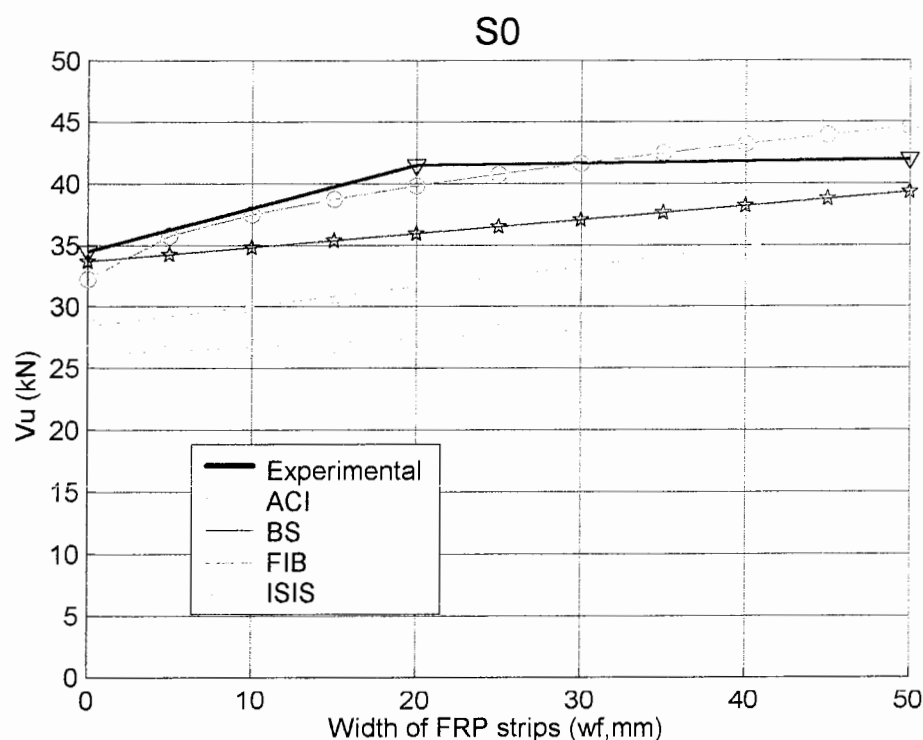
نمونه ها	V _u (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
CO	34.5	28.4	33.67	32.24	26.02
SO	41.5	31.62	35.92	39.83	27.4
WO	42	30.43	38.4	44.57	26.02
JO	62.3	61.15	40.76	44.57	43.84



شکل ۵-۶۸: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۶۹: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۷۰: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات عرض نوارهای FRP برای نمونه SO

جدول ۵-۶۷: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.2148	1.0247	1.0701	1.3259
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.2372	1.2592	1.1274	1.5166
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1569	0.1921	0.1955	0.0788
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.2316	1.2006	1.1130	1.4689
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1362	0.1949	0.1711	0.1071

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

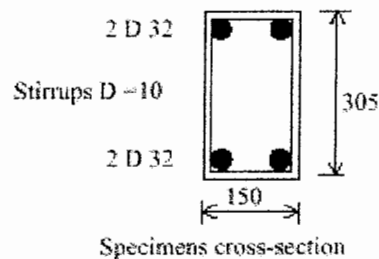
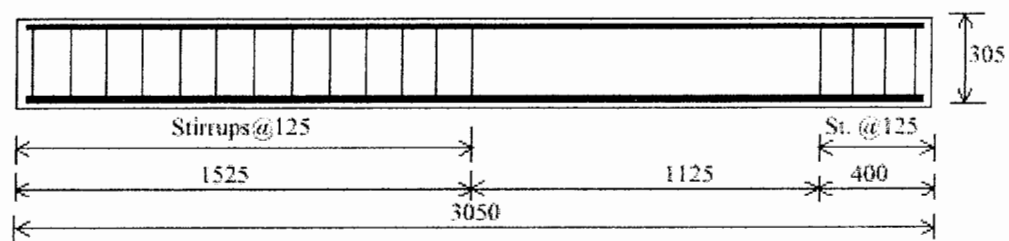
همانطور که در دیاگرامها و جداول مشاهده می شود، با تقویت برشی توسط نصب نوارهای FRP در دو وجه تیر، مقاومت برشی به مقدار کمی هم در نتایج عملی و هم در نتایج تئوری افزایش می یابد. با افزایش عرض نوارها به گونه ای که دو وجه تیر با FRP پوشیده شود، مقدار بسیار کمی افزایش در نتایج عملی دیده می شود. این اثر همانطور که در شکل ۵-۷۰ دیده می شود، در FIB بیشتر بوده و نتیجتاً افزایش بیشتری در حرکت از نمونه SO به WO در مقاومت برشی مشاهده می گردد. اما علتی دیگر بر روند افزایشی این اثر، تأثیر منفی گذاشته که در

دیاگرامهای ACI و ISIS به خوبی مشاهده شده است. همانطور که در جدول ۵-۶۴ داده های نمونه ها ارائه شده است و در شکل ۵-۶۸ دیده می شود، مقدار عمق مؤثر FRP در نمونه WO نسبت به SO کاهش یافته و چون در روابط طراحی ACI، ISIS و BS، ضریب d_f دخالت دارد، اثر کاهشی خود را اعمال کرده است. دلیل کاهش کم BS و همچنین نتایج عملی را نیز می توان در این علت یافت. در مرحله سوم (نمونه JO)، میزان d_f مجدداً افزایش یافته و بعلاوه نمونه از حالت نصب FRP در طرفین به حالت نصب U شکل تبدیل گشته است. این تغییر در نتایج عملی و همچنین ACI و ISIS به روشنی دیده می شود که باعث افزایش مقاومت برشی گردیده است. اما FIB که در روابط طراحی خود بین حالت نصب U شکل و نصب در طرفین تیر، فرقی قائل نشده است و همچنین از تغییرات d_f تأثیر نمی پذیرد، در نتایج خود نیز تغییری اعمال نمی کند. عدم تفاوت گذاشتن بین حالت دورپیچ U شکل و نصب در دو طرف تیر، در ISIS نیز صادق است، اما این آیین نامه تحت تأثیر d_f قرار گرفته است. اما در مورد آیین نامه BS، با توجه به روابط طراحی آن می توان گفت که نحوه دورپیچ بین U شکل و نصب در دو طرفین، تنها در یکی از کرنشهای محدود کننده کرنش FRP مؤثر بوده و در مواردی که این کرنش به عنوان حد، حاکم باشد، نتایج این آیین نامه نسبت به این دو نحوه دورپیچ تغییر می کند.

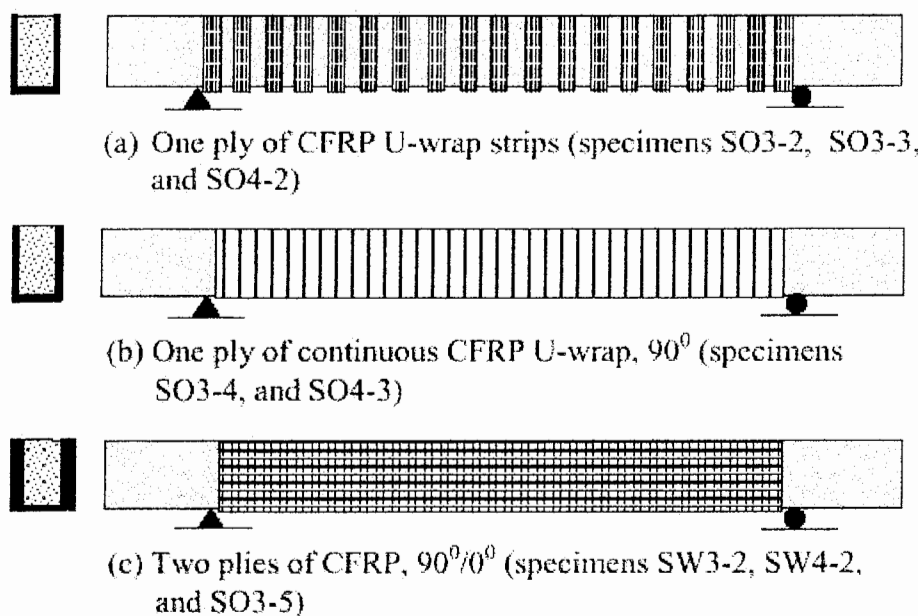
اما در مورد شکل ۵-۷۰ همانطور که دیده می شود، اثر تغییرات عرض نوارهای FRP تا به حد پوشش کامل وجوح تیر برای داده های نمونه SO بررسی شده است. نتایج عملی برای سه حالت از نمونه های CO، SO و WO استخراج شده است. البته باید دقت شود که در WO درست است که پوشش به صورت کامل است، اما عمق مؤثر FRP نیز کاهش یافته است، بنابراین اگر مقدار حقیقی نمونه ای با عرض مؤثر نمونه SO مورد آزمایش قرار گیرد، قطعاً مقداری بیشتر از مقدار بدست آمده برای WO خواهد بود. لذا دیاگرام عملی قطعاً از دیاگرام FIB نشان داده شده در شکل، بیشتر می گردد. اما به دلیل عدم وجود داده چنین نمونه ای مجبور به استفاده از نتایج نمونه WO گردیده ایم. با دقت در این دیاگرام می توان دید که BS و ISIS کمترین تأثیر و تقریباً به یک میزان و ACI و FIB نیز بیشترین تأثیر و البته این دو نیز تقریباً به یک مقدار تحت تأثیر افزایش عرض نوارهای FRP قرار گرفته اند که شیب نمودار این دو آیین نامه اخیر نیز تقریباً مشابه با شیب تغییرات نتایج عملی است. براساس این شکل به راحتی می توان دید که محافظه کاری نتایج به ترتیب از راست به چپ، ISIS، ACI، BS و FIB می باشد، طوری که FIB نتایج بسیار نزدیکی به نتایج عملی ارائه داده است. اما با دقت در دیاگرام ضرایب ایمنی می توان مشاهده نمود که در حالت U شکل (نمونه JO)، این ترتیب کاملاً به هم می ریزد که علت آن همانطور که قبلاً توضیح داده شده وابسته به تأثیر پذیری نتایج آیین نامه ها نسبت به نحوه دورپیچ FRP می باشد. اما به طور میانگین همانطور که در جدول ۵-۶۷ مشاهده می شود، همان ترتیب قبلی برای محافظه کاری بدست می آید.

۵-۳-۳: آزمایش سوم مقاومت برشی

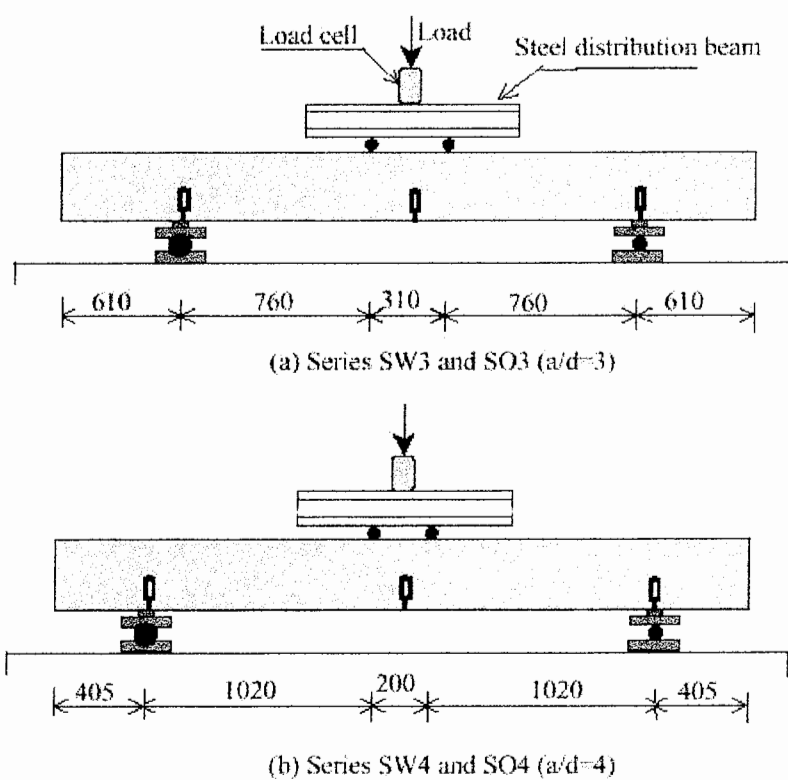
در این آزمایش که توسط A. Khalifa & A. Nanni [۱۸]، انجام شده است، هدف، بررسی اثر نحوه دورپیچ (نوارهای U شکل منقطع و یا یکپارچه) بر مقاومت برشی مقطع می باشد. در آزمایش قبل حالت نصب در طرفین تیر در حالت یکپارچه و منقطع مقایسه گردید. در این آزمایش برای بررسی این موضوع چهار تیر در نظر گرفته شده و نتایج آن استخراج گردیده است. یک تیر به عنوان تیر شاهد (SO3-1)، تقویت برشی نمی شود. از سه تیر باقی مانده، یک تیر (SO3-2) با نوارهای U شکل CFRP با عرض 50 mm و فاصله مرکز تا مرکز 125 mm و تیر دیگر (SO3-4) توسط نوارهای CFRP به طور کامل به صورت U شکل دورپیچ گردیده است. نحوه آرماتوربندی، مقاومت سازی و بارگذاری نمونه ها در شکل های ۵-۷۱ تا ۵-۷۳ نشان داده شده است. نتایج بدست آمده از آزمایش و محاسبات نیز در جداول و دیاگرام هایی ارائه گردیده اند.



شکل ۵-۷۱: نحوه آرماتوربندی نمونه ها



شکل ۵-۷۲: نحوه تقویت نمونه ها



شکل ۵-۷۳: نحوه بارگذاری نمونه ها

جدول ۵-۶۸: خصوصیات تیر و FRP

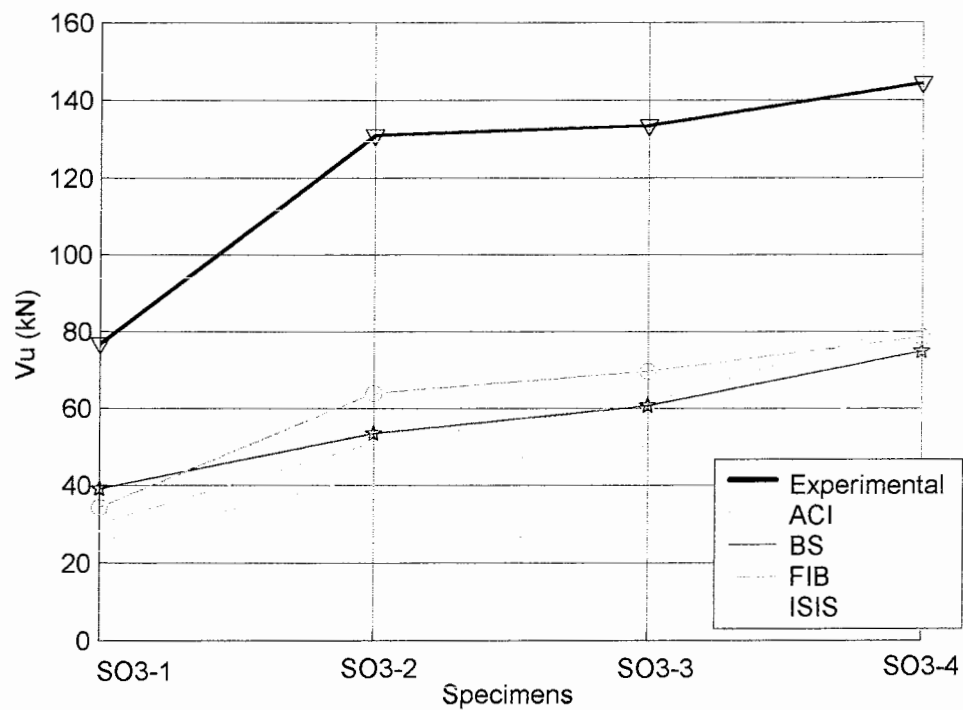
پارامترها	SO3-1	SO3-2	SO3-3	SO3-4
Wrapping scheme	---	U wrap	U wrap	U wrap
b (mm)	150	150	150	150
d (mm)	270	270	270	270
w _f (mm)	---	50	75	---
d _f (mm)	---	270	270	270
t _f (mm)	---	0.165	0.165	0.165
n _f	---	1	1	1
n _e	---	1	1	1
s _f (mm)	---	125	125	---
β	---	90	90	90
A _s (mm ²)	1608.5	1608.5	1608.5	1608.5
f _c (MPa)	27.5	27.5	27.5	27.5
f _{cu} (MPa)	33.5	33.5	33.5	33.5
f _{fu} (MPa)	---	3790	3790	3790
C _E	---	0.95	0.95	0.95
E _f (MPa)	---	228000	228000	228000
γ _{mF}	---	1.96	1.96	1.96
γ _{mE}	---	1.1	1.1	1.1
γ _f	---	1.2	1.2	1.2
φ _f	---	0.75	0.75	0.75

جدول ۵-۶۹: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها

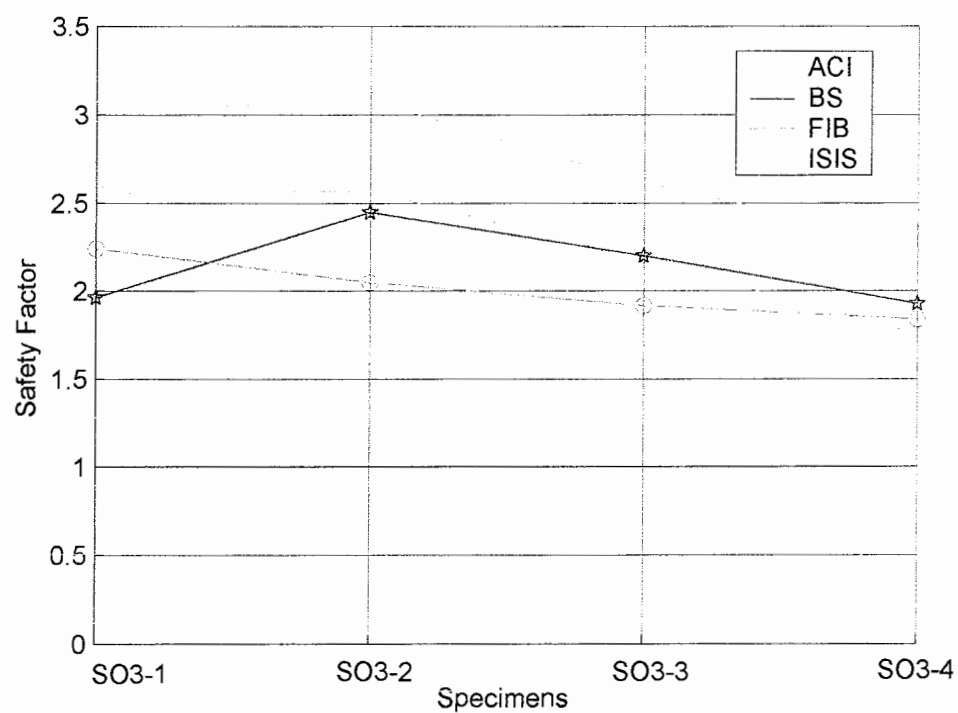
نمونه ها	V _c (kN)					V _f (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
SO3-1	77	30.09	39.22	34.35	25.49	0	0	0	0	0
SO3-2	77	30.09	39.22	34.35	25.49	54	20.88	14.29	29.25	17.03
SO3-3	77	30.09	39.22	34.35	25.49	56.5	31.32	21.44	35.3	25.55
SO3-4	77	30.09	39.22	34.35	25.49	67.5	52.2	35.73	44.2	37.89

جدول ۵-۷۰: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها

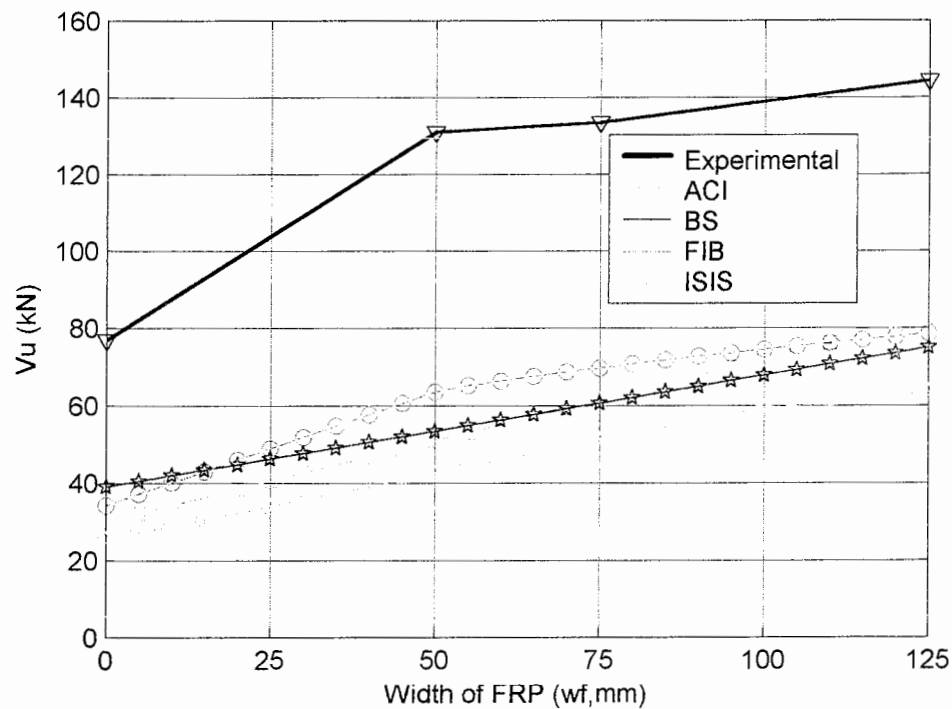
نمونه ها	V _u (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
SO3-1	77	30.09	39.22	34.35	25.49
SO3-2	131	50.97	53.51	63.6	42.52
SO3-3	133.5	61.41	60.66	69.65	51.04
SO3-4	144.5	82.3	74.95	78.55	63.38



شکل ۵-۷۴: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۷۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۷۶: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی حاصله از آیین نامه ها نسبت به تغییرات عرض نواریهای FRP

جدول ۵-۷۱: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	2.5590	1.9633	2.2416	3.0208
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	2.1666	2.1923	1.9355	2.6588
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.3325	0.2125	0.0869	0.3284
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	2.2647	2.1350	2.0120	2.7493
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.3343	0.2090	0.1525	0.3248

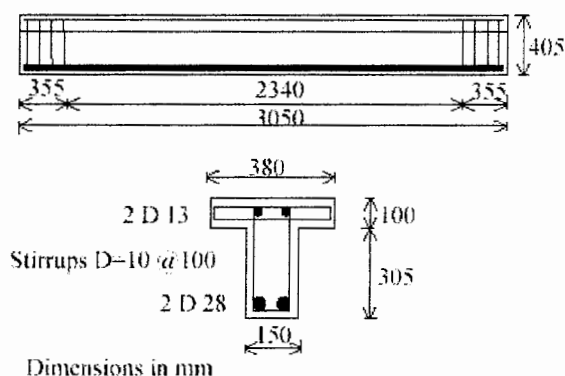
بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که در دیاگرامها و نتایج مشاهده می شود ، روند تغییرات بین نمونه ها برای تمامی نتایج (هم عملی و هم تئوری) ، یکسان است . تنها تفاوت در درصد افزایش مقاومت برشی از نمونه شاهد به نمونه تقویت شده با FRP می باشد . همانطور که در آزمایش اول مقاومسازی برشی مطرح شد ، نتایج آیین نامه ها تأثیر کمتری در برابر تقویت برشی با FRP نسبت به نتایج عملی می پذیرند . این موضوع به روشنی در این آزمایش نیز مشهود است . روند افزایشی نتایج عملی از نمونه

SO3-2 به نمونه های بعدی تقریباً مشابه نتایج تئوری می باشد. تغییرات نتایج آیین نامه ها به طور جزئی تر نسبت به تغییرات عرض نوارها در شکل ۵-۷۶ نشان داده شده است. همانطور که دیده می شود، FIB با دیاگرامی بسیار شبیه به نتایج عملی و البته با یک مقدار ضریب ایمنی، نتایج خود را ارائه کرده است. در این دیاگرام نیز اثر تغییرات عرض نوارهای FRP نسبت به مقاومت برشی تیر برای BS و ISIS مشابه می باشد. با دقت در دیاگرامهای دیگر آزمایشات دیده می شود که در اکثر آنها ضریب ایمنی در حالت قبل از مقاومسازی برای BS از دیگر آیین نامه ها کمتر است. اما بعد از تقویت، FIB از این لحاظ از BS پیشی می گیرد. در این آزمایش نیز نتایج به همین نحو بوده و البته در مجموع، برای مقدار میانگین ضرایب ایمنی دوباره ترتیب آزمایش قبل تکرار می گردد به طوری که ترتیب محافظه کاری به صورت $ISIS > ACI > BS > FIB$ ، می باشد.

۵-۳-۴: آزمایش چهارم مقاومسازی برشی

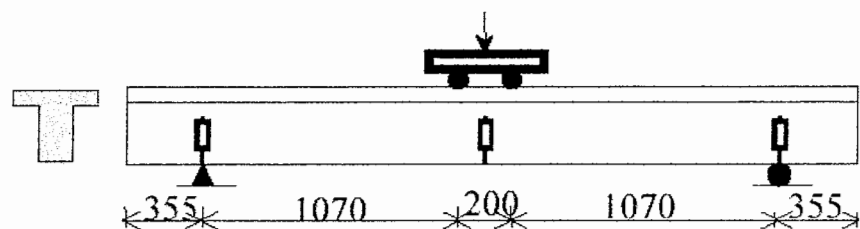
در این آزمایش نیز که توسط A. Khalifa & A. Nanni [۱۷]، انجام شده است، بررسی اثر نوع دورپیچ بر مقاومت برشی مقطع می باشد، مضاف بر اینکه در این آزمایش، اثر مهار انتهایی لایه FRP که به صورت U شکل نصب شده است نیز مورد ارزیابی قرار می گیرد. در این آزمایش پنج تیر T شکل بررسی شده که یکی از تیرها، تیر شاهد (BT1) می باشد. چهار تیر بعدی به ترتیب کامپوزیتهای نصب شده به صورت U شکل یکپارچه، U شکل نواری، نصب در دو طرف مقطع تیر به صورت نواری و U شکل یکپارچه همراه با مهاربندی در انتها، تقویت برشی می گردند. نحوه آرماتوربندی و ابعاد نمونه ها در شکل ۷۷-۵ مشاهده می شود. همچنین نحوه مقاومسازی هر یک از نمونه ها در شکل ۷۹-۵ و نحوه مهاربندی نمونه BT5 در شکل ۷۸-۵، نشان داده شده اند. لازم به ذکر است که اثر مهاربندی، با حذف روابط جداولی در طراحی برای آیین نامه ها لحاظ می گردد به گونه ای که فرض می شود FRP قابلیت رسیدن به کرنش حد ارائه شده در هر آیین نامه را دارد. سایر پارامترهای لازم برای طراحی در جدول ۷۲-۵ آورده شده است. نتایج آزمایش و محاسبات در جداول و دیاگرامهای زیر جهت مقایسه بهتر، گردآوری شده است.



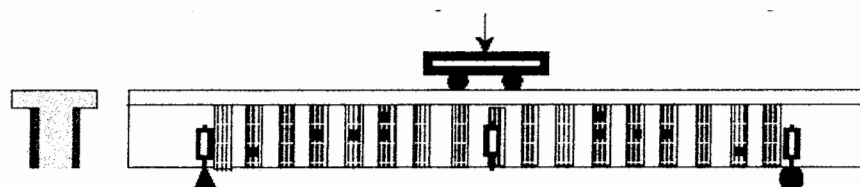
شکل ۷۷-۵: نحوه آرماتوربندی و ابعاد نمونه ها



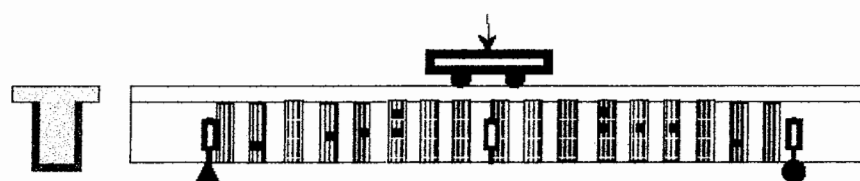
شکل ۷۸-۵: نحوه مهاربندی نمونه BT5



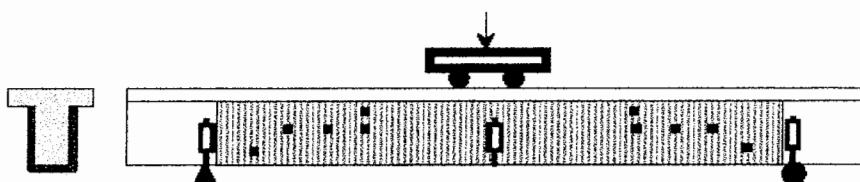
(a) BT1 (reference beam)



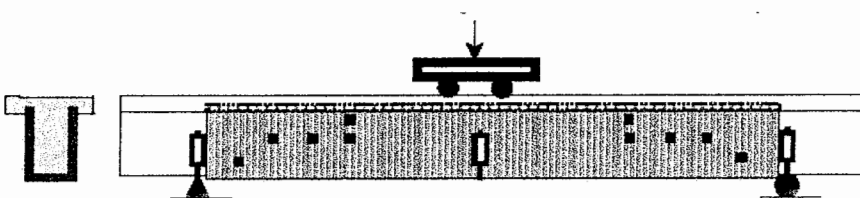
(b) BT2 (CFRP strips on beam sides only)



(c) BT3 (CFRP strips in the form of U-wrap)



(d) BT4 (CFRP U-wraps without end anchorage)



(e) BT5 (CFRP U-wraps with end anchor)

□ LVDT

▪ Strain gauge location

Dimensions in mm

شکل ۵-۷۹: نحوه تقویت برشی نمونه ها

جدول ۵-۷۲: خصوصیات تیر و FRP

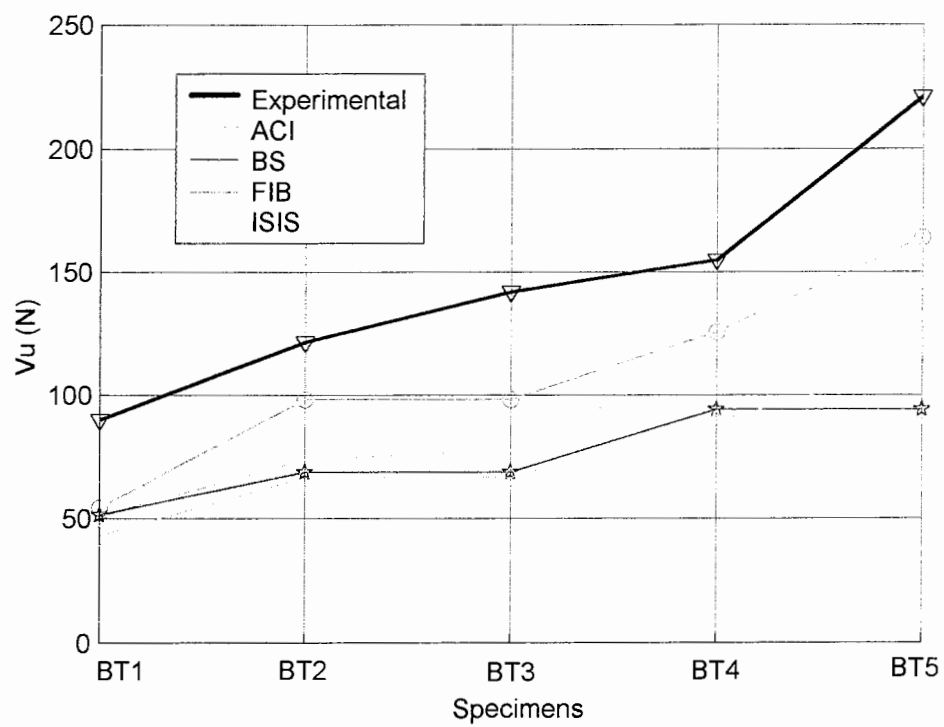
پارامترها	BT1	BT2	BT3	BT4	BT5
Wrapping scheme	---	Two side wrap	U wrap	U wrap	U wrap with anchore
b (mm)	150	150	150	150	150
d (mm)	405	405	405	405	405
w_f (mm)	---	50	50	---	---
d_f (mm)	---	305	305	305	305
t_f (mm)	---	0.165	0.165	0.165	0.165
n_f	---	1	1	1	1
n_e	---	2	1	1	1
s_f (mm)	---	125	125	---	---
β	---	90	90	90	90
A_s (mm ²)	1230.88	1230.88	1230.88	1230.88	1230.88
f'_c (MPa)	35	35	35	35	35
f_{cu} (MPa)	45	45	45	45	45
f_{fu} (MPa)	---	3790	3790	3790	3790
C_E	---	0.95	0.95	0.95	0.95
E_f (MPa)	---	228000	228000	228000	228000
γ_{mF}	---	1.96	1.96	1.96	1.96
γ_{mE}	---	1.1	1.1	1.1	1.1
γ_f	---	1.35	1.35	1.35	1.35
ϕ_f	---	0.75	0.75	0.75	0.75

جدول ۵-۷۳: نتایج سهم مقاومت برشی بتن و FRP برای نمونه ها

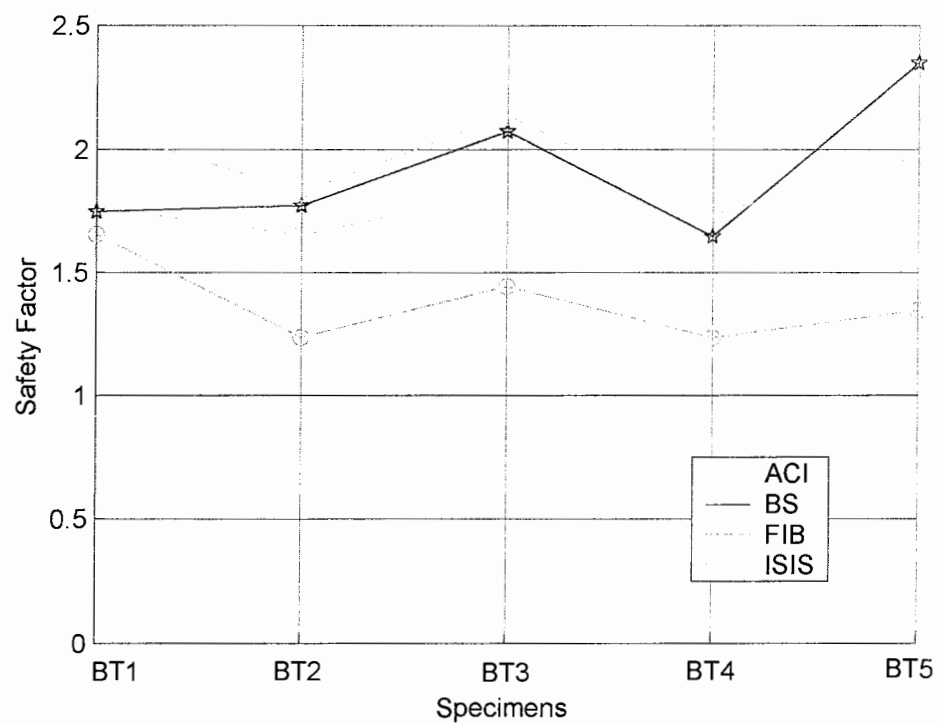
نمونه ها	V_c (kN)					V_f (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
BT1	90	50.92	51.47	54.37	43.13	0	0	0	0	0
BT2	90	50.92	51.47	54.37	73.13	31.5	22.65	17.03	43.88	23.3
BT3	90	50.92	51.47	54.37	73.13	52	26.53	17.03	43.88	23.3
BT4	90	50.92	51.47	54.37	73.13	65	66.32	42.57	71.22	46.17
BT5	90	50.92	51.47	54.37	73.13	131	66.32	42.57	109.7	68.84

جدول ۵-۷۴: نتایج مقاومت برشی نهایی نمونه ها

نمونه ها	V_u (kN)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
BT1	90	50.92	51.47	54.37	43.13
BT2	121.5	73.57	68.5	98.25	66.41
BT3	142	77.45	68.5	98.25	66.41
BT4	155	117.24	94.04	125.6	89.3
BT5	221	117.24	94.04	164.07	111.97



شکل ۵-۸۰: دیاگرام تغییرات مقاومت برشی نهایی برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۸۱: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۷۵: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	1.7675	1.7486	1.6553	2.0867
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	1.6730	1.9613	1.3157	1.9193
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2204	0.2724	0.0876	0.1522
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.6919	1.9187	1.3837	1.9528
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2007	0.2581	0.1568	0.1517

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که در شکل ۵-۸۰ دیده می شود ، روند تغییرات نتایج آیین نامه ها بین نمونه BT1 و BT2 تقریباً شبیه به نتایج عملی است ، اما در مرحله بعدی ، تأثیر تغییر نوع دورپیچ از حالت نصب در دو طرف به حالت نصب U شکل ، هیچ اثری در نتایج BS ، FIB و ISIS نگذاشته که دلیل آن همانطور که در آزمایش دوم مطرح شد ، عدم دخالت این ضابطه در روابط طراحی آیین نامه ها است . اما با افزایش عرض نوارهای FRP به حدی که کل سطوح جانبی تیر را بپوشاند ، از حالت BT3 به BT4 برای تمامی نتایج ، چه عملی و چه تئوری ، افزایشی مشاهده می شود . در مرحله بعدی با مهار FRP در نتایج عملی و همچنین FIB و ISIS ، تغییراتی در جهت رشد مقاومت برشی مشهود است ؛ اما برای ACI و BS اینگونه نیست که می توان اینطور توجیه کرد که مقدار کرنش در ACI و BS به مقادیر حد خود حتی قبل از مهاربندی رسیده و اعمال مهاربندی در این دو آیین نامه همانگونه که توضیح داده شد ، تأثیری در مقادیر نتایج آنها نمی گذارد . از لحاظ میانگین کلی ضرایب ایمنی آیین نامه ها نیز می توان به ترتیبی غیر از آزمایشهای قبلی دست یافت به گونه ای که جای ACI و BS عوض شده و در نتیجه ترتیب محافظه کاری نتایج به صورت زیر خواهد بود :

$$ISIS > BS > ACI > FIB$$

۴-۵: آزمایشهای مقاومسازی فشاری

۴-۵-۱: آزمایش اول مقاومسازی فشاری

در این آزمایش که توسط Pu. Wang [۳۴]، انجام شده است، اثر دورپیچ کامل یک ستون کوتاه توسط CFRP بررسی می گردد. برای این منظور دو سری نمونه، آزمایش شده است. در سری اول چهار ستون کوتاه با قطر 200 mm مورد آزمایش قرار گرفته است. از این چهار ستون، دو ستون به وسیله سه لایه از CFRP تقویت می گردد. در سری دوم سه ستون با همان قطر 200mm آزمایش شده که یکی از آنها با یک لایه و یکی دیگر با سه لایه CFRP تقویت می شود. در ستونهای سری دوم، آرماتورهای فولادی طولی و عرضی نیز وجود دارد، در حالیکه سری اول فاقد آرماتور داخلی است. پارامترهای لازم جهت طراحی در جدول ۵-۷۶ آورده شده است.

در این سری از آزمایشهای مقاومسازی فشاری، پارامتری که بین نتایج تجربی و آیین نامه ها مقایسه می گردد، مقدار مقاومت فشاری بتن محبوس شده، f'_{cc} ، می باشد. در این آزمایش نتایج این پارامترها در جدول ۵-۷۷ آورده شده است. جهت نمایش بهتر این نتایج، از دیاگرامهای شکلهای ۵-۸۲ و ۵-۸۳ استفاده می گردد. لازم به ذکر است که همانند نمودارهای برش، نماد مربع نشانگر دیاگرام نتایج ACI، دایره FIB، ستاره BS، لوزی ISIS و مثلث، نشاندهنده نتایج عملی می باشد.

جدول ۵-۷۶: خصوصیات ستون و FRP

پارامترها	B1	B2	B3	B4	C1-1	C1-2	C1-3
d	200	200	200	200	200	200	200
t_f	---	---	0.1201	0.1201	---	0.1201	0.1201
n_f	---	---	3	3	---	1	3
A_s	---	---	---	---	452.16	452.16	452.16
f'_c	43.5	46.5	45.7	47.7	52.5	37.2	41.5
f_{cu}	53.5	56.5	55.7	57.7	62.5	47.2	51.5
f_y	---	---	---	---	380	380	380
f_{fu}	---	---	4400	4400	---	4400	4400
C_E	---	---	0.95	0.95	---	0.95	0.95
E_f	---	---	235000	235000	---	235000	235000
γ_{mE}	---	---	1.1	1.1	---	1.1	1.1
γ_f	---	---	1.35	1.35	---	1.35	1.35
ϕ_f	---	---	0.75	0.75	---	0.75	0.75

جدول ۷۷-۵: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی

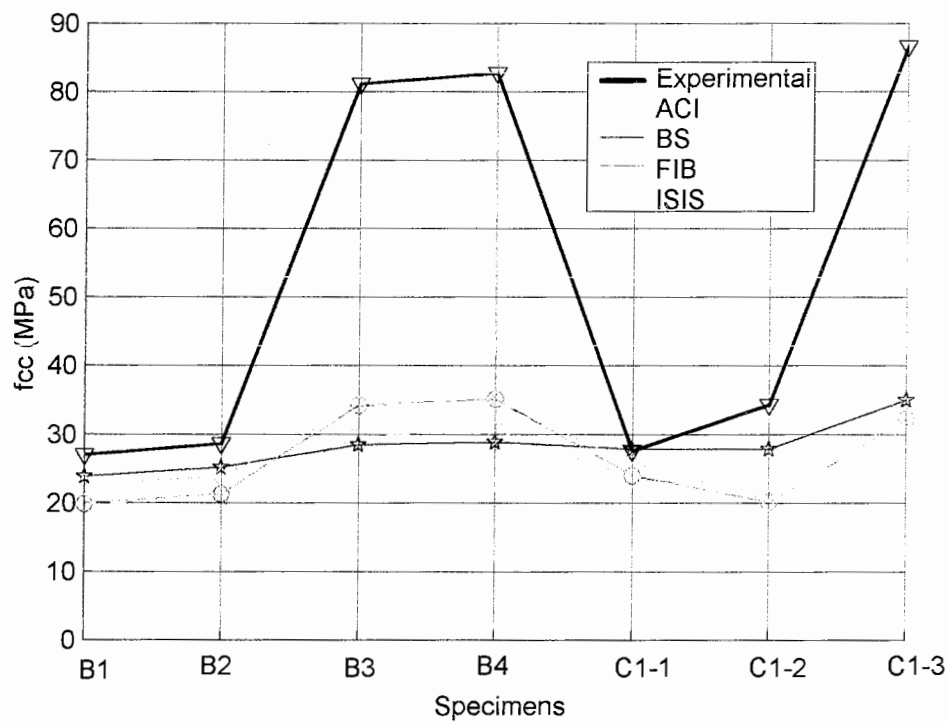
نمونه ها	f_{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
B1	27.06	19.66	23.9	19.96	22.75
B2	28.65	21.02	25.23	21.34	23.81
B3	81.17	29.64	28.51	34.28	34.01
B4	82.76	30.59	28.92	35.21	34.67
C1-1	27.64	23.73	27.92	24.09	25.9
C1-2	34.32	21.35	27.92	20.17	20.47
C1-3	86.84	30.65	35.04	32.34	32.6

جدول ۷۸-۵: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

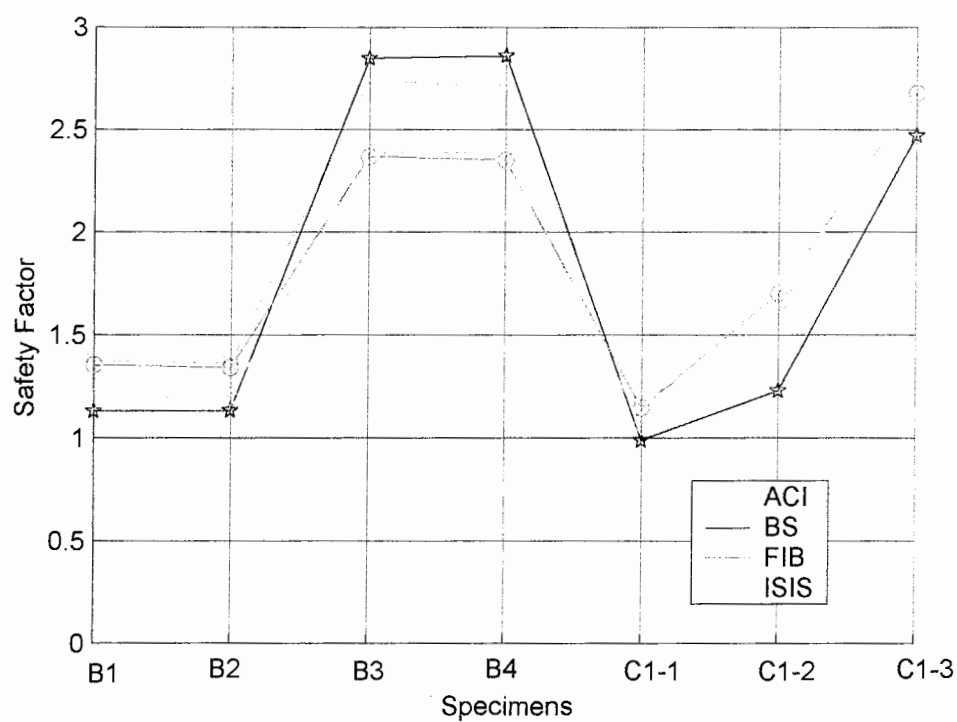
		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد سری اول	ضریب ایمنی	1.3764	1.1322	1.3557	1.1895
تیر شاهد سری دوم	ضریب ایمنی	1.1648	0.9900	1.1474	1.0672
تیرهای تقویت شده	ضریب ایمنی	2.2690	2.2814	2.0203	1.9923
با FRP سری اول	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.6408	0.8103	0.4793	0.5579
تیرهای تقویت شده	ضریب ایمنی	2.2171	1.8509	2.1903	2.1671
با FRP سری دوم	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.6096	0.6217	0.4887	0.4905
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	1.9689	1.8098	1.8492	1.7954
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.6935	0.8057	0.5636	0.6217

جدول ۷۹-۵: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده ، قبل از اثر ضریب ایمنی

نمونه ها	f_{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
B3	81.17	65.57	63.36	74.68	85.33
B4	82.76	67.69	64.26	76.7	87.33
C1-2	34.32	47.23	62.04	43.96	50.53
C1-3	86.84	67.82	77.87	70.45	81.13



شکل ۵-۸۲: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۸۳: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش :

همانطور که مشاهده می شود ، در نمونه های مختلف جز یک مورد ، روند تغییرات مقاومت فشاری بتن در نتایج تئوری و عملی شبیه به یکدیگر است . در این بین ، BS کمترین تأثیرات را می پذیرد ، در حالیکه FIB نسبت به دیگر آیین نامه ها حساس تر می باشد . در نمونه های تقویت شده ، به علت وجود ضرایب ایمنی و اطمینان بسیار بالا ، نتایج با نتایج عملی فاصله زیادی گرفته اند و حال آنکه می توان نتایج این آیین نامه ها را بدون اعمال ضریب ایمنی در جدول ۵-۷۹ ملاحظه کرده و مقایسه نمود . در سری اول ، روند تغییرات مقاومت بتن منطقی است به صورتی که با تقویت فشاری ، مقدار آن افزایش یافته است . اما در سری دوم از حالت تقویت نشده به حالت تقویت شده با یک لایه از CFRP ، مقداری کاهش در نتایج FIB ، ISIS و ACI دیده می شود . علت این موضوع را می توان در کاهش مقاومت فشاری مشخصه بتن نمونه تقویت شده نسبت به حالت قبل از مقاومسازی دانست . البته این اثر در BS ، تأثیر کمی گذاشته و نتیجه افزایشی تقویت با نتیجه کاهش مقاومت مشخصه بتن ، خنثی شده است و در نتیجه نمودار آن بدون تغییر باقی مانده است . اما در مورد نمونه آخر سری دوم (C1-3) ، با توجه به افزایش لایه های FRP و همچنین افزایش کمی در مقاومت مشخصه فشاری بتن ، روند رو به رشدی در مقدار f'_{cc} در تمام نتایج مشاهده گردیده است . با بررسی نتایج می توان مشاهده نمود که وجود آرماتورهای طولی و عرضی ، اثر کمی بر مقاومت فشاری بتن گذاشته و به مقدار کمی آن را افزایش می دهد . در مورد ضریب ایمنی با توجه به جدول ۵-۷۸ ، می توان گفت که ترتیب زیر برای محافظه کاری آیین نامه ها ، حاصل می شود : $ACI > FIB > BS > ISIS$.

۵-۴-۲: آزمایش دوم مقاومت فشاری

در این آزمایش که توسط L. Lam [۱۹]، انجام شده است، اثر نوع FRP (با الیاف کربن یا شیشه) و همچنین تعداد لایه های محصورکننده ستون بر مقاومت فشاری بتن محبوس شده بررسی می گردد. بر این اساس پنج نمونه مورد ارزیابی قرار می گیرد. سه نمونه از این ستونها به ترتیب توسط یک لایه، دو لایه و سه لایه CFRP و دو نمونه دیگر توسط یک و دو لایه GFRP محصور می شوند. پارامترهای لازم جهت طراحی در جدول ۵-۸۰، آورده شده است. نتایج آزمایش و محاسبات انجام شده به کمک کامپیوتر نیز در جدول و دیاگرامهایی، ارائه گردیده است.

جدول ۵-۸۰: خصوصیات ستون و FRP

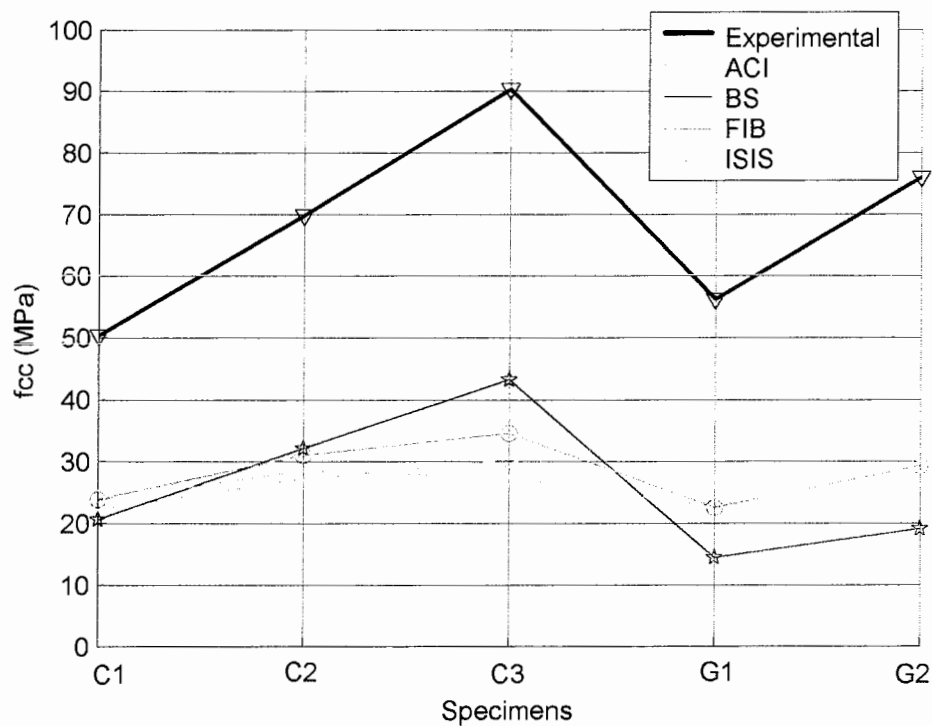
پارامترها	C1	C2	C3	G1	G2
d	152	152	152	152	152
t _f	0.165	0.165	0.165	1.27	1.27
n _f	1	2	3	1	2
f' _c	35.9	35.9	34.3	38.5	38.5
f _{cu}	45.9	45.9	43.88	48.5	48.5
f _{fu}	4203	4203	4203	490	490
C _E	0.95	0.95	0.95	0.75	0.75
E _f	258810	258810	258810	22455	22455
γ _{mE}	1.1	1.1	1.1	1.8	1.8
γ _f	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3
φ _f	0.75	0.75	0.75	0.65	0.65

جدول ۵-۸۱: نتایج مقاومت فشاری بتن (f'_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی

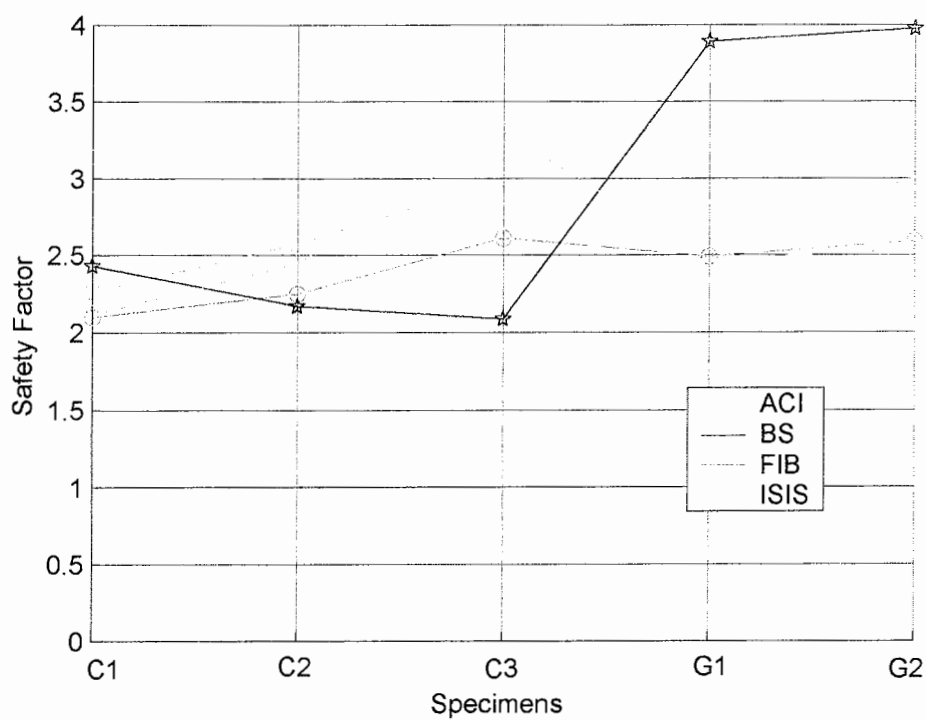
نمونه ها	f' _{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
C1	50.4	22.32	20.72	24	23.84
C2	69.9	27.15	32.21	31.07	28.58
C3	90.4	30.26	43.3	34.61	27.4
G1	56.2	21.67	14.44	22.57	22.72
G2	76	25.31	19.13	29.32	30

جدول ۵-۸۲: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	2.6833	2.9110	2.4088	2.5732
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2812	0.8421	0.2011	0.3913



شکل ۵-۸۴: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۸۵: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۸۳: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونهای تقویت شده، قبل از اثر ضریب ایمنی

نمونه ها	f_{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
C1	50.4	49.38	46.04	52.25	58.71
C2	69.9	60.06	71.58	67.7	70.39
C3	90.4	66.95	96.22	75.4	67.25
G1	56.2	47.94	32.08	49.18	56.2
G2	76	55.99	42.5	63.88	74

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

همانطور که در شکل دیده می شود، با افزایش تعداد لایه های FRP، مقاومت فشاری بتن نیز در تمام حالات افزایش می یابد. براساس نتایج، تأثیر تعداد لایه های FRP در مقاومت فشاری بتن برای BS نزدیکترین حالت نسبت به نتایج عملی می باشد. اما در آیین نامه های دیگر این تأثیر کمتر است. در مورد ISIS، برای دو نمونه C2 و C3 مقدار مقاومت فشاری بتن (f_{cc})، تقریباً ثابت بوده و افزایشی دیده نمی شود که می توان علت آن را در کاهش مقاومت مشخصه فشاری نمونه C3 نسبت به C2 دانست. این نتایج، همانطور که در آزمایش قبل توضیح داده شد، ناشی از ضرایب ایمنی بالاست که با حذف آن می توان دید نتایج آیین نامه ها بسیار نزدیک به نتایج عملی می باشد (جدول ۵-۸۳).

نکته دیگری که از این دیاگرام قابل استخراج است، این موضوع است که نتایج عملی نمونه های سری دوم که از GFRP البته با ضخامت تقریبی هشت برابر CFRP نسبت به سری اول استفاده شده است، افزایش نسبی کمی مشاهده می شود؛ اما در نتایج آیین نامه ها این موضوع برعکس می باشد. به هر حال با توجه به جدول ۵-۸۲، ترتیب ضرایب ایمنی آیین نامه ها به صورت $BS > ACI > ISIS > FIB$ ، می باشد. البته لازم به ذکر است، با توجه به دیاگرام ضرایب ایمنی می توان دریافت که BS در سری اول که از CFRP استفاده شده است، کمترین ضریب ایمنی را داراست و حال آنکه در سری دوم، دقیقاً برعکس می باشد؛ لذا از نظر میزان تأثیر نوع FRP بر ضریب ایمنی نتایج، ترتیب مقابل مشهود است: $BS > ISIS > ACI > FIB$.

۵-۴-۳: آزمایش سوم مقاومسازی فشاری

هدف از این آزمایش که توسط M. Theriault [۳۲]، انجام شده است نیز بررسی اثر تعداد لایه های دورپیچ شده CFRP به دور ستون می باشد. در این راستا، چهار نمونه مورد بررسی قرار می گیرد که قطر همه آنها برابر 150 mm است. سه ستون به ترتیب توسط یک، دو و سه لایه CFRP محصور شده اند و ستون آخر بدون مقاومسازی، به عنوان ستون شاهد مورد آزمایش قرار می گیرد. داده های لازم جهت طراحی توسط آیین نامه ها در جدول ۵-۸۴ آورده شده است.

جدول ۵-۸۴: خصوصیات ستون و FRP

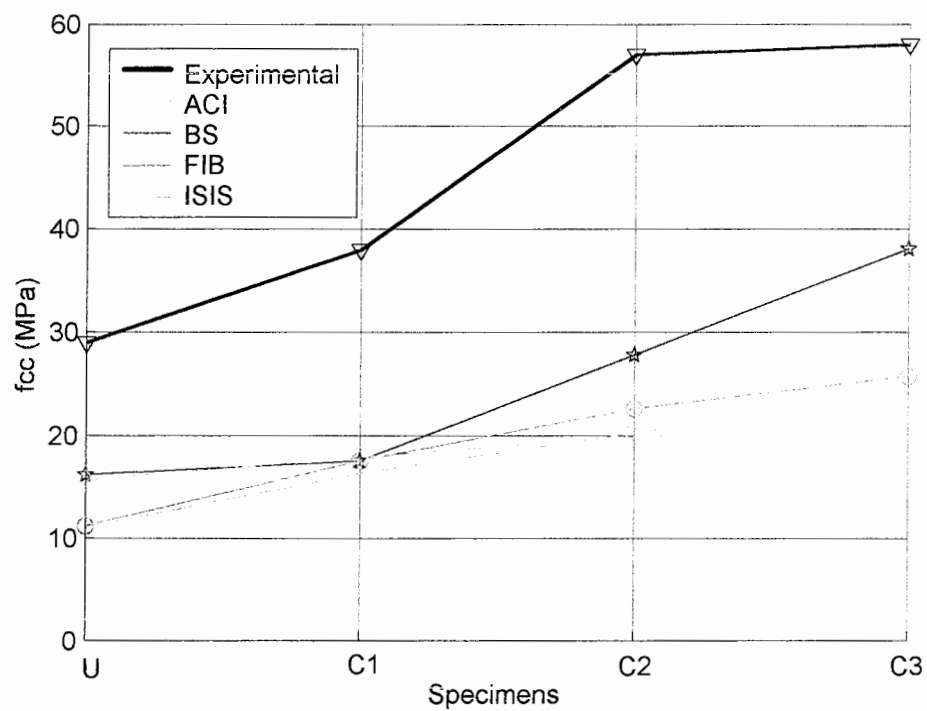
پارامترها	U	C1	C2	C3
d	150	150	150	150
t _f	---	0.165	0.165	0.165
n _f	---	1	2	3
f _c	24.5	24.5	24.5	24.5
f _{cu}	36.3	36.3	36.3	36.3
f _{fu}	---	3400	3400	3400
C _E	---	0.95	0.95	0.95
E _f	---	228000	228000	228000
γ _{mE}	---	1.1	1.1	1.1
γ _f	---	1.2	1.2	1.2
φ _f	---	0.75	0.75	0.75

جدول ۵-۸۵: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی

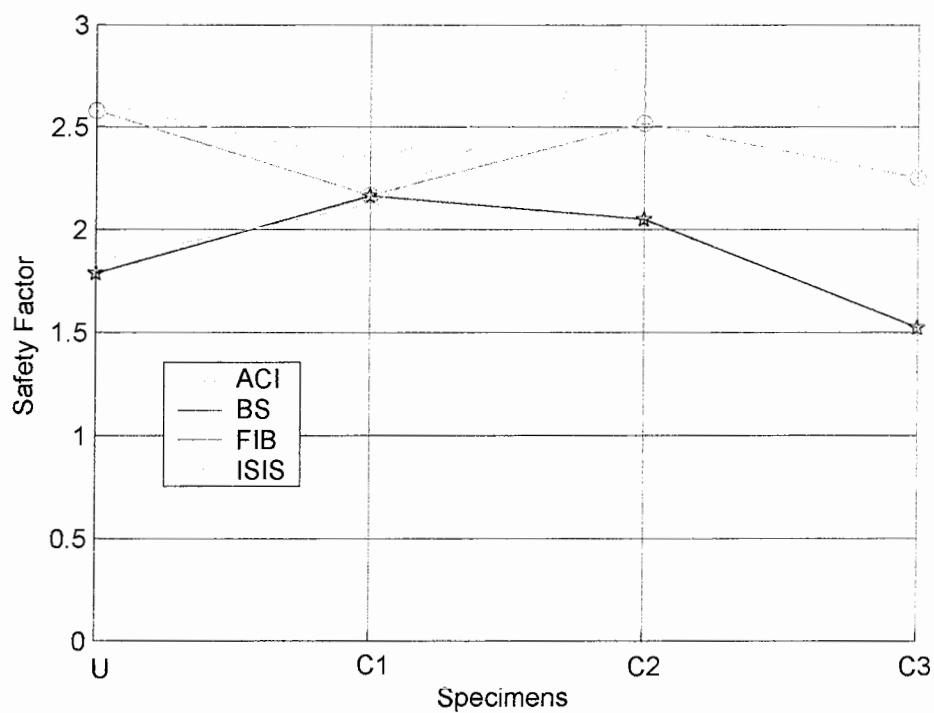
نمونه ها	f _{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
U	29	11.07	16.21	11.24	15.69
C1	38	16.32	17.55	17.55	17.91
C2	57	20.27	27.81	22.63	19.92
C3	58	23.44	38.07	25.77	19.92

جدول ۵-۸۶: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد	ضریب ایمنی	2.6197	1.7890	2.5801	1.8483
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	2.5383	1.9124	2.3116	2.6316
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.2025	0.2789	0.1506	0.3611
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	2.5586	1.8815	2.3787	2.4358
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1789	0.2474	0.1747	0.4614



شکل ۵-۸۶: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۸۷: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۸۷: نتایج مقاومت فشاری بتن (f'_{cc}) ستونهای تقویت شده، قبل از اثر ضریب ایمنی

نمونه ها	f'_{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
C1	38	36.11	39	38.24	43.2
C2	57	44.84	61.8	49.3	48.04
C3	58	51.87	84.6	56.16	48.04

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

در این سری آزمایش نیز با توجه به دیاگرام شکل ۵-۸۶ می توان دید که با افزایش تعداد لایه های FRP دورپیچ شده به دور ستون، مقاومت فشاری بتن افزایش می یابد. این موضوع در تمامی نتایج به جز دو مورد مشاهده شده است. در نمونه C1 نسبت به نمونه قبل از مقاومسازی، تأثیر تقویت در نتایج آیین نامه های ACI و FIB شباهت بیشتری به نتایج عملی داشته در حالی که ISIS و BS با شیب کمی رشد نموده اند. با افزایش تعداد لایه ها در نمونه C2 به مقدار دو لایه، روند افزایشی ACI و FIB همانند حالت قبل ادامه پیدا کرده در حالیکه نتایج عملی با شیب بیشتری به افزایش خود ادامه می دهند. در این مرحله نتایج BS تشابه بیشتری نسبت به نتایج عملی پیدا کرده است.

در مرحله سوم، افزایش تعداد لایه ها به سه لایه تأثیر بسیار کمی در نتایج عملی گذارده در حالیکه ACI، FIB و BS به روند افزایشی با شیب مرحله قبل ادامه داده اند. اما نکته ای که در ISIS مشاهده می شود آنستکه این افزایش مقاومت، متوقف گردیده است. علت این امر را می توان در روابط طراحی ISIS مشاهده کرد. با مرور فصلهای قبل به روشنی می توان دید که در ISIS، دو ضابطه جهت محدود کردن مقدار مقاومت فشاری بتن استفاده می شود و همین امر موجب می گردد که در این آزمایش با افزایش تعداد لایه ها از دو به سه لایه تأثیری در مقاومت فشاری بتن دیده نشود. در این آزمایش نیز نتایج آیین نامه ها بدون ضریب نزدیک و حتی گاهی اوقات بیشتر از نتایج عملی بوده که در جدول ۵-۸۷ آورده شده است. در نهایت ترتیب ضرایب ایمنی نتایج آیین نامه ها را برای این آزمایش می توان به صورت مقابل ارائه کرد: $ACI > ISIS > FIB > BS$.

۴-۴-۵: آزمایش چهارم مقاومت‌سازی فشاری

در این آزمایش که توسط J. G. Teng [۳۱]، انجام شده است، دوباره اثر نوع FRP (CFRP نوع ۱ و نوع ۲) و همچنین اثر تعداد لایه های CFRP دورپیچ شده بر روی ستون در حالت FRP نوع ۲، مقایسه می گردد. داده های لازم برای نمونه های مختلف در جدول ۵-۸۸ آورده شده است. نتایج نیز همانند قبل در شکلها و جداول زیر ارائه گردیده است.

جدول ۵-۸۸: خصوصیات ستون و FRP

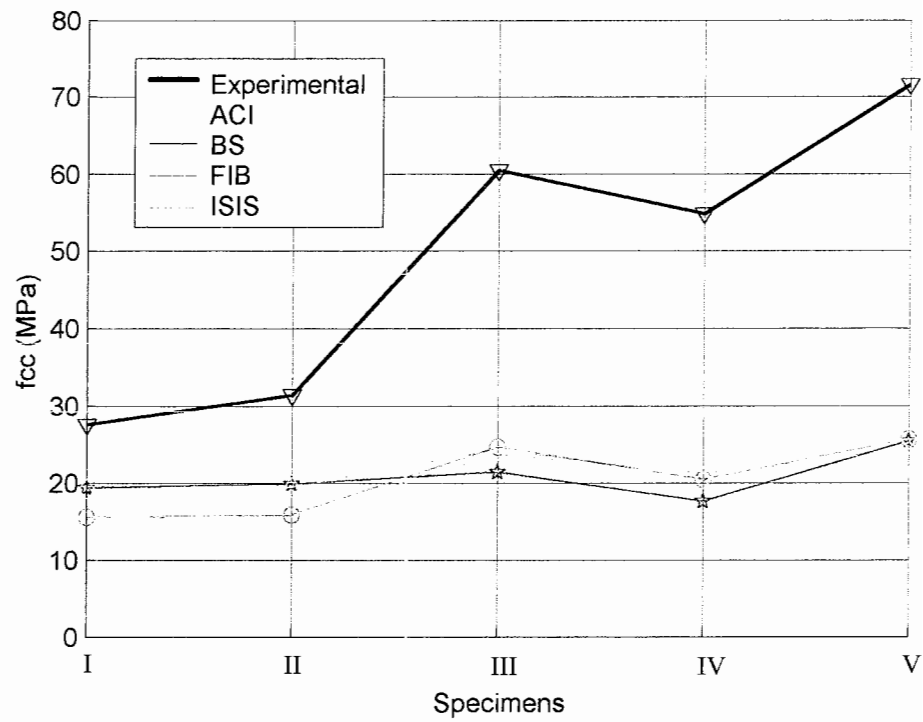
پارامترها	I	II	III	IV	V
d	151.9	152	152	151.6	152.3
t _f	---	---	0.165	0.11	0.11
n _f	---	---	1	1	2
f _c	34.06	34.75	38.8	37.1	35.8
f _{cu}	43.5	44.6	48.8	47.1	45.8
f _{fu}	---	---	3983	3824	3824
C _E	---	---	0.95	0.95	0.95
E _f	---	---	263000	276000	276000
γ _{mE}	---	---	1.1	1.1	1.1
γ _f	---	---	1.2	1.2	1.2
φ _f	---	---	0.75	0.75	0.75

جدول ۵-۸۹: نتایج مقاومت فشاری بتن (f_{cc}) ستونها بعد از اثر ضریب ایمنی

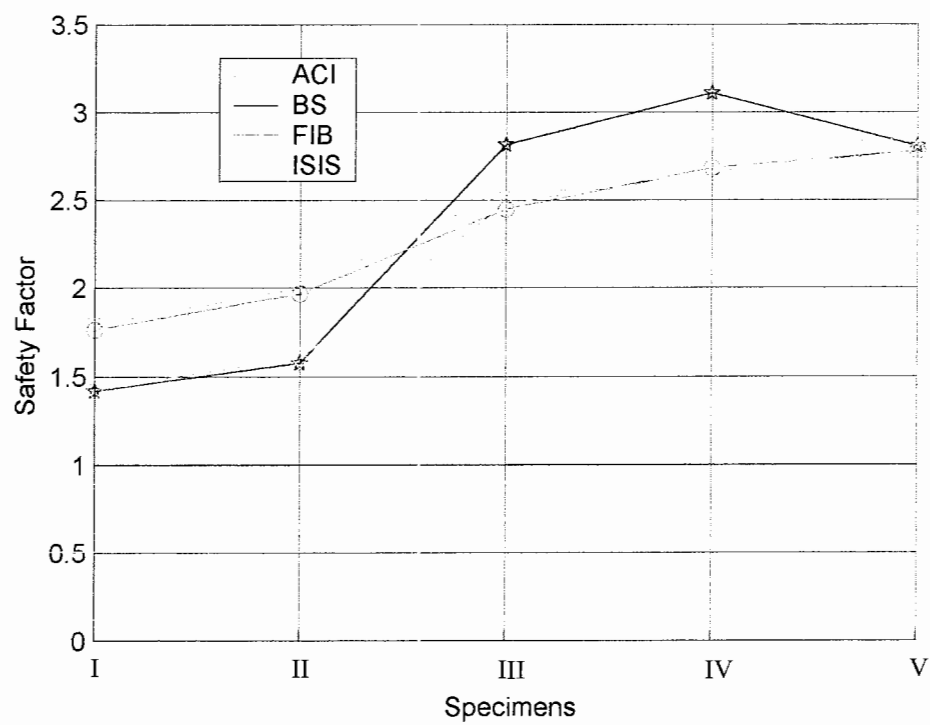
نمونه ها	f _{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
I	27.6	15.39	19.43	15.63	19.31
II	31.4	15.71	19.92	15.95	19.56
III	60.5	23.77	21.49	24.7	24.4
IV	54.9	21.28	17.66	20.47	20.65
V	71.6	24.41	25.51	25.76	25.75

جدول ۵-۹۰: ضرایب ایمنی و انحراف معیار نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

		ACI	BS	FIB	ISIS
تیر شاهد اول	ضریب ایمنی	1.7934	1.4205	1.7658	1.4293
تیر شاهد دوم	ضریب ایمنی	1.9987	1.5763	1.9687	1.6053
تیرهای تقویت شده با FRP	ضریب ایمنی	2.6861	2.9102	2.6370	2.6396
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.1753	0.1404	0.1385	0.1236
کل نمونه ها	ضریب ایمنی	2.3701	2.3455	2.3291	2.1907
	انحراف معیار ضرایب ایمنی	0.4153	0.7019	0.3973	0.5608



شکل ۵-۸۸: دیاگرام تغییرات مقاومت فشاری بتن برای نمونه های مختلف



شکل ۵-۸۹: دیاگرام تغییرات ضرایب ایمنی برای نمونه های مختلف

جدول ۵-۹۱: نتایج مقاومت فشاری بتن (f'_{cc}) ستونهای تقویت شده، قبل از اثر ضریب ایمنی

نمونه ها	f'_{cc} (MPa)				
	Exp.	ACI	BS	FIB	ISIS
III	60.5	52.6	47.75	53.81	60.4
IV	54.9	47.1	39.24	44.6	50.97
V	71.6	54.01	56.69	56.12	63.42

بررسیها و نتایج بدست آمده از این آزمایش:

همانطور که در دیاگرامها مشاهده می شود، تغییرات مقاومت فشاری بتن طی نمونه های مختلف برای نتایج آیین نامه ها و نتایج عملی، یکسان است، اما میزان درصد این تغییرات متفاوت می باشد. در این سری نمونه ها نیز، نتایج نمونه های تقویت شده با نتایج عملی دارای ضریب ایمنی بالایی بوده و اختلاف زیادی دارند. مقادیر نتایج آیین نامه ها قبل از اعمال ضریب ایمنی که در جدول ۵-۹۱ آورده شده اند، در بعضی اوقات از خود نتایج عملی نیز بیشتر هستند. در مقایسه بین دو نوع FRP به کاررفته، با توجه به آنکه مقاومت نهایی و ضخامت FRP نوع دوم و همچنین مقاومت مشخصه فشاری آن کاهش یافته است، منطقی می باشد که مقاومت فشاری بتن (f'_{cc}) آن نیز کاهش یابد که هم نتایج تئوری و هم نتایج عملی این موضوع را تأیید می کنند. با افزایش تعداد لایه های FRP، باز هم مقاومت مشخصه فشاری بتن هرچند کم، کاهش یافته است، اما تأثیر افزایشی خود را در نتایج عملی و تئوری گذارده است که در روند بین دو نمونه IV و V دیده می شود. از لحاظ ضرایب ایمنی می توان دید که ترتیب مقدار آن به صورت زیر برای آیین نامه های مختلف می باشد: $ACI > BS > FIB > ISIS$.

فصل ششم : نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱: کلیات

در این بخش با توجه به مطالب ارائه شده در سمینار می توان یک نتیجه گیری کلی نسبت به چهار آیین نامه مورد بحث داشت . به طور کلی می توان آیین نامه های معرفی شده در این سمینار را در چند مبحث مختلف مقایسه نمود . اولین مبحث ، نکات اجرایی مقاومسازی می باشد . آیین نامه های ACI 440 ، 9.3 Task Group *fib* و UK Technical Report 55 ، تا حد بسیار خوب و دقیقی ، نکات اجرایی را باز کرده و تشریح نموده اند ؛ در حالیکه استاندارد ISIS بیشتر به جنبه های طراحی پرداخته است . در زمینه مقاومسازی خمشی ، فرضیات استفاده شده و روند طراحی در آیین نامه *fib* نسبت به دیگر آیین نامه ها جنبه حقیقی تری داشته و از لحاظ پایه تئوری ، قویتر می باشد . آیین نامه ACI با یکسری روشهای ساده شده ، اثر جداشدگی را لحاظ نموده و استفاده عملی تری را برای طراحان ایجاد کرده است . راهنمای ارائه شده توسط انجمن بتن انگلستان ، فرضیه وجود جداشدگی را به طور مختصری مطرح نموده در حالیکه ISIS به طور کلی با فرض اجرای طول مهاری حداقل در انتها ، از گسیختگی ناشی از جداشدگی صرفنظر کرده است .

نکته جالبی که در مقاومسازی خمشی در ISIS مطرح شده است ، بحث تیرهای T شکل به صورت یک بخش جدا می باشد . هدف آیین نامه ISIS ، ارائه یک راهنمای ساده و کلی بوده و با آوردن ریز نکات طراحی و مثالهای مختلف و همچنین دیاگرامهایی جهت طراحی سریع سیستم مقاومسازی به این موضوع دست یافته است .

در مورد مقاومسازی برشی ، می توان گفت که راهنماییهای ارائه شده برای طراحی در تمام آیین نامه ها مشابه یکدیگر بوده و یک روند خاص را پی گرفته اند .

در رابطه با مقاومسازی پیچشی توسط FRP ، تنها آیین نامه ای که بدان پرداخته است ، آیین نامه *fib* می باشد . دیگر آیین نامه ها هیچ مطلبی در این زمینه ارائه نکرده اند .

مبحث بعدی محبوس کردن اعضای بتنی به خصوص ستونها توسط FRP بوده که تمامی آیین نامه ها روند مشابه ای را پی گرفته اند . در بعضی از آنها مانند *fib* ، از لحاظ دسته بندی و حالت های مختلف محبوس کردن ، بیشتر وارد جزئیات شده و مسئله را به صورت واقعی تر مدل نموده است . در رابطه با طراحی اعضای بتنی که تحت خمش و فشار به صورت توأم قرار گرفته اند ، تنها آیین نامه ای که بدان پرداخته است ، راهنمای منتشر شده توسط انجمن بتن انگلستان می باشد .

در آیین نامه های مطرح شده ، ضوابط حالت سرویس در *fib* به طور کاملتری نسبت به دیگر راهنماها مطرح شده و ACI با یک روش و فرمول ساده ، این ضابطه را کنترل کرده است . این در حالی است که در دو راهنمای دیگر تنها به طور کلی بدان پرداخته و بیشتر به ضوابط مندرج در آیین نامه های پایه خود ، ارجاع داده اند .

اگر بخواهیم این چهار راهنما را به طور کلی با یکدیگر مقایسه کنیم ، می توان گفت که استاندارد ISIS ، سریعترین و ساده ترین بیان را البته با فرضیات ساده شده مختلف داشته در

حالی که راهنماهای انگلستان و *fib* پیچیده ترین روشها را ارائه نموده اند . به نظر می رسد آیین نامه ACI با بیانی ساده تر و البته فرضیاتی معقولانه تر نسبت به ISIS یک روند طراحی مناسبی را پیش گرفته و از لحاظ مباحث اجرایی به طور کامل بدان پرداخته است . این در حالی است که استاندارد *fib*، از لحاظ جامعیت نسبت به دیگر آیین نامه ها برتری دارد .

موضوعی که مهم است ، آنستکه در هیچکدام از این آیین نامه ها به طور خاص به مبحث زلزله و بارهای دینامیکی ناشی از آن نپرداخته که یک خلاء بزرگ در مباحث آیین نامه ها به نظر می رسد .

اما برای نتیجه گیری جزئی تر ، لازم است که با توجه به فصل پنجم ، نتایج آیین نامه ها در سه بخش خمش ، برش و فشار جمع بندی شده و نتایج حاصل از آنها به طور جداگانه ارائه گردد . برای این منظور سه بخش ۲-۶ الی ۴-۶ ارائه می گردد .

۲-۶: نتایج مقاومت سازی خمشی

براساس دوازده آزمایش ارائه شده در این مبحث ، می توان نتایج زیر را استخراج نمود . همانطور که در فصل پنجم دیده می شود ، برای هر آزمایش جداولی از ضرایب ایمنی و انحراف معیار آنها و همچنین درصد تطابق مود گسیختگی حاکم نسبت به نتایج آزمایشگاهی ارائه گردیده است . حال با داشتن تعداد نمونه های هر آزمایش و استفاده از فرمولهای ضمیمه (ج) ، می توان سه جدول ۱-۶ تا ۳-۶ را تنظیم کرد . در جدول ۱-۶ ، میانگین ضریب ایمنی ۱۶ نمونه تقویت نشده برای هر آیین نامه به همراه انحراف معیار آنها آورده شده است . این موضوع در جدول ۲-۶ برای ۹۳ نمونه تقویت شده و در جدول ۳-۶ برای کل نمونه ها اعم از تقویت شده و تقویت نشده (۱۰۹ نمونه) ، تکرار شده است ؛ با این تفاوت که در دو جدول اخیر ، درصد تطابق مود گسیختگی حاکم نسبت به نتایج عملی نیز آورده شده است . حال با توجه به مقادیر این جداول و همچنین بررسیهای انجام شده در انتهای هر آزمایش ، می توان نتایج نهایی را در بندهای زیر ارائه کرد .

جدول ۱-۶ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها

n = 16	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.4042	1.4901	1.4892	1.5476
انحراف معیار	0.1970	0.2136	0.2126	0.2247

□ در حالت قبل از مقاومت سازی ، ضرایب ایمنی نتایج ACI کمترین مقدار را داشته که نشاندهنده نزدیکتر بودن نتایج آن نسبت به نتایج عملی می باشد ، این در حالی است که ISIS محافظه کارانه ترین نتایج را ارائه کرده است . BS و FIB نیز با مقادیر نزدیک به هم دارای

ضریب ایمنی بینابین بوده که البته مقدار BS از این حیث کمی بیشتر است. از لحاظ انحراف معیار نیز دقیقاً ترتیب موجود برای ضرایب ایمنی در حالت قبل از مقاومسازی تکرار شده است.

جدول ۶-۲: میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت شده به همراه انحراف معیار و درصد تطابق مود گسیختگی حاکم آنها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

n = 93	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.3662	1.5894	1.4911	1.4503
انحراف معیار	0.3077	0.3667	0.3838	0.3785
درصد تطابق مود گسیختگی	38.71	77.42	68.82	24.73

□ در حالت بعد از مقاومسازی، ضریب ایمنی ACI همچنان کمترین مقدار را داشته و حال آنکه BS محافظه کارانه ترین نتایج را ارائه کرده است. FIB و ISIS نیز به ترتیب از راست به چپ از لحاظ بزرگی ضریب ایمنی، در این بین واقع هستند. ترتیب مقدار انحراف معیار در این حالت تغییر کرده به گونه ای که $ACI < BS < ISIS < FIB$.

جدول ۶-۳: میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار و درصد تطابق مود گسیختگی حاکم آنها نسبت به نتایج آزمایشگاهی

n = 109	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.3718	1.5703	1.4737	1.4646
انحراف معیار	0.2944	0.3441	0.3126	0.3617
درصد تطابق مود گسیختگی	47.71	80.73	73.39	35.78

□ همانطور که در جدول ۶-۳ مشاهده می شود، نتایج کلی نمونه ها برای ضریب ایمنی همانند وضعیت قبل برای نمونه های تقویت شده به گونه ای که ترتیب آن برای آیین نامه ها به صورت $ACI < ISIS < FIB < BS$ ، می باشد. اما از لحاظ انحراف معیار این ترتیب با یک تغییر کلی، به صورت $ACI < FIB < BS < ISIS$ ، است. لازم به ذکر است که در تمامی موارد، ACI کمترین درصد تغییرات ضریب ایمنی در نمونه های مختلف را داشته و با توجه به کمتر بودن ضریب ایمنی آن در تمام حالات، می توان گفت ACI نزدیکترین نتایج را نسبت به نتایج عملی ارائه کرده است. در این حین، BS نیز در تمامی حالات محافظه کارانه ترین نتایج را از خود نشان داده است.

□ با تقویت خمشی تیرها به وسیله FRP، ضریب ایمنی برای ACI و ISIS از خود کاهش نشان داده ولی برای FIB با درصد کمی افزایش تقریباً ثابت مانده است. این درحالیست که BS به مقدار زیادی افزایش در ضریب ایمنی خود وارد کرده است.

□ در مورد درصد تطابق مود گسیختگی حاکم، با توجه به اینکه در حالت قبل از مقاومسازی برای تمامی آیین نامه ها، خردشدگی بتن است؛ لذا مقدار آن برای همه آنها صد درصد بوده که از ذکر آن در جدول خودداری شده است. اما در حالت بعد از مقاومسازی (جدول ۶-۲)، این مقدار مخصوصاً برای ACI و ISIS به شدت افت می کند. همانطور که در جدول ۶-۲ دیده می شود، پیش بینی مود گسیختگی حاکم در BS نزدیکترین نتایج را نسبت به نتایج عملی ارائه کرده، درحالیکه ISIS در این مورد، بدترین نتایج را نشان داده است. FIB نیز با مقادیری نزدیک به BS، نتایج خوبی را ارائه کرده، در حالی که ACI بعد از ISIS کمترین درصد تطابق را دارا می باشد. این نتایج همانطور که در جدول ۶-۳ مشاهده می شود، دوباره تکرار گردیده به گونه ای که ترتیب درصد تطابق مود گسیختگی حاکم در نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج عملی، به صورت $BS > FIB > ACI > ISIS$ می باشد.

□ افزایش ضخامت FRP موجب افزایش مقاومت نهایی تیر می گردد. این موضوع هم در نتایج عملی و هم در نتایج تمامی آیین نامه ها صادق بوده و معمولاً در نتایج عملی بیشتر است. اما نکته قابل ذکر در آنست که در نتایج عملی و نتایج ACI، بعد از رسیدن ضخامت FRP به یک حد خاص، تغییر در روند مقاومت نهایی، در ابتدا روند ثابت و سپس نزولی در پیش گرفته، درحالی که در سه آیین نامه دیگر معمولاً روند افزایش، هرچند کم، همچنان ادامه پیدا می کند.

□ با کاهش سختی FRP در مقاومسازی خمشی، اثر جداشدگی خصوصاً در نتایج ACI و نتایج عملی کاسته می شود و معمولاً ضریب ایمنی نتایج آیین نامه ها نسبت به نتایج عملی بیشتر می گردد.

□ با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقدار ظرفیت نهایی مقطع حاصله از آیین نامه ها و نتایج عملی، افزایش یافته و مقدار ضریب ایمنی نتایج آیین نامه ها بیشتر می شود که ناشی از این امر است که نتایج عملی تأثیر بیشتری از این لحاظ می بیند؛ در این مورد ترتیب تأثیرپذیری آیین نامه ها به صورت $BS > FIB > ACI > ISIS$ می باشد. در این شرایط درصد امکان گسیختگی ناشی از جداشدگی، کاهش می یابد.

□ تأثیر تغییرات تنش تسلیم آرماتورهای کششی فولادی نسبت به تأثیر تغییرات مقاومت مشخصه بتن فشاری بر مقاومت نهایی مقطع، بیشتر است. این تأثیر، در نتایج عملی بیشتر از نتایج آیین نامه ها می باشد.

□ با افزایش تعداد لایه های FRP ، البته تا یک حد خاص ، نتایج ACI و ISIS همانند نتایج عملی تأثیرپذیری زیادی از خود نشان داده و افزایش می یابند . در این موارد ، این اثر با افزایش سختی FRP ، بیشتر می گردد . اما نتایج BS و FIB نسبت به این تغییر واکنش کمتری نشان داده و میزان تأثیرپذیری آنها به نوع FRP و سختی آن بستگی ندارد .

□ تأثیرپذیری نتایج آیین نامه ها نسبت به تغییرات ابعادی کل اجزاء نمونه ، بیشتر از نتایج عملی می باشد . با افزایش تعداد لایه ها ، در نمونه های نظیر هم ، این اثر برای BS و FIB کمتر شده ولی در نتایج عملی ، ACI و ISIS ، تقریباً ثابت باقی می ماند . همچنین با افزایش سائز تیر ، درصد افزایش تقویت تیر نسبت به تغییرات ضخامت FRP برای BS و FIB کمتر شده و در دو آیین نامه دیگر و نتایج عملی ثابت باقی می ماند . همچنین با افزایش سائز نمونه ، ضریب ایمنی نتایج آیین نامه ها کاسته می شود .

□ با تغییرات عرض FRP خمشی ، نتایج ACI و ISIS نسبت به BS و FIB تأثیر بیشتری می گیرد .

۳-۶ : نتایج مقاومتسازی برشی

براساس چهار آزمایش بررسی شده در فصل پنجم ، می توان همانند قسمت قبل ، جداول میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار همه نمونه ها را با توجه به فرمولهای ارائه شده در ضمیمه (ج) ، برای سه حالت نمونه های قبل از تقویت ، بعد از تقویت و کل نمونه ها ، به صورت جداول ۴-۶ تا ۶-۶ نشان داد . حال با توجه به این جداول و بررسیهای انجام شده برای هر آزمایش در فصل پنج ، می توان نتایج زیر را برای مقاومتسازی برشی ارائه نمود .

جدول ۴-۶ : میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها

n = 4	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.8215	1.5247	1.5971	2.1234
انحراف معیار	0.4798	0.3602	0.4264	0.6014

□ با نصب FRP های برشی ، ظرفیت برشی تیرها افزایش می یابد ، درصد این افزایش در آیین نامه های ACI ، FIB و ISIS نسبت به نتایج عملی بیشتر است . بنابراین با نصب لایه های FRP ضریب ایمنی نتایج این آیین نامه ها کاهش می یابد . اما این موضوع در آیین نامه BS برعکس بوده و موجب می گردد که ضریب ایمنی بعد از تقویت ، افزایش پیدا کند . این نتایج ، با توجه در جداول ۴-۶ و ۵-۶ تأیید می گردد .

جدول ۵-۶: میانگین ضرایب ایمنی تیرهای تقویت شده به همراه انحراف معیار آنها

n = 14	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.6588	1.7839	1.4573	1.9688
انحراف معیار	0.3870	0.4124	0.3395	0.4412

□ با توجه به جدول ۴-۶، می توان ترتیب محافظه کاری آیین نامه ها را به صورت $ISIS > ACI > FIB > BS$ دید. با تقویت تیرها توسط FRP، میانگین ضرایب ایمنی برای آیین نامه ها، ترتیب دیگر پیدا کرده به گونه ای که FIB نزدیکترین نتایج و ISIS دورترین آنها را ارائه می دهد. ترتیب ضریب ایمنی در بررسی این چهارده تیر تقویت شده به صورت زیر می باشد: $ISIS > BS > ACI > FIB$. ترتیب انحراف معیار در هر دو سری (قبل از تقویت و بعد از تقویت)، همان ترتیب ضرایب ایمنی شان می باشد.

جدول ۶-۶: میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار آنها

n = 18	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.6949	1.7263	1.4884	2.0030
انحراف معیار	0.4150	0.4156	0.3653	0.4857

□ در مورد کل نمونه ها، همانطور که در جدول ۶-۶ مشاهده می شود، ترتیب ضریب ایمنی و انحراف معیار همان ترتیب نمونه های تقویت شده است.

□ در ضخامتهای کم FRP، اثر تقویت برشی در نتایج آیین نامه ها نسبت به حالت قبل از مقاومسازی بیشتر است.

□ نتایج تمامی آیین نامه ها در مقایسه بین دو حالت دورپیچ U شکل و دورپیچ کامل، تفاوت کمتری از خود نشان می دهند و حال آنکه نتایج عملی به شدت تحت تأثیر قرار می گیرد و لذا در حالت دورپیچ U شکل، ضریب ایمنی کاهش داشته ولی در حالت دورپیچ کامل، افزایش می یابد.

□ دیاگرام نتایج FIB و همچنین در بعضی اوقات BS و ISIS نسبت به دو نحوه دورپیچ U شکل FRP و نصب آن در طرفین مقطع، تفاوتی قائل نمی شود و حال آنکه ظرفیت برشی حالت اول در نتایج عملی و ACI بیشتر است.

□ ارتفاع نوارهای FRP برشی در وجوه تیر ، تأثیری در نتایج FIB نمی گذارد ، چراکه تغییری با این مشخصه در روابط طراحی آن وجود ندارد .

□ درصد افزایش مقاومت برشی در نتایج ACI و FIB ، با بیشترین تأثیر نسبت به تغییرات عرض نوارهای FRP برشی ، مشابه نتایج عملی رفتار می کنند ؛ اما نتایج ISIS و BS در این زمینه تأثیر کمتری می پذیرند .

□ معمولاً با تقویت برشی به کمک نوارهای FRP با عرض کم ، ضریب ایمنی نتایج آیین نامه ها افزایش یافته ، اما در عرضهای زیاد نوارهای تقویت کننده FRP ، ضرایب ایمنی کاهش می یابند . به عبارتی ، تأثیر افزایش عرض FRP در نتایج آیین نامه ها بعد از یک مقدار خاص از عرض FRP ، بیشتر از نتایج عملی می گردد .

□ اثر مهار در نتایج عملی ، بیشتر از نتایج آیین نامه ها می باشد .

۴-۶ : نتایج مقاومت سازی فشاری

همانطور که در فصل پنجم دیده شد ، چهار آزمایش برای تقویت فشاری ستونها مورد بررسی قرار گرفته است . حال با توجه به نتایج بدست آمده برای ضریب ایمنی و انحراف معیار آن در هر آزمایش و استفاده از روابط مندرج در ضمیمه (ج) ، می توان میانگین ضرایب ایمنی و انحراف معیار کلیه نمونه های آزمایش شده را در حالت قبل از مقاومت سازی ، بعد از تقویت و برای کلیه نمونه ها در جداول ۶-۶ تا ۸-۶ خلاصه نمود و با توجه به آنها و بررسیهای انجام شده در هر آزمایش ، نتایج زیر را استخراج کرد :

جدول ۶-۶ : میانگین ضرایب ایمنی ستونهای تقویت نشده به همراه انحراف معیار آنها

n = 6	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	1.7906	1.3816	1.7635	1.4279
انحراف معیار	0.5087	0.2902	0.5010	0.2811

□ با تقویت ستون توسط دورپیچ کردن و محصور کردن آن توسط FRP ، مقاومت فشاری بتن ، هم در نتایج عملی و هم در نتایج تئوری افزایش می یابد ، اما این افزایش در نتایج آزمایشگاهی و عملی بسیار بیشتر از نتایج آیین نامه ها است ؛ لذا با تقویت ستونها توسط FRP همانطور که در مقایسه جداول ۶-۶ و ۷-۶ مشاهده می شود ، ضریب ایمنی نتایج آیین نامه ها ، افزایش می یابد .

جدول ۶-۷: میانگین ضرایب ایمنی ستونهای تقویت شده به همراه انحراف معیار آنها

n = 15	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	2.5207	2.4731	2.3332	2.4369
انحراف معیار	0.4455	0.7882	0.3654	0.4800

□ در مورد مقدار ضریب ایمنی برای آیین نامه ها در حالت قبل از تقویت فشاری می توان در جدول ۶-۶ ترتیب مقابل را مشاهده نمود: $ACI > FIB > ISIS > BS$. اما در ادامه بعد از تقویت ستون این ترتیب تغییر کرده به گونه ای که به صورت زیر می باشد: $BS > FIB > ISIS > ACI$. همانطور که مشاهده می شود، در حالت قبل از مقاومسازی، BS و در حالت بعد از تقویت، FIB نزدیکترین نتایج را ارائه می دهد. ACI در هر دو حالت دارای محافظه کاری بیشتر نسبت به دیگر آیین نامه هاست. در حالت کلی برای تمامی نمونه ها (جدول ۶-۸)، ترتیب مقدار ضریب ایمنی به صورت زیر تغییر می کند: $ACI > BS > FIB > ISIS$.

جدول ۶-۸: میانگین ضرایب ایمنی کل نمونه ها به همراه انحراف معیار آنها

n = 18	ACI	BS	FIB	ISIS
میانگین ضرایب ایمنی	2.3468	2.2132	2.1975	2.1967
انحراف معیار	0.5563	0.8423	0.4694	0.6157

□ در بین آیین نامه ها، BS کمترین تأثیر را نسبت به تقویت فشاری توسط FRP از خود نشان می دهد که نتیجه آن کاهش ضریب ایمنی BS با درصدی بیشتر از دیگر آیین نامه ها در حالت بعد از مقاومسازی نسبت به قبل از تقویت است.

□ با افزایش تعداد لایه های FRP، مقاومت فشاری بتن در نتایج عملی و تئوری افزایش می یابد. در آیین نامه ISIS، این موضوع محدود بوده و با افزایش تعداد لایه ها از یک حدی به بعد به علت ضوابط طراحی این آیین نامه، دیگر رشدی در مقاومت فشاری بتن دیده نخواهد شد.

□ همانطور که در هر آزمایش مشاهده می شود، نتایج آیین نامه ها بعد از تقویت با FRP بدون اعمال ضریب ایمنی تقریباً نزدیک به نتایج آزمایشگاهی می باشند.

۵-۶: پیشنهادات

با توجه به اینکه موضوع کلی "استفاده از FRP برای تقویت اجزاء بتنی"، مورد بحث در این سمینار، یک موضوع جدیدی است، جای کار زیادی در مورد آن وجود دارد. اما در مورد مبحث اصلی سمینار که به طور خاص در مورد آیین نامه های مربوط به مقاومسازی سازه های بتنی به وسیله FRP می باشد، چندین آیین نامه بررسی شده و در نهایت مقایسه گردیده اند. در ادامه این روند و تکمیل این مباحث، پیشنهادهایی ارائه می گردد:

□ با توجه به اینکه در این سمینار تنها چهار آیین نامه ACI، *fib*، UK Technical Report (BS) و ISIS بررسی شد، توصیه می شود دیگر آیین نامه ها، خصوصا آیین نامه های ژاپن و آیین نامه هایی که به مباحث لرزه ای بعد از تقویت با FRP پرداخته اند، مورد ارزیابی قرار گیرند.

□ همانطور که در این سمینار مشاهده گردید، مقاومت های نهایی خمشی، برشی و فشاری محاسبه شده توسط آیین نامه ها، با نتایج آزمایشگاهی مختلف مقایسه گردید. در ادامه این روند، پیشنهاد می شود که این عمل به طور معکوس انجام شود؛ یعنی آنکه با داشتن داده های یک نمونه که نیاز به تقویت دارد، مساحت، ابعاد و نوع FRP مورد نیاز توسط آیین نامه ها محاسبه شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردد. در این روند مقایسه بهتر و صحیح تری بین آیین نامه ها انجام شده، چراکه ضوابط خدمت پذیری و همچنین نکات اجرایی موجود در آیین نامه ها نیز در نتایج دخالت خواهند داشت.

□ پیشنهاد دیگر برای بررسی آیین نامه ها، انجام آزمایشات عملی می باشد. در این رابطه توصیه می شود با اعمال تغییر پارامترهای مختلف در نمونه ها، اثر آن در نتایج عملی و نتایج آیین نامه ها مقایسه گردد. با این عمل می توان نتیجه گیری بسیار بهتری نسبت به اثرپذیری نتایج آیین نامه ها و نتایج حقیقی گرفته شده از آزمایش، در تقویت اجزاء بتنی توسط FRP، ارائه نمود.

□ در جهت سهولت استفاده از آیین نامه ها، توصیه می شود نرم افزارهای کامپیوتری با توانایی بالا برنامه نویسی شود، به گونه ای که قابلیت های متنوعی داشته و برای هر دو حالت محاسبه مقاومت نهایی نمونه تقویت شده با FRP و بالعکس (محاسبه ابعاد FRP برای یک المان بتنی که نیاز به تقویت دارد)، قابل استفاده باشد.

مراجع

- 1) ACI 318-99 (1999) , Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary , American Concrete Institute (ACI) , Farmington Hills , Michigan ,USA .
- 2) ACI 440.2R (2002) , “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures” , Draft Report by ACI Committee 440 , American Concrete Institute , Farmington Hills .
- 3) Adhikary B.B. , Mutsuyoshi H. and Ashraf M. (2004) , “Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer Sheets with Bonded Anchorage” , ACI Structural Journal , V. 101 , No 5 , September – October 2004 , pp. 660-668 .
- 4) Al-Sulaimani G.J. , Sharif A. , Basubul I.A. , Baluch M.H. and Ghaleb B.N. (1994) , “Shear Repair for Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding” , ACI Structural Journal , V. 91 , No 3 , July – August 1994 , pp. 458-464 .
- 5) Arduini M. and Nanni A. (1997) , “Parametric Study of Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement” , ACI Structural Journal , V. 94 , No 5 , September – October 1997 , pp. 493-501 .
- 6) Arduini M. , Tommaso A.D. and Nanni A. (1997) , “Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams” , ACI Structural Journal , V. 94 , No 4 , July – August 1997 , pp. 363-370 .
- 7) Beeby A.W. and Narayanan R.S. (1995) , “Designers’ Handbook to Eurocode2 , Part 1.1 : Design of Concrete Structures” , Thomas Thelford .
- 8) Brena S.F. , Bramblett R.M. , Wood S.L. and Kreger M.E. (2003) , “Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites” , ACI Structural Journal , V. 100 , No 1 , January – February 2003 , pp. 36-46 .
- 9) BS 8110 (1997) , Structural use of Concrete . Part 1 : Code of Practice for Design and Construction , British Standard Institution , London .
- 10) Cheung M. S. (2001) , “Design and Construction of Building Components with Fibre Reinforced Polymers – A New Canadian Standard” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 137-145 .
- 11) Concrete Society Technical Report No. 55 (2000) , “Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials” , Report of a Concrete Society Committee .
- 12) CSA Standard (1985) , “Design of Concrete Structures for Buildings with Explanatory Notes” , CAN3-A23.3-M84 .

- 13) ENV 1992-1-1 (1991) Eurocode 2 : Design of Concrete Structures , Part 1 : General Rules and Rules for Buildings , CEN , Brussels , Belgium .
- 14) FIB , Federation Internationale du Beton (2001) , Bulletin 14 , “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures” , Technical Report , Task Group 9.3.
- 15) Fukuyama H. , Tumialan G. and Nanni A. (2001) , “Japanese Design and Construction Guidelines for Seismic Retrofit of Building Structures with FRP Composites” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 107-118 .
- 16) Grace N.F. , Abdel-Sayed G. and Ragheb W.F. (2002) , “Strengthening of Concrete Beams Using Innovative Ductile Fiber-Reinforced Polymer Fabric” , ACI Structural Journal , V. 99 , No. 5 , September-October 2002 , pp. 692-700 .
- 17) Khalifa A. and Nanni A. (2000) , “Improving Shear Capacity of Existing RC T-Section Beams Using CFRP Composites” , Cement and Concrete Composites , Vol. 22 , No. 2 , July 2000 , pp. 165-174 .
- 18) Khalifa A. and Nanni A. (2002) , “Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFRP Composites” , Construction and Building Materials , Vol. 16 , No. 3 , 2002 , pp. 135-146 .
- 19) Lam L. and Teng J.G. (2003) , “Hoop Rupture Strains of FRP Jackets in FRP Confined Concrete” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 601-612 .
- 20) Leong K.S. and Maalej M. (2003) , “Effect of Beam Size on Interfacial Shear Stresses and Failure Mode of FRP-Bonded Beams” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 257-266 .
- 21) Martin L.H. , Croxton P.C.L. and Purkiss J.A. (1989) , “Structural Design in Concrete To BS 8110” , Edward Arnold .
- 22) Maruyama K. and Ueda T. (2001) , “JSCE Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with use of Continuous Fiber Sheets” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 99-106 .
- 23) Narayanan R.S. (1994) , “Concrete Structures : Eurocode EC2 and BS 8110 Compared” , Longman Group UK limited .
- 24) Neale K. (2001) , “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fibre Reinforced Polymers” , Design Manual No 4 , ISIS Canada .

- 25) Reynolds E. and Steedman J.C. (1992) , “Examples of the Design of Reinforced Concrete Buildings to BS 8110” .
- 26) Sharif A. , Al Sulaimani G.J. , Basunbul I.A. , Baluch M.H. and Ghaleb B.N. (1994) , “Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates” , ACI Structural Journal , V. 91 , No. 2 , March-April 1994 , pp. 160-168 .
- 27) Shin Y.S. and Lee C. (2003) , “Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates at Different Levels of Sustaining Load” , ACI Structural Journal , V. 100 , No 2 , March – April 2003 , pp. 231-239 .
- 28) Shokrieh M. and Malevajerdy A. (2001) , “Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Composite Laminates” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 507-515 .
- 29) Takahashi Y. and Sato Y. (2003) , “Flexural Behavior of RC Beams Externally Reinforced with Carbon Fiber Sheets” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 237-246 .
- 30) Taljsten B. (2001) , “Design Guidelines – A Scandinavian Approach” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 153-163 .
- 31) Teng J.G. and Lam L. (2002) , “Compressive Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete in Elliptical Columns” , ASCE , Journal of Structural Engineering , December 2002 , Vol. 128 , No. 12 , pp. 1535-1543 .
- 32) Theriault M. , Pelletier M.A. , Khayat K. and Chami G.A. (2003) , “Creep Performance of CFRP Confined Concrete Cylinders” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 623-632 .
- 33) Valcuende M. , Benlloch J. and Parra C.J. (2003) , “Ductility of Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Strips and Fabric” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 337-346 .
- 34) Wang P. and Cheong K.K. (2001) , “RC Columns Strengthened by FRP under Uniaxial Compression” , proceedings of the International Conference on FRP Composites in Civil Engineering , pp. 327-334 .
- 35) Zhang G.F. , Kishi N. and Mikami H. (2003) , “Influence of Material Properties of FRPs on Strength of Flexural Strengthened RC Beams” , proceedings , 6th International Symposium on Fibre-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS-6) , pp. 327-336 .

۳۶) زمردیان آرش (۱۳۸۲)، "بررسی عملکرد اجزاء بتنی تقویت شده با ورقهای FRP در بارگذاریهای استاتیکی و تکراری"، پایان نامه دوره کارشناسی ارشد، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده عمران و محیط زیست.

۳۷) نقیه مجیدرضا (۱۳۸۰)، "شرحی بر آیین نامه سازه های بتن آرمه ACI 318"، انتشارات ارکان، چاپ دوم، جلد اول و دوم.

مراجع اینترنتی :

- 1) <http://www.fiberglassrebar.com>
- 2) <http://www.mdacomposites.org>
- 3) <http://www.rb2c.umn.edu>
- 4) <http://www.sp-reinforcement.ch.com>

ضمیمه (الف) : معرفی تعدادی از آیین نامه ها و راهنماهای مربوط به طراحی

مقاومسازی سازه های بتن آرمه به کمک مواد FRP

همانطور که در مقدمه بدان اشاره شد ، هدف از این سمینار معرفی هرچه بهتر آیین نامه ها و راهنماهای موجود در جهان برای مقاومسازی به وسیله FRP می باشد . بدین جهت در این ضمیمه به معرفی تعدادی از آیین نامه ها و راهنماها و نحوه شکل گیری و سال انتشار آنها پرداخته می شود . این راهنماها را می توان به صورت زیر لیست نمود :

راهنماهای منتشر شده در ژاپن :

۱- AIJ (Architectural Institute of Japan) ، انجمن معماران ژاپن

♦ عنوان :

"Evaluation items and evaluation methods for new reinforcement materials and new reinforced concrete "

"روشهای محاسبه و تخمین مواد تقویت کننده و بتنهای مسلح جدید"

تاریخ انتشار : ۱۹۹۱

۲- BRI (Building Research Institute) ، انجمن تحقیقات ساختمان ژاپن

♦ عنوان : "Design guidelines of FRP reinforced concrete building structures"

"راهنمای طراحی ساختمانهای بتنی تقویت شده با FRP"

تاریخ انتشار : ۱۹۹۳

♦ عنوان : "Design guidelines for FRP prestressed concrete members"

"راهنمای طراحی اعضای بتنی پیش تنیده شده با FRP"

تاریخ انتشار : ۱۹۹۵

♦ عنوان :

"The retrofiring design guidelines on the application of continouse FRP sheet "

"راهنمای طراحی مقاومسازی با استفاده از ورقه های FRP"

تاریخ انتشار : ۱۹۹۸

۳- HHPC (Hanshin Highway Public Corporation) ، مؤسسه ملی بزرگراههای هانشین

♦ عنوان :

"Design/construction guidelines on the seismic retrofitting of RC bridge piers using carbon fibre sheet "

” راهنمای طراحی و اجرای بهسازی لرزه ای پایه پلهای بتن آرمه با استفاده از ورقه های با الیاف کربن “

تاریخ انتشار : ۱۹۹۷

۴- JBDPA (Japan Building Disaster Prevention Association)، انجمن حفاظت ساختمانهای ژاپن در برابر آسیب
♦ عنوان :

“Seismic retrofitting design and construction guidelines for existing reinforced concrete (RC) and steel – encased reinforced concrete (SRC) building with FRP materials”

” راهنمای طراحی و اجرای بهسازی لرزه ای ساختمانهای بتن آرمه و بتن مسلح با مش فولادی با مواد FRP “

تاریخ انتشار : سپتامبر ۱۹۹۹

۵- JCI TC952 (Japan Concrete Institute)، انجمن بتن ژاپن

♦ عنوان : “Technical report on continuous fibre reinforced concrete”

”گزارش ویژه در مورد بتنهای تقویت شده با الیافهای بلند و یکپارچه“

تاریخ انتشار : ۱۹۹۸

۶- JHPC (Japan Highway Public Corporation)، مؤسسه ملی بزرگراههای ژاپن
♦ عنوان :

“ Design/construction guidelines on the retrofitting of RC bridge piers using carbon fibre sheet ”

” راهنمای طراحی و اجرای مقاومسازی پایه پلهای بتن آرمه با استفاده از ورقه های CFRP “
تاریخ انتشار : ۱۹۹۵

۷- JSCE (Japanese Society for Civil Engineering)، انجمن مهندسين عمران ژاپن
♦ عنوان :

“Application of continuous fiber reinforcement materials to concrete structure”

” کاربرد مواد تقویت شده با الیافهای بلند و یکپارچه در سازه های بتنی “

تاریخ انتشار : ۱۹۹۲

♦ عنوان : “State-of-the-art report on continuous fibre reinforcing materials”

” گزارش تفضیلی بر مواد تقویت شده با الیافهای بلند و یکپارچه “

تاریخ انتشار : ۱۹۹۳

♦ عنوان :

“Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fibre reinforcing materials”

”توصیه های طراحی و اجرای سازه های بتنی که در آنها از مواد تقویت شده با الیاف استفاده شده است“

تاریخ انتشار : سپتامبر ۱۹۹۷

♦ عنوان :

“Recommendation for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets”

”توصیه های مقاومسازی سازه های بتنی با استفاده از ورقه های FRP“

تاریخ انتشار : ۲۰۰۰

۸- RTRI (Railway Technical Research Institute) ، انجمن تحقیقات حرفه ای راه آهن

♦ عنوان :

“ Design/construction guidelines on the seismic retrofitting of railway viaduct columns using carbon and aramid fibre sheet ”

”راهنمای طراحی و اجرای بهسازی لرزه ای ستونهای پلهای بتن آرمه راه آهن با استفاده از ورقه های با الیاف کربن و آرامید“

تاریخ انتشار : ۱۹۹۶

♦ عنوان :

“ Design/construction guidelines on the seismic retrofitting of subway RC columns using carbon fibre sheet ”

”راهنمای طراحی و اجرای بهسازی لرزه ای ستونهای بتن آرمه مترو با استفاده از ورقه های با الیاف کربن“

تاریخ انتشار : ۱۹۹۷

راهنماهای منتشر شده در آمریکا :

۹- ACI Committee 440 (American Concrete Institute) ، انجمن بتن آمریکا

♦ عنوان : ACI 440 1R-03

“Guide for design and construction of concrete reinforced with FRP bars”

”راهنمای طراحی و اجرای اعضای بتنی مسلح شده با میلگردهای FRP“

تاریخ انتشار : ۲۰۰۳

♦ عنوان : ACI 440 2R-02

“Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”

”راهنمای طراحی و اجرای سیستم های FRP چسبیده به صورت خارجی جهت مقاومسازی سازه های بتنی“

تاریخ انتشار : ۲۰۰۲

♦ عنوان : ACI 440 R-96

“State-of-the-art report on fibre reinforced plastic reinforcement for concrete structures”

”گزارش تفصیلی تقویت کننده های پلاستیکی مسلح شده با الیاف جهت مقاومسازی سازه های بتنی“

تاریخ انتشار : ۱۹۹۶

راهنماهای منتشر شده در کانادا :

۱۰- CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code) ، آیین نامه طراحی پلیهای

بزرگراههای کانادا

♦ عنوان : “Section 16 : Fiber Reinforced Structures”

”فصل ۱۶ : سازه های تقویت شده با الیاف“

تاریخ انتشار : جولای ۱۹۹۶

۱۱- CSA S806 (Canadian Standard Association) ، انجمن استاندارد کانادا

♦ عنوان :

“Design and construction of building component with Fiber Reinforced Polymer”

”طراحی و اجرای اعضای تقویت شده از ساختمان به وسیله FRP“

تاریخ انتشار : می ۲۰۰۲

۱۲- ISIS Canada (Intelligent Sensing for Innovative Structures)

♦ عنوان : “Reinforced concrete structures with fibre reinforced polymer”

”سازه های بتنی مسلح شده با پلیمرهای تقویت شده با الیاف“

تاریخ انتشار : ۲۰۰۱

♦ عنوان :

“Strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fibre reinforced polymers (FRPs)”

”مقاومسازی سازه های بتن آرمه به وسیله FRPهای چسبیده به صورت خارجی“

تاریخ انتشار : ۲۰۰۱

۱۳- fib Task Group 9.3 (International Federation for Structural Concrete) ،

فدراسیون بین المللی سازه های بتنی

♦ عنوان : “FRP reinforcement for concrete structures”

” تقویت کننده های FRP برای سازه های بتنی “

تاریخ انتشار : ۲۰۰۱

♦ عنوان :

“Design and use of externally bonded FRP reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures”

” طراحی و استفاده از تقویت کننده های FRP چسبیده به صورت خارجی برای سازه های بتن آرمه “

تاریخ انتشار : ۲۰۰۱

۱۴- TMR ConFibreCrete (Training and Mobility of Researchers) ، آموزش و تحرک

محققان

♦ عنوان :

“Development of guidelines for the design of concrete structures , reinforced , prestressed or strengthened with advance composites”

” توسعه راهنماهای طراحی سازه های بتنی در زمینه مسلح کردن ، اعمال پیش تنیدگی و مقاومت سازی به وسیله کامپوزیت های پیشرفته “

تاریخ انتشار : ۲۰۰۱

۱۵- Concrete Society U.K. Technical Report No.55 ، انجمن بتن انگلستان

♦ عنوان :

“Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials”

” راهنمای طراحی مقاومت سازی سازه های بتن آرمه با استفاده از مواد کامپوزیتی الیافی “

تاریخ انتشار : ۲۰۰۰

۱۶- Swedish Bridge Code : BRO 94 ، آیین نامه پل های سوئد

♦ عنوان : “Design guidelines for FRP plate bonding”

” راهنمای طراحی برای چسباندن صفحات FRP “

تاریخ انتشار : ۱۹۹۹

- ۱۷- CUR , Center of Civil Engineering Research and Codes , The Netherlands
 ♦ عنوان : “kunststof wapeningsselementen in beton – preadvies”
 تاریخ انتشار : سپتامبر ۱۹۹۶
- ۱۸- SINTEF , Report STF22A98741 , sintef structures and concrete , Norway
 ♦ عنوان :
 “Modifications to NS3473 when using fibre reinforced plastic (FRP) reinforcement”
 “اصلاح کد NS3473 در هنگام استفاده از تقویت کننده های FRP”
 تاریخ انتشار : آپریل ۱۹۹۸
- ۱۹- Istruct E (Institute of structural Engineers) U.K. ، مؤسسه مهندسين سازه انگلستان
 ♦ عنوان :
 “Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composit reinforcement”
 “راهنمای موقتی طراحی سازه های بتن آرمه با استفاده از تقویت کننده های کامپوزیتی”
 تاریخ انتشار : آگوست ۱۹۹۹

ضمیمه (ب): برنامه های MATLAB جهت محاسبه مقاومت نهایی

خمشی ، برشی و فشاری اعضای تقویت شده با FRP

در این بخش با توجه به روشهای ارائه شده در هر یک از راهنماها ، برنامه ای برای سهولت در محاسبه مقاومت نهایی خمشی ، برشی و فشاری در MATLAB ویرایش 6.5 نوشته شده است . از این برنامه ها جهت حل مثالهای ارائه شده و همچنین بررسی اثر پارامترهای مختلف در مقاومتیهای نهایی استفاده گردیده است . در هر قسمت ، در ابتدا درجداولی جهت درک بهتر ، پارامترهای استفاده شده در برنامه معرفی گردیده اند . سپس متن اصلی برنامه ارائه شده است .

Design function to calculate ultimate **flexural** moment of rectangular beam based on
ACI 440.2R-02

***** Definition of Input Data *****

b	Wide of beam (mm)	b
h	Highet of beam (mm)	h
dt	Depth of tensial reinforcment (mm)	d
dc	Depth of compressial reinforcment (mm)	d'
bf	Wide of FRP layers (mm)	b _f
tf	Thikness of FRP layers (mm)	t _f
nf	Number of FRP layers	n _f
Ast	Area of tensial reinforcment (mm ²)	A _s
Asc	Area of compressial reinforcment (mm ²)	A' _s
fc	Characteristic concrete strength (MPa)	f _c
fyt	Yield stress of tensial reinforcment (MPa)	f _y
fyc	Yield stress of compressial reinforcment (MPa)	f' _y
ffu	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	f _{fu}
CE	Enviromentql-reduction factor for FRP layers	C _E
Est	Modul of elastisity of tensial reinforcment (MPa)	E _s
Esc	Modul of elastisity of compressial reinforcment (MPa)	E' _s
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E _f
Mdl	Maximum initial moment befor installing FRP (N.mm)	M _{dl}

***** Definition of Computed Data *****

Mu	Ultimate flexural moment of beam (N.mm)	M _{ult.}
Ec	Modul of elastisity of concrete (MPa)	E _c
fr	Ultimate tensile strength of concrete (MPa)	f _r
beta1	A parameter defining rectangular stress block	β ₁
gama	A parameter defining rectangular stress block	γ
epsiloncu	Ultimate compressive strain of concrete	ε _{cu}
epsilonfu	Ultimate tensile strain of FRP	ε _{fu}
epsilonyt	Yield strain of tensial reinforcment	ε _{sy}
sif	FRP strength reduction factor	ψ _f
Af	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A _f
epsilonbi	Initial strain befor bond the FRP	ε _{bi}
k	Stiffness coefficient of FRP reinforcement	k
km	Bond dependent coefficient	κ _m
c	Depth of neutral axis (mm)	c
epsilonfe	Effective strain in FRP reinforcement	ε _{fe}
ffe	Effective stress in FRP reinforcement (MPa)	f _{fe}
epsilonst	Strain of tensial reinforcment	ε _s
fi	Strength reduction factor	φ
fst	Stress of tensial reinforcment (MPa)	f _s
fsc	Stress of compressial reinforcment (MPa)	f' _s
Mn	Nominal flexural moment of beam (N.mm)	M _n

***** Main Function *****

```

function Mu = moment_aci ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);
anchor = 'n' ;
Fracture2 = 'Tensile steel in elastic mode' ;
Fracture3 = 'Compressive steel in elastic mode' ;
ffu = CE * ffu ;
Ec = 1500 * sqrt(10 * fc) ;
fr = 0.2 * sqrt (10 * fc) ;
t = nf*tfrp ;
betal = beta (fc) ;
gama = 0.85 ;
epsiloncu = 0.003 ;
epsilonyt = fyt / Est ;
sif = 0.85 ;
Frf = 0 ;
Af = bf*t ;
if (Af*ffu*CE*Ef)>0
    epsilonbi = istrain
    (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fr,Ec,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl,Ef,Af) ;
    epsilonfu = ffu/Ef ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        k = Ef*t ;
        if k<=180000
            km = (1 - k/360000)/(60*epsilonfu) ;
        else
            km = (90000/k)/(60*epsilonfu) ;
        end
        if km > 0.9
            km = 0.9;
            Frf = 1 ;
        end
    else
        km = 1 ;
        Frf = 1 ;
    end
else
    Af = 0 ;
    epsilonbi = 0 ;
    ffe = 0 ;
end
c = 0.3 * dt ;
n = 0 ;
c1 = {0,c} ;
while abs(c1(1)-c1(2))>0.001
    if n==1
        c = (c1(1)+c1(2))/2 ;
        c1(2) = c ;
    end
    n = 1 ;
    Frc = 1 ;
    Frst = 0 ;
    Frsc = 0 ;
    epsilonfe = epsiloncu * (h-c)/c - epsilonbi ;
    if Af > 0
        if epsilonfe > (km * epsilonfu)
            epsilonfe = km * epsilonfu ;
            Frc = 0 ;
        end
    end
end

```

```

        ffe = epsilonfe * Ef ;
    end
    epsilonst = (epsilonfe + epsilonbi)*(dt-c) / (h-c);
    if epsilonst >= 0.005
        fi = 0.9 ;
    elseif epsilonst <= epsilonyt
        fi = 0.70 ;
    else
        fi = 0.7 + 0.2*( epsilonst - epsilonyt) / (0.005 - epsilonyt) ;
    end
    fst = epsilonst * Est ;
    if fst > fyt
        fst = fyt ;
        Frst = 1 ;
    end
    fsc = Esc * (epsilonfe + epsilonbi)*(c-dc) / (h-c);
    if fsc > fyc
        fsc = fyc ;
        Frsc = 1 ;
    end
    cl(1) = (fst*Ast + ffe*Af - fsc*Asc) / (gama*fc*betal*b) ;
end

Mst = fi*fst*Ast*(dt - betal*c/2);
Msc = fi*fsc*Asc* (betal*c/2-dc);
Mf = fi*sif*ffe*Af*(h - betal*c/2);
Mn = fst*Ast*(dt - betal*c/2) + sif*ffe*Af*(h - betal*c/2) + fsc*Asc*
(betal*c/2-dc) ;

Mu = fi * Mn ;

if Frc == 1
    Fracture1 = 'Concrete crushing' ;
elseif Frf == 0
    Fracture1 = 'FRP debonding' ;
elseif Frf == 1
    Fracture1 = 'FRP rupture' ;
end
if Frst == 1
    Fracture2 = 'Follow by tensile steel yielding' ;
end
if Frsc == 1
    Fracture3 = 'Follow by compressive steel yielding' ;
end
filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'anchor','c','Mst','Msc','Mf','Mn','Mu','Fracture1','Fracture2','
Fracture3')

```

***** Subfunctions *****

***** beta *****

```

function betal = beta (fc)
if fc >= 55
    betal = 0.65 ;
else
    if fc <= 30
        betal = 0.85 ;
    else
        betal = 0.008*(30-fc) + 0.85 ;
    end
end
end

```

******* Istrain (Initial Strain) *******

```

function epsilonbi = istrain
(b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fr,Ec,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl)

% befor concrete cracking :

nst = Est/Ec ;
nsc = Esc/Ec ;

c = [(nst-1)*Ast*dt + (nsc-1)*Asc*dc + (b*h^2)/2]
    /[(nst-1)*Ast + (nsc-1)*Asc + b*h] ;
I = [(b*h^3)/12 + b*h*(h/2 - c)^2] + [(nst-1)*Ast*(dt-c)^2]
    + [(nsc-1)*Asc*(dc-c)^2] ;

Mcr = (fr*I)/(h-c) ;

if Mdl <= Mcr
    epsilonbi = [Mdl*(h-c)] / (I*Ec) ;
else

% after concrete cracking :

    equal = [b/2 , ((nsc-1)*Asc + nst*Ast) , -((nsc-1)*Asc*dc + nst*Ast*dt)]
;
    C = roots(equal) ;

    if (C(1,1)>0) and (C(1,1)<h)
        c = C(1,1) ;
    else
        c = C(2,1) ;
    end

    I = (b*c^3)/3 + (nsc-1)*Asc*(dc-c)^2 + nst*Ast*(dt-c)^2 ;
    epsilonbi = [Mdl*(h-c)] / (I*Ec) ;
end

```

Design function to calculate ultimate **flexural** moment of rectangular beam based on
Technical Report UK. 2000

***** **Definition of Input Data** *****

b	Wide of beam (mm)	b
h	Hight of beam (mm)	h
dt	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
dc	Depth of compressial reinforcement (mm)	d'
bf	Wide of FRP layers (mm)	b _f
tf	Thikness of FRP layers (mm)	t _f
nf	Number of FRP layers	n _f
A _{st}	Area of tensial reinforcement (mm ²)	A _s
A _{sc}	Area of compressial reinforcement (mm ²)	A' _s
f _{cu}	Cubic concrete strength (MPa)	f _{cu}
f _{yt}	Yield stress of tensial reinforcement (MPa)	f _y
f _{yc}	Yield stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _y
f _{fu}	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	f _{fu}
gamamF	FRP material partial safety factor	γ _{mF}
gamamE	Modul of FRP material partial safety factor	γ _{mE}
E _{st}	Modul of elastisity of tensial reinforcement (MPa)	E _s
E _{sc}	Modul of elastisity of compressial reinforcement (MPa)	E' _s
E _f	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E _f
M _{dl}	Maximum initial moment befor installing FRP (N.mm)	M _{dl}

***** **Definition of Computed Data** *****

Mu	Ultimate flexural moment of beam (N.mm)	M _{ult.}
gamamc	Concrete material partial safety factor	γ _{mc}
gamams	Steel material partial safety factor	γ _{ms}
gama	A parameter defining rectangular stress block	γ
betal	A parameter defining rectangular stress block	β _i
epsiloncu	Ultimate compressive strain of concrete	ε _{cu}
epcilonfu	Ultimate tensile strain of FRP	ε _{fu}
A _f	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A _f
epsilonbi	Initial strain befor bond the FRP	ε _{bi}
f _{ctm}	Ultimate tensile strength of concrete (MPa)	f _{ctm}
T _{max}	Maximum ultimate bond force	T _{max}
c	Depth of neutral axis (mm)	c
f _{st}	Stress of tensial reinforcement (MPa)	f _s
f _{sc}	Stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _s
f _{fe}	Effective stress in FRP reinforcement (MPa)	f _{fe}
M _{uc}	Nominal flexural moment of beam befor strengthening (N.mm)	M _{uc}
M _{add}	FRP contribution in flexural moment of beam (N.mm)	M _{add}

***** Main Function *****

```
function Mu = moment_BS ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

Fracture2 = 'Tensile steel in elastic mode' ;
Fracture3 = 'Compressive steel in elastic mode' ;
anchor = 'n' ;
gamamc = 1.5 ;
gamams = 1.15 ;
gama = 0.67 ;
betal = 0.9 ;
epsiloncu = 0.0035 ;
fyf = fyf/gamams ;
fyc = fyc/gamams ;
fcu = fcu/gamamc ;
t = tfrp * nf ;
Af = bf*t ;
if (Af*ffu*gamamF*gamamE*Ef) > 0
    epsilonbi = istrain (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fcu,Mdl);
    epsilonfu = ffu / Ef ;
    Ef = Ef/gamamE ;
    ffu = ffu/gamamF ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        fctm = 0.18*(fcu)^(2/3) ;
        kb = 1.06 * sqrt((2-bf/b)/(1+bf/400)) ;
        if kb < 1
            kb = 1.0 ;
        end
        fmax = 0.5*kb*bf*sqrt(Ef*t*fctm)/Af ;
        if fmax < ffu
            limit = fmax ;
            Frf = 0 ;
        else
            limit = ffu ;
            Frf = 1 ;
        end
    else
        limit = ffu;
        Frf = 1 ;
    end
else
    Af = 0 ;
    epsilonbi = 0 ;
    limit = ffu ;
end
Frst = 0 ;
Frsc = 0 ;
Frc = 1 ;

a1 = gama*fcu*betal*b ;
a2 = epsiloncu*(Asc*Esc+Ast*Est) + Ef*Af*(epsiloncu + epsilonbi) ;
a3 = -[epsiloncu*(Asc*Esc*dc+Ast*Est*dt) + Ef*Af*h*epsiloncu] ;
a = [a1,a2,a3];
C = roots(a);
c = finds (h,C,2) ;
```

```

fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;
if fst > fyt
    fst = fyt ;
    Frst = 1 ;
end
fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
if fsc > fyc
    fsc = fyc ;
    Frsc = 1 ;
end
if (Frst == 1) | (Frsc == 1)
    n = 0 ;
    fst1 = [0,fst] ;
    fsc1 = [0,fsc] ;
    while [abs(fst1(1) - fst1(2)) > 0.001] | [abs(fsc1(1) - fsc1(2)) > 0.001]
        if n==1
            fst = (fst1(1) + fst1(2))/2 ;
            fst1(2) = fst ;
            fsc = (fsc1(1) + fsc1(2))/2 ;
            fsc1(2) = fsc ;
        end
        n = 1 ;
        Frst = 0 ;
        Frsc = 0 ;
        a1 = gama*fcu*betal*b ;
        a2 = fsc*Asc - fst*Ast + Af*Ef*(epsiloncu+epsilonbi) ;
        a3 = -Af*Ef*epsiloncu*h ;
        a = [a1 a2 a3] ;
        C = roots (a) ;
        c = finds (h,C,2) ;
        fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;
        if fst > fyt
            fst = fyt ;
            Frst = 1 ;
        end
        fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
        if fsc > fyc
            fsc = fyc ;
            Frsc = 1 ;
        end
        fst1(1) = fst ;
        fsc1(1) = fsc ;
    end
end
ffe = epsiloncu*Ef*(h-c)/c ;
if ffe > limit
    Muc = imoment (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fcu,fyt,fyc,Est,Esc) ;
    Mst = Muc(1);
    Msc = Muc(2);
    c = h / [(epsilonfu+epsilonbi)/epsiloncu + 1] ;
    Mf = Af*limit*(dt - betal*c/2);
    Mu = Mst + Msc + Mf;
    Frc = 0 ;
else
    Mst = Ast*fst*(dt - betal*c/2) ;
    Msc = Asc*fsc*(betal*c/2 - dc) ;
    Mf = ffe*Af*(h-betal*c/2) ;
    Mu = [Ast*fst*(dt-betal*c/2) - Asc*fsc*(dc-betal*c/2)] + ffe*Af*(h-
    betal*c/2);
    Frc = 1 ;
end

if Frc == 1
    Fracture1 = 'Concrete crushing' ;
elseif Frf == 0
    Fracture1 = 'FRP debonding' ;
elseif Frf == 1
    Fracture1 = 'FRP rupture' ;
end

```

```

end
if Frst == 1
    Fracture2 = 'Follow by tensile steel yielding' ;
end
if Frsc == 1
    Fracture3 = 'Follow by compressive steel yielding' ;
end
filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'anchor','c','Mst','Msc','Mf','Mu','Fracture1','Fracture2','Fracture3')

```

***** Subfunctions *****

***** Istrain (Initial Strain) *****

```

function epsilonbi = istrain (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fcu,Mdl)

gamamc = 1.5 ;
fcu = fcu / gamamc ;
Ec = (20 + 0.2*fcu)*1000 ;
alfae = 15 ;
ft = 1.0 ;
rot = Ast/(b*dt) ;
roc = Asc/(b*dt) ;

a1 = 1 + alfae*(rot + roc) ;
a2 = [3*Mdl/(ft*b*dt)] - dt - alfae*[4*roc*dc + dt*(3*rot - roc)] ;
a3 = alfae*[2*roc*dt*(dc - dt) + 6*Mdl*(rot + roc/(b*ft))
          + 3*(rot*dt^2 + roc*dc^2)] ;
a4 = alfae*[roc*dc*(2*dt^2 - 3*dt*dc) - rot*dt^3
          - 6*Mdl*(roc*dc + rot*dt)/(b*ft)] ;

a = [a1 a2 a3 a4] ;
C = roots (a) ;
c = finds (h,C,3)

Ic = (b*dt^3) * [(c/dt)^3/3 + alfae*roc*[(dc/dt) - (c/dt)]^2
               + alfae*rot*[1 - c/dt]^2] ;

epsilonbi = Mdl*(h-c)/(Ec*Ic) ;

```

***** finds (search c between 0 and h) *****

```

function c = finds(h,C,nm)

for num = 1:nm
    if abs(C(num,1))==real(C(num,1))
        if (C(num,1)<h)
            c = C(num,1);
        end
    end
end
end

```

***** imoment (calculate ultimate flexural moment befor strengthening) *****

```

function Muc = imoment (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fcu,fyt,fyc,Est,Esc)

beta1 = 0.9 ;
gama = 0.67 ;
epsiloncu = 0.0035 ;
a1 = gama*fcu*beta1*b ;

```

```

a2 = epsiloncu*(Asc*Esc+Ast*Est);
a3 = -epsiloncu*(Asc*Esc*dc+Ast*Est*dt);
a = [a1,a2,a3];
C = roots(a);
c = finds (h,C,2);
fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;
if fst > fyt
    fst = fyt ;
end
fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
if fsc > fyc
    fsc = fyc ;
end
n = 0 ;
fst1 = [0,fst] ;
fsc1 = [0,fsc] ;
while [abs(fst1(1) - fst1(2)) > 0.001] | [abs(fsc1(1) - fsc1(2)) > 0.001]
    if n==1
        fst = (fst1(1) + fst1(2))/2 ;
        fst1(2) = fst ;
        fsc = (fsc1(1) + fsc1(2))/2 ;
        fsc1(2) = fsc ;
    end
    n = 1 ;
    ci = [fst*Ast - fsc*Asc]/[gama*fcu*beta1*b] ;
    if ci > 0
        c = ci ;
    end
    fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;
    if fst > fyt
        fst = fyt ;
    end
    fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
    if fsc > fyc
        fsc = fyc ;
    end
    fst1(1) = fst ;
    fsc1(1) = fsc ;
end

Muc(1) = Ast*fst*(dt-beta1*c/2);
Muc(2) = -Asc*fsc*(dc-beta1*c/2);

```

Design function to calculate ultimate **flexural** moment of rectangular beam based on
fib Task Group 9.3 2001

***** Definition of Input Data *****

b	Wide of beam (mm)	B
h	Highet of beam (mm)	H
dt	Depth of tensial reinforcement (mm)	D
dc	Depth of compressial reinforcement (mm)	d'
bf	Wide of FRP layers (mm)	B _f
tf	Thikness of FRP layers (mm)	T _f
nf	Number of FRP layers	N _f
Ast	Area of tensial reinforcement (mm ²)	A _s
Asc	Area of compressial reinforcement (mm ²)	A' _s
fc	Cylindrical concrete strength (MPa)	f _c
fyt	Yield stress of tensial reinforcement (MPa)	F _y
fyc	Yield stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _y
ffu	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	F _{fu}
gamaf	Reduction factor for FRP layers	γ _f
Est	Modul of elastisity of tensial reinforcement (MPa)	E _s
Esc	Modul of elastisity of compressial reinforcement (MPa)	E' _s
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E _f
Mdl	Maximum initial moment befor installing FRP (N.mm)	M _{dl}

***** Definition of Computed Data *****

Mu	Ultimate flexural moment of beam (N.mm)	M _{ult.}
gamac	Concrete strength reduction factor	γ _c
gamas	Steel strength reduction factor	γ _s
Ec	Modul of elastisity of concrete (MPa)	E _c
epsiloncu	Ultimate compressive strain of concrete	ε _{cu}
epsilonbi	Initial strain befor bond the FRP	ε _{bi}
epcilonfu	Ultimate tensile strain of FRP	ε _{fu}
Af	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A _f
fctm	Ultimate tensile strength of concrete (MPa)	F _{ctm}
fst	Stress of tensial reinforcement (MPa)	F _s
fsc	Stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _s
alfa	Reduction factor	α
kc	Is a factor accounting for the state of compaction of concrete	K _c
kb	Geometry factor	K _b
c	Depth of neutral axis (mm)	C
si	A parameter defining rectangular stress block	ψ
deltaG	A parameter defining rectangular stress block	δ _G
epsilonpsc	Strain of compressial reinforcement	ε' _s

******* Main Function *******

```

function Mu = moment_fib ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

Fracture2 = 'Tensile steel in elastic mode' ;
Fracture3 = 'Compressive steel in elastic mode' ;
anchor = 'n' ;
gamac = 1.5 ;
gamas = 1.15 ;
epsiloncu = 0.0035 ;
Ec = 9.5*(fc + 8)^0.33 ;
t = tfrp * nf ;
Af = t*bf ;
if (Af*ffu*gamafe) > 0
    epsilonbi = istrain (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl);
    epsilonfu = ffu / (gamafe) ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        fctm = 0.3*(fc)^0.67 ;
        alfa = 0.9 ;
        c1 = 0.64 ;
        kc = 1 ;
        kb = 1.06*sqrt((2-bf/b)/(1+bf/400)) ;
        if kb < 1
            kb = 1 ;
        end
        epslimit = alfa*c1*kc*kb*bf*sqrt(Ef*t*fctm)/(Af*Ef) ;
        Frf = 0 ;
        epslimit = min([epslimit epsilonfu]) ;
        if epslimit == epsilonfu
            Frf = 1 ;
        end
    else
        epslimit = epsilonfu ;
        Frf = 1 ;
    end
end
else
    Af = 0 ;
    epsilonbi = 0 ;
    epsilonf = 0 ;
end
fyc = fyc/gamas ;
fyt = fyt/gamas ;
fc = fc/gamac ;

Frst = 0 ;
Frsc = 0 ;
Frc = 1 ;
si = 0.8;
a1 = 0.85*si*fc*b ;
a2 = Asc*Esc*epsiloncu + Af*Ef*(epsiloncu + epsilonbi)-Ast*fyt ;
a3 = - [Asc*Esc*epsiloncu*dc + Af*Ef*epsiloncu*h] ;
a = [a1 a2 a3] ;
C = roots (a) ;
c = finds (h,C);

fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;

```

```

if fst > fyt
    fst = fyt ;
    Frst = 1 ;
end
fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
if fsc > fyc
    fsc = fyc ;
    Frsc = 1 ;
end
if (Frst == 0) | (Frsc == 1)
    n = 0 ;
    fst1 = [0,fst] ;
    fsc1 = [0,fsc] ;
    while [abs(fst1(1) - fst1(2)) > 0.001] | [abs(fsc1(1) - fsc1(2)) > 0.001]
        Frst = 0 ;
        Frsc = 0 ;
        if n==1
            fst = (fst1(1) + fst1(2))/2 ;
            fst1(2) = fst ;
            fsc = (fsc1(1) + fsc1(2))/2 ;
            fsc1(2) = fsc ;
        end
        n = 1 ;
        a1 = 0.85*si*fc*b ;
        a2 = fsc*Asc - fst*Ast + Af*Ef*(epsiloncu+epsilonbi) ;
        a3 = -Af*Ef*epsiloncu*h ;
        a = [a1 a2 a3] ;
        C = roots (a) ;
        c = finds (h,C) ;
        fst = epsiloncu*Est*(dt-c)/c ;
        if fst > fyt
            fst = fyt ;
            Frst = 1 ;
        end
        fsc = epsiloncu*Esc*(c-dc)/c ;
        if fsc > fyc
            fsc = fyc ;
            Frsc = 1 ;
        end
        fst1(1) = fst ;
        fsc1(1) = fsc ;
    end
end

deltaG = 0.4 ;
if Af > 0
    epsilonf = epsiloncu*(h-c)/c - epsilonbi ;
    if epsilonf > epslimit
        epsilonf = epslimit ;
        ff = Ef*epsilonf ;
        Frc = 0 ;
        n = 0 ;
        c1 = [0,c] ;
        while abs(c1(1)-c1(2))>0.001
            Frsc = 0 ;
            Frst = 0 ;
            if n==1
                c = (c1(1)+c1(2))/2 ;
                c1(2) = c ;
            end
            epsilonc = (epsilonf + epsilonbi)*c/(h-c) ;
            fst = Est * (epsilonf + epsilonbi)*(dt-c)/(h-c) ;
            if fst > fyt
                fst = fyt ;
                Frst = 1 ;
            end
            fsc = Esc * (epsilonf + epsilonbi)*(c-dc)/(h-c) ;
            if fsc > fyc

```

```

        fsc = fyc ;
        Frsc = 1 ;
    end
    n = 1 ;
    if epsilon_c < 0.002
        si = 1000*epsilon_c*(0.5-1000*epsilon_c/12) ;
        deltaG = (8-1000*epsilon_c)/[4*(6-1000*epsilon_c)] ;
    else
        si = 1 - 2/(3000*epsilon_c) ;
        deltaG = [1000*epsilon_c*(3000*epsilon_c - 4) + 2] /
[2000*epsilon_c*(3000*epsilon_c - 2)] ;
    end
    c = [Ast*fst + Af*ff - Asc*fsc] / [0.85*si*fc*b] ;
    cl(1) = c ;
end
end
end
Mst = Ast*fst*(dt-deltaG*c);
Msc = Asc*fsc*(deltaG*c-dc);
Mf = Af*Ef*epsilon_f*(h-deltaG*c);
Mu = Ast*fst*(dt-deltaG*c) + Af*Ef*epsilon_f*(h-deltaG*c) +
Asc*fsc*(deltaG*c-dc) ;

if Frc == 1
    Fracture1 = 'Concrete crushing' ;
elseif Frf == 0
    Fracture1 = 'FRP debonding' ;
elseif Frf == 1
    Fracture1 = 'FRP rupture' ;
end
if Frst == 1
    Fracture2 = 'Follow by tensile steel yielding' ;
end
if Frsc == 1
    Fracture3 = 'Follow by compressive steel yielding' ;
end
filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'anchor','c','Mst','Msc','Mf','Mu','Fracture1','Fracture2','Fracture3')

```

***** Subfunctions *****

***** Istrain (Initial Strain) *****

```
function epsilon_bi = istrain (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl)
```

```
% befor concrete cracking :
```

```
Ec = 9.5*(fc + 8)^0.33 ;
nst = Est/Ec ;
nsc = Esc/Ec ;
fctm = 0.3*(fc)^(0.67) ;
```

```
c = [(nst-1)*Ast*dt + (nsc-1)*Asc*dc + (b*h^2)/2] / [(nst-1)*Ast + (nsc-1)*Asc + b*h] ;
I = [(b*h^3)/12 + b*h*(h/2 - c)^2] + [(nst-1)*Ast*(dt-c)^2] + [(nsc-1)*Asc*(dc-c)^2] ;
```

```
Mcr = (fctm*I)/(h-c) ;
```

```

if Mdl <= Mcr
    epsilonbi = 0 ;
else
%   after concrete cracking :

    equal = [b/2 , ((nsc-1)*Asc + nst*Ast) , -((nsc-1)*Asc*dc + nst*Ast*dt)]
;
    C = roots(equal) ;

    if (C(1,1)>0) and (C(1,1)<h)
        c = C(1,1) ;
    else
        c = C(2,1) ;
    end

    I = (b*c^3)/3 + (nsc-1)*Asc*(dc-c)^2 + nst*Ast*(dt-c)^2 ;
    epsilonbi = [Mdl*(h-c)] / (I*Ec) ;

end

***** finds (search c between 0 and h) *****

function c = finds(h,C)

if (C(1,1)>0)
    if (C(1,1)<h)
        c = C(1,1);
    else
        c = C(2,1);
    end
else
    c = C(2,1);
end

```

Design function to calculate ultimate **flexural** moment of rectangular beam based on
ISIS CANADA 2001

***** Definition of Input Data *****

st	Is your structure a bridge (y/n) ?	---
b	Wide of beam (mm)	b
h	Highet of beam (mm)	h
dt	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
dc	Depth of compressial reinforcement (mm)	d'
bf	Wide of FRP layers (mm)	b _f
tf	Thikness of FRP layers (mm)	t _f
nf	Number of FRP layers	n _f
Ast	Area of tensial reinforcement (mm ²)	A _s
Asc	Area of compressial reinforcement (mm ²)	A' _s
fc	Cylindrical concrete strength (MPa)	f' _c
fyt	Yield stress of tensial reinforcement (MPa)	f _y
fyc	Yield stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _y
ffu	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	f _{fu}
fif	Reduction factor for FRP layers	φ _f
Est	Modul of elastisity of tensial reinforcement (MPa)	E _s
Esc	Modul of elastisity of compressial reinforcement (MPa)	E' _s
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E _f
Mdl	Maximum initial moment befor installing FRP (N.mm)	M _{dl}

***** Definition of Computed Data *****

Mu	Ultimate flexural moment of beam (N.mm)	M _{ult.}
fic	Concrete strength reduction factor	φ _c
fis	Steel strength reduction factor	φ _s
beta1	A parameter defining rectangular stress block	β ₁
alfal	A parameter defining rectangular stress block	α ₁
Ec	Modul of elastisity of concrete (MPa)	E _c
epsiloncu	Ultimate compressive strain of concrete	ε _{cu}
epsilonbi	Initial strain befor bond the FRP	ε _{bi}
epcilonfu	Ultimate tensile strain of FRP	ε _{fu}
Af	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A _f
fr	Ultimate tensile strength of concrete (MPa)	f _r
Cb	Depth of neutral axis in balanced condition (mm)	C _b
fst	Stress of tensial reinforcement (MPa)	f _s
fsc	Stress of compressial reinforcement (MPa)	f' _s
c	Depth of neutral axis (mm)	c
ff	Stress of FRP	f _f

***** Main Function *****

```

function Mu = moment_isis ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

Fracture2 = 'Tensile steel in elastic mode' ;
Fracture3 = 'Compressive steel in elastic mode' ;

if st == 'n'
    betal = 0.97 - 0.0025*fc ;
    if betal < 0.67
        betal = 0.67 ;
    end
    alfa1 = 0.85 - 0.0015*fc ;
    if alfa1 < 0.67
        alfa1 = 0.67 ;
    end
    Ec = 4500*sqrt(fc) ;
    epsiloncu = 0.0035 ;
    fis = 0.85 ;
    fic = 0.6 ;
else
    betal = 1.09 - 0.008*fc ;
    if betal < 0.65
        betal = 0.65 ;
    elseif betal > 0.85
        betal = 0.85 ;
    end
    alfa1 = 0.85 ;
    epsiloncu = 0.003 ;
    fis = 0.9 ;
    fic = 0.75 ;
    Ec = 5000*sqrt(fc) ;
end

c = 0.3*dt ;
Cb = 0 ;
t = tfrp * nf ;
Af = bf*t ;
fr = 0.6 * sqrt (fc) ;
Frst = 0 ;
Frsc = 0 ;
Frc = 1 ;
Frci = 0 ;
if (Af*ffu*fif*Ef)>0
    epsilonfu = ffu / Ef ;
    epsilonbi = istrain (b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fr,Ec,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl) ;

    Cb = (h*epsiloncu) / (epsiloncu + epsilonfu + epsilonbi);

    fst = Est * epsiloncu * (dt - Cb)/Cb ;
    if fst > fyt
        fst = fyt ;
        Frst = 1 ;
    end

    fsc = Esc * epsiloncu * (Cb - dc)/Cb ;
    if fsc > fyc
        fsc = fyc ;
        Frsc = 1 ;
    end
end

```

```

end

c = (fis*fst*Ast + fif*Ef*epsilonfu*Af - fis*fsc*Asc) /
(alfal*fic*fc*betal*b);
if c == Cb
    Frf = 1 ;
    Frc = 1 ;
    Mu = fis*fst*Ast*(dt - betal*c/2) + fif*Ef*epsilonfu*Af*(h -
    betal*c/2) - fis*fsc*Asc*(dc - betal*c/2) ;
end
else
    Af = 0 ;
    epsilonbi = 0 ;
end
end
%
%
% Concrete Crushing
%
if (c > Cb) | (Af==0)
    n = 0 ;
    i = 1 ;
    c1 = [0,c] ;
    while abs(c1(1)-c1(2))>0.001
        if n==1
            c = (c1(1)+c1(2))/2 ;
            c1(2) = c ;
        end
        Frst = 0 ;
        Frsc = 0 ;
        Frc = 1 ;
        n = 1 ;
        if Af > 0
            epsilonf = epsiloncu * (h-c)/c - epsilonbi ;
            if epsilonf > epsilonfu
                epsilonf = epsilonfu ;
                Frc = 0 ;
            end
            ff = epsilonf * Ef ;
        else
            ff = 0 ;
        end
        epsilonst = epsiloncu*(dt-c)/c;
        fst = epsilonst * Est ;
        if fst > fyt
            fst = fyt ;
            Frst = 1 ;
        end
        fsc = Esc * epsiloncu*(c-dc)/c;
        if fsc > fyc
            fsc = fyc ;
            Frsc = 1 ;
        end
        c = (fis*fst*Ast + fif*ff*Af - fis*fsc*Asc) / (alfal*fic*fc*betal*b);
        c1(1) = c ;
    end

    Mst = fis*Ast*fst*(dt-betal*c/2) ;
    Msc = fis*Asc*fsc*(betal*c/2-dc) ;
    Mf = fif*ff*Af*(h-betal*c/2) ;
    Mu = fis*[Ast*fst*(dt-betal*c/2) - Asc*fsc*(dc-betal*c/2)] +
    fif*ff*Af*(h-betal*c/2);
end

%
%
% FRP Rupture
%
%
```

```

if (c < Cb) & (Af>0)
    Frc = 0 ;
    n = 0 ;
    c1 = [0,c] ;
    while abs(c1(1)-c1(2))>0.001
        if n==1
            c = (c1(1)+c1(2))/2;
            c1(2) = c ;
        end
        n = 1 ;
        Frst = 0 ;
        Frsc = 0 ;
        epsilonf = epsiloncu * (h-c)/c - epsilonbi ;
        if epsilonf > epsilonfu
            epsilonf = epsilonfu ;
        end
        ff = epsilonfu * Ef ;
        epsilonst = (epsilonf + epsilonbi)*(dt-c) / (h-c);
        fst = epsilonst * Est ;
        if fst > fyt
            fst = fyt ;
            Frst = 1 ;
        end
        fsc = Esc * (epsilonf + epsilonbi)*(c-dc) / (h-c);
        if fsc > fyc
            fsc = fyc ;
            Frsc = 1 ;
        end
        c = (fis*fst*Ast + fif*ff*Af - fis*fsc*Asc) / (alfal*fic*fc*betal*b) ;
        c1(1) = c ;
    end
    Mst = fis*Ast*fst*(dt-betal*c/2);
    Msc = fis*Asc*fsc*(betal*c/2-dc) ;
    Mf = fif*ff*Af*(h-betal*c/2);
    Mu = fis*[Ast*fst*(dt-betal*c/2) - Asc*fsc*(dc-betal*c/2)] +
    fif*ff*Af*(h-betal*c/2);
end

if (Frc == 1) & (Frf == 0)
    Fracture1 = 'Concrete crushing' ;
elseif (Frc == 1) & (Frf == 1)
    Fracture1 = 'Balanced failure' ;
elseif Frc == 0
    Fracture1 = 'FRP rupture' ;
end
if Frst == 1
    Fracture2 = 'Follow by tensile steel yielding' ;
end
if Frsc == 1
    Fracture3 = 'Follow by compressive steel yielding' ;
end
filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'c','Mst','Msc','Mf','Mu','Fracture1','Fracture2','Fracture3')

```

***** Subfunctions *****

***** Istrain (Initial Strain) *****

```

function epsilonbi = istrain
(b,h,dt,dc,Ast,Asc,fc,fr,Ec,fyt,fyc,Est,Esc,Mdl)

```

```

% befor concrete cracking :

```

```

nst = Est/Ec ;
nsc = Esc/Ec ;

```

```

c = [(nst-1)*Ast*dt + (nsc-1)*Asc*dc + (b*h^2)/2]
    /[(nst-1)*Ast + (nsc-1)*Asc + b*h] ;
I = [(b*h^3)/12 + b*h*(h/2 - c)^2] + [(nst-1)*Ast*(dt-c)^2]
    + [(nsc-1)*Asc*(dc-c)^2] ;

Mcr = (fr*I)/(h-c) ;

if Mdl <= Mcr
    epsilonbi = [Mdl*(h-c)] / (I*Ec) ;
else

%   after concrete cracking :

    equal = [b/2 , ((nsc-1)*Asc + nst*Ast) , -((nsc-1)*Asc*dc + nst*Ast*dt)]
;
    C = roots(equal) ;

    if (C(1,1)>0) and (C(1,1)<h)
        c = C(1,1) ;
    else
        c = C(2,1) ;
    end

    I = (b*c^3)/3 + (nsc-1)*Asc*(dc-c)^2 + nst*Ast*(dt-c)^2 ;
    epsilonbi = [Mdl*(h-c)] / (I*Ec) ;
end

```

***** **finds** (search c between 0 and h) *****

```

function c = finds(h,C)

if (C(1,1)>0)
    if (C(1,1)<h)
        c = C(1,1);
    else
        c = C(2,1);
    end
else
    c = C(2,1);
end

```

Design function to calculate ultimate shear capacity of RC element based on
ACI 440.2R-02

***** Definition of Input Data *****

st	wrapping schemes c(Completely wrap) or u(U-wrap) or t(Two sides wrap)	---
b	Wide of beam (mm)	b
d	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
s	Center to center spacing between the shear reinforcement (mm)	s_v
al	Inclined angle of shear reinforcement (Degree)	α
wf	Wide of FRP strips (mm)	w_f
df	Depth of FRP strips (mm)	d_f
tf	Thikness of FRP strips (mm)	t_f
nf	Number of FRP layers	n_f
sf	Center to center spacing between the FRP shear reinforcement (mm)	s_f
a2	Inclined angle of FRP shear reinforcement (Degree)	β
Av	Area of shear reinforcement (mm ²)	A_{sv}
fc	Characteristic concrete strength (MPa)	f'_c
fy	Yield stress of shear reinforcement (MPa)	f_y
ffu	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	f_{fu}
CE	Enviromental-reduction factor for FRP layers	C_E
Es	Modul of elastisity of shear reinforcement (MPa)	E_s
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E_f

***** Definition of Computed Data *****

Vu	Ultimate shear capacity of beam (N.mm)	V_{ult}
fi	Strength reduction factor	ϕ
Vc	Concrete contribution in shear capacity (N.mm)	V_c
Vs	Steel contribution in shear capacity (N.mm)	V_s
kv	Bond-reduction coefficient	κ_v
sif	FRP strength reduction factor	ψ_f
Vf	FRP contribution in shear capacity (N.mm)	V_f
Le	Active bond length (mm)	L_e
k1	Modification factor that account for the concrete strength	k_1
k2	Modification factor that account for the wrapping scheme	k_2
Afv	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A_{fv}
epsilonfe	Effective strain in FRP reinforcement	ϵ_{fe}
ffe	Effective stress in FRP reinforcement (MPa)	f_{fe}
Vn	Nominal shear capacity of beam (N.mm)	V_n

***** Main Function *****

```

function Vu = shear_aci ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);
anchor = 'n' ;

a1 = (pi / 180) * a1 ;
a2 = (pi / 180) * a2 ;
fi = 0.85 ;
t = nf*tfrrp ;
Afvr = 2*t*wf ;
Frf = 0 ;

Vc = 0.1667*sqrt(fc)*b*d ;
if s > 0
    Vs = Av*fy*d*(sin(a1)+cos(a1))/s ;
else
    Vs = 0 ;
end
if (sf == 0) & wf > 0
    sf = wf ;
end

if (sf*df*Afvr*a2*ffu*CE*Ef) > 0
    ffu = CE * ffu ;
    epsilonfu = ffu/Ef ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        if st == 'c'
            kv = 0.75 ;
            Frf = 1 ;
            sif = 0.95 ;
        else
            Le = 23300 / [t*Ef]^(0.58) ;
            k1 = [fc/27]^(0.667) ;
            sif = 0.85 ;
            if st == 'u'
                k2 = (df-Le)/df ;
            end
            if st == 't'
                k2 = (df-2*Le)/df ;
            end
            kv = (k1*k2*Le)/(11900*epsilonfu) ;
            if kv > 0.75
                kv = 0.75 ;
                Frf = 1 ;
            elseif kv < 0
                kv = 0
            end
        end
        epsilonfe = kv * epsilonfu ;
        if epsilonfe > 0.004
            epsilonfe = 0.004 ;
            Frf = 1 ;
        end
    else
        if st == 'c'
            sif = 0.95 ;
        else

```

```

        sif = 0.85 ;
    end
    epsilonfe = min([0.004 epsilonfu]) ;
    Frf = 1 ;
end
ffe = epsilonfe * Ef ;
Vf = sif*AfV*ffe*df*(sin(a2)+cos(a2)) / sf ;
else
    Vf = 0 ;
end
Vn = Vc + Vs + Vf ;
limit1 = 0.66*sqrt(fc)*b*d + Vc ;
limit = min([Vn limit1]) ;
Vu = fi * limit ;
Vc = fi * Vc ;
Vs = fi * Vs ;
Vf = fi * Vf ;

if Frf == 1
    Fracture = 'FRP rupture' ;
else
    Fracture = 'FRP debonding' ;
end

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'anchor','Vc','Vs','Vf','Vn','limit1','limit','Vu','Fracture') ;

```

Design function to calculate ultimate **shear** capacity of RC element based on
Technical Report UK. 2000

***** **Definition of Input Data** *****

st	wrapping schemes c(Completely wrap) or u(U-wrap) or t(Two sides wrap)	---
b	Width of beam (mm)	b
d	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
s	Center to center spacing between the shear reinforcement (mm)	s_v
a1	Inclined angle of shear reinforcement (Degree)	α
wf	Width of FRP strips (mm)	w_f
df	Depth of FRP strips (mm)	d_f
tf	Thikness of FRP strips (mm)	t_f
nf	Number of FRP layers	n_f
sf	Center to center spacing between the FRP shear reinforcement (mm)	s_f
a2	Inclined angle of FRP shear reinforcement (Degree)	β
Av	Area of shear reinforcement (mm ²)	A_{sv}
As	Area of tension steel (mm ²)	A_s
fc	Characteristic concrete strength (MPa)	f'_c
fy	Yield stress of shear reinforcment (MPa)	f_y
ffu	Ultimate stress of FRP layers (MPa)	f_{fu}
gamamF	FRP material partial safety factor	γ_{mF}
gamamE	Modul of FRP material partial safety factor	γ_{mE}
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E_f

***** **Definition of Computed Data** *****

Vu	Ultimate shear capacity of beam (N.mm)	V_{ult}
gamamc	Concrete material partial safety factor	γ_{mc}
gamams	Steel material partial safety factor	γ_{ms}
epcilonfu	Ultimate tensile strain of FRP	ϵ_{fu}
gamam	Material partial safety factor	γ_m
Vc	Concrete contribution in shear capacity (N.mm)	V_c
Vs	Steel contribution in shear capacity (N.mm)	V_s
epsilonfe	Effective strain in FRP reinforcement	ϵ_{fe}
Le	Effective bond length (mm)	L_e
wfe	Effective width of FRP (mm)	W_{fe}
rof	FRP shear reinforcement ratio	ρ_f
Vf	FRP contribution in shear capacity (N.mm)	V_f
Af	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A_{fv}

******* Main Function *******

```

function Vu = shear_BS ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);
anchor = 'n' ;

a1 = (pi / 180) * a1 ;
a2 = (pi / 180) * a2 ;
gamamc = 1.5 ;
gamams = 1.15 ;
fcu = fcu / gamamc ;
t = nf*tfrp ;
Frf = 0 ;
gamam = 1.25 ;
ro = 100*As/(b*d) ;
if ro > 3
    ro = 3 ;
end
Vc = b*d*0.79*[(fcu/25)*ro]^(1/3)*(400/d)^(0.25)/gamam ;
if s > 0
    Vs = Av*fy*d*(sin(a1)+cos(a1))/(gamams*s) ;
else
    Vs = 0 ;
end
if (sf == 0) & wf > 0
    sf = wf ;
end

if (wf*df*t*sf*a2*ffu*gamamF*gamamE*Ef) > 0
    Ef = Ef/gamamE ;
    ffu = ffu / gamamF ;
    epsilonfu = ffu/Ef ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        if st == 'c'
            epsilonfe = min([0.004 epsilonfu]) ;
            Frf = 1 ;
        else
            Le = 461.3/(t*Ef)^(0.58) ;
            if st == 'u'
                wfe = df-Le ;
            elseif st == 't'
                wfe = df-2*Le ;
            end
            %wf = min([wfe wf]) ;
            rof = (2*t/b)*(wf/sf) ;
            if (rof*Ef)<1.1
                epsilonfel = epsilonfu*[0.5622*(rof*Ef/1000)^2-
1.2188*(rof*Ef/1000)+0.778] ;
            else
                epsilonfel = 0.004 ;
            end
            epsilonfe2
=0.0042*[(0.835*fcu)^(2/3)*wfe]/[(Ef*t/1000)^(0.58)*df];
            epsilonfe = min([epsilonfel epsilonfe2 0.004]) ;
            if epsilonfe >= min([0.004 epsilonfu])
                Frf = 1 ;
            end
        end
    end
end

```

```

        end
    else
        epsilonfe = min([0.004 epsilonfu]) ;
        Frf = 1 ;
    end
    Af = 2*t*wf ;
    Vf = Af*Ef*epsilonfe*df*(sin(a2)+cos(a2))/(sf*gamamF) ;
else
    Vf = 0 ;
end

Vn = Vc + Vs + Vf ;
limit1 = 0.8*sqrt(fcu*gamamc)*b*d ;
limit2 = 5*b*d ;
Vu = min([limit1 Vn limit2]) ;

if Frf == 1
    Fracture = 'FRP rupture' ;
else
    Fracture = 'FRP debonding' ;
end

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save
(filename1,'anchor','Vc','Vs','Vf','Vn','limit1','limit2','Vu','Fracture') ;

```

Design function to calculate ultimate **shear** capacity of RC element based on
fib Task Group 9.3 2001

***** **Definition of Input Data** *****

st	wrapping schemes c(Completely wrap) or u(U-wrap) or t(Two sides wrap)	---
b	Width of beam (mm)	b
d	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
s	Center to center spacing between the shear reinforcement (mm)	s_v
a1	Inclined angle of shear reinforcement (Degree)	α
wf	Width of FRP strips (mm)	w_f
tf	Thikness of FRP strips (mm)	t_f
nf	Number of FRP layers	n_f
sf	Center to center spacing between the FRP shear reinforcement (mm)	s_f
a2	Inclined angle of FRP shear reinforcement (Degree)	β
Av	Area of shear reinforcment (mm ²)	A_{sv}
As	Area of tension steel (mm ²)	A_s
fc	Characteristic concrete strength (MPa)	f_c
fy	Yield stress of shear reinforcement (MPa)	f_y
epsilonfu	Ultimate strain of FRP layers	ϵ_{fu}
gamaf	FRP material partial safety factor	γ_f
Ef	Modul of elastisity of FRP layers (MPa)	E_f

***** **Definition of Computed Data** *****

Vu	Ultimate shear capacity of beam (N.mm)	V_{ult}
gamac	Concrete material partial safety factor	γ_c
gamas	Steel material partial safety factor	γ_s
Vc	Concrete contribution in shear capacity (N.mm)	V_c
Vs	Steel contribution in shear capacity (N.mm)	V_s
rof	FRP shear reinforcement ratio	ρ_f
Vf	FRP contribution in shear capacity (N.mm)	V_f
nu	Empirically obtained efficiency factor	ν

***** Main Function *****

```

function Vu = shear_fib ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);
anchor = 'n' ;

fcm = fc + 8 ;
a1 = (pi / 180) * a1 ;
a2 = (pi / 180) * a2 ;
gamac = 1.5 ;
gamas = 1.15 ;
Frf = 0 ;
t = tfrp * nf ;
ro = 100*As/(b*d) ;
if ro > 2
    ro = 2 ;
end
Vc = b*d*[0.0525*(fc)^(2/3)*[1.2 + 0.4*ro]*(1.6-d/1000)]/gamac ;
if s > 0
    Vs = 0.9*Av*fy*d*(sin(a1)+cos(a1))/(gamas*s) ;
else
    Vs = 0 ;
end
if (sf == 0) & wf > 0
    sf = wf ;
end

if (wf*t*sf*a2*ffu*gamafe*Ef) > 0
    epsilonfu = ffu/(Ef*gamafe) ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if sf == wf
        rof = 2*t*sin(a2)/b ;
    else
        rof = 2*t*wf/(b*sf) ;
    end
    if anchor == 'n'
        if frptype == 'c'
            eps1 = 0.17*[(fcm)^(2/3)/(Ef*rof/1000)]^(0.3)*epsilonfu ;
        else
            eps1 = 0.048*[(fcm)^(2/3)/(Ef*rof/1000)]^(0.47)*epsilonfu ;
        end
        eps2 = 0.65*[(fcm)^(2/3)/(Ef*rof/1000)]^(0.56)*0.001 ;
        if st == 'c'
            epsilonfe = min([0.006 eps1]) ;
        else
            epsilonfe = min([eps1 eps2 0.006]) ;
        end
        if epsilonfe >= min([0.006 epsilonfu])
            Frf = 1 ;
        end
    else
        epsilonfe = min([0.006 epsilonfu]) ;
        Frf = 1 ;
    end
    Vf = 0.72*Ef*epsilonfe*b*d*rof*(sin(a2)+cos(a2))/gamafe ;
else
    Vf = 0 ;
end
end

```

```

Vn = Vc + Vs + Vf ;

nu = 0.7 - fc/200 ;
if nu < 0.5
    nu = 0.5 ;
end
limit = 0.45*b*d*nu*fc/gamac ;
Vu = min([limit Vn]) ;

if Frf == 1
    Fracture = 'FRP rupture' ;
else
    Fracture = 'FRP debonding' ;
end

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save (filename1,'anchor','Vc','Vs','Vf','Vn','limit','Vu','Fracture') ;

```

Design function to calculate ultimate **shear** capacity of RC element based on
ISIS CANADA 2001

***** Definition of Input Data *****

st	FRP type , CFRP or AFRP or GFRP [c/a/g] ?	---
b	Wide of beam (mm)	b
d	Depth of tensial reinforcement (mm)	d
s	Center to center spacing between the shear reinforcement (mm)	s_v
beta1	Inclined angle of shear reinforcement (Degree)	β_1
wf	Wide of FRP strips (mm)	w_f
df	Depth of FRP strips (mm)	d_f
tf	Thikness of FRP strips (mm)	t_f
nf	Number of FRP layers	n_f
ne	Number of free ends of an FRP stirrup on one side of the beam	n_e
sf	Center to center spacing between the FRP shear reinforcement (mm)	s_f
beta2	Inclined angle of FRP shear reinforcement (Degree)	β_2
Av	Area of shear reinforcement (mm ²)	A_{sv}
fc	Characteristic concrete strength (MPa)	f'_c
fy	Yield stress of shear reinforcement (MPa)	f_y
epsilonfu	Ultimate strain of FRP layers	ϵ_{fu}
Ef	Modul of elasticity of FRP layers (MPa)	E_f
fif	FRP strength reduction factor	ϕ_f

***** Definition of Computed Data *****

Vu	Ultimate shear capacity of beam (N.mm)	V_{ult}
fic	Concrete strength reduction factor	ϕ_c
fis	Steel strength reduction factor	ϕ_s
Vc	Concrete contribution in shear capacity (N.mm)	V_c
Vs	Steel contribution in shear capacity (N.mm)	V_s
Vf	FRP contribution in shear capacity (N.mm)	V_f
Le	Effective anchorage length (mm)	L_e
k1	Modification factor that account for the concrete strength	k_1
k2	Modification factor that account for the FRP configuration	k_2
Af	Area of FRP reinforcement (mm ²)	A_{fv}
rof	FRP shear reinforcement ratio	ρ_{frp}
R	Ratio of effective to ultimate strain in the FRP stirrup	R
epsilonfe	Effective strain in FRP reinforcement	ϵ_{fe}

******* Main Function *******

```

function Vu = shear_isis ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);
anchor = 'n' ;

a1 = (pi / 180) * a1 ;
a2 = (pi / 180) * a2 ;
fic = 0.6 ;
fis = 0.85 ;
Frf = 0 ;

Vc = fic*0.2*sqrt(fc)*b*d ;
if s > 0
    Vs = fis*fy*Av*d*(sin(a1) + cos(a1))/s ;
else
    Vs = 0 ;
end
Af = 2*tfrp*nf*wf ;
if (sf == 0) & wf > 0
    sf = wf ;
end
if (Af*df*nf*sf*ffu*fif*Ef) > 0
    epsilonfu = ffu/Ef ;
    anchor = input ('Do you anchor FRP (y/n) ? ','s');
    if anchor == 'n'
        alfa = 0.8 ;
        k1 = [fc/27.65]^0.667 ;
        Le = 25350 / [tfrp*Ef]^0.58 ;
        k2 = (df - Le * nef)/df ;
        eps1 = alfa*fif*k1*k2*Le/9525 ;
        rof = (2*tfrp*wf) / (b*sf) ;
        if st == 'c'
            Landa1 = 1.35 ;
            Landa2 = 0.30 ;
        else
            Landa1 = 1.23 ;
            Landa2 = 0.47 ;
        end
        R = alfa*Landa1*[fc^0.667/(rof*Ef)]^Landa2 ;

        eps2 = R * epsilonfu ;

        epsilon = [eps1 , eps2 , 0.004] ;
        epsilonfe = min(epsilon);
        if epsilonfe < 0
            epsilonfe = 0 ;
        elseif epsilonfe >= min([0.004 epsilonfu])
            Frf = 1 ;
        end
    else
        epsilonfe = min([0.004 epsilonfu]) ;
        Frf = 1 ;
    end
    end
    Vf = fif*Ef*epsilonfe*Af*df*(sin(a2) + cos(a2))/sf ;
else

```

```

        Vf = 0 ;
    end

    Vn = Vc + Vs + Vf ;
    limit = 5*Vc ;

    Vu = min([Vn limit]) ;

    if Frf == 1
        Fracture = 'FRP rupture' ;
    else
        Fracture = 'FRP debonding' ;
    end

    filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
    save (filename1,'anchor','Vc','Vs','Vf','Vn','limit','Vu','Fracture') ;

```

Design function to calculate **axial** capacity of a short Circular Column with FRP Confinement based on **ACI 440.2R-02**

***** **Definition of Input Data** *****

d	diameter of column (mm)	d
tf	thikness of each FRP layers (mm)	tf
nf	number of FRP layers	ne
As	area of longitude reinforcement (mm ²)	As
fy	yeilding strength of steel reinforcement (MPa)	fy
ffu	ultimate tensile strength of FRP layers (MPa)	ffu
Ef	module of elastisity of FRP layers (MPa)	Ef
CE	enviromental-reduction factor for FRP layers	CE
fc	characteristic concrete strength (MPa)	f _c
st	reinforcement type , spiral(s) or tie(t) [s/t]	---

***** **Definition of Computed Data** *****

Pu	ultimate compression force (N)	Pu
epsilonfu	ultimate strain of FRP layers	ε _{fu}
rof	FRP reinforcement ratio	ρ _f
ka	efficiency factor	κ _a
sif	Strength reduction factor of FRP	ψ _f
Ag	cross sectional area of column (mm ²)	Ag
epsilonfe	effective strain in the FRP jacket	ε _{fe}
fl	confining pressure (MPa)	f _l
fcc	confined concrete strength (MPa)	f _{cc}

******* Main Function *******

```

function Pu = Compression ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

t = tfrp * nf ;
ffu = CE * ffu ;
if Ef > 0
    epsilonfu = ffu/Ef ;
else
    epsilonfu = 0 ;
end
sif = 0.95 ;
Ag = pi*d^2/4 ;
ka = 1 ;
rof = 4*t/d ;
epsilonfe = 0.75 * epsilonfu ;
if epsilonfe > 0.004
    epsilonfe = 0.004 ;
end
f1 = ka*rof*epsilonfe*Ef/2 ;
fcc = fc * [2.25*sqrt(1+7.9*f1/fc) - 2*f1/fc - 1.25] ;
if st == 's'
    fccd = 0.515*fcc ;
    Pu = 0.85 * 0.75 * [0.85 * sif * fcc * (Ag - As) + fy * As] ;
else
    fccd = 0.452*fcc ;
    Pu = 0.80 * 0.70 * [0.85 * sif * fcc * (Ag - As) + fy * As] ;
end

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save (filename1,'fcc','fccd','Pu')

```

Design function to calculate **axial** capacity of a short Circular Columne with FRP
Confinement based on **Technical Report UK. 2000**

***** Definition of Input Data *****

d	diameter of column (mm)	d
tf	thickness of each FRP layers (mm)	tf
nf	number of FRP layers	nf
Ef	module of elastisity of FRP layers (MPa)	Ef
gamamE	partial safety factor of module of FRP	γ_{mE}
fcu	cubic concrete strength (MPa)	fcu
As	area of longitude reinforcement (mm ²)	As
fy	yeilding strength of steel reinforcement (MPa)	fy

***** Definition of Computed Data *****

Pu	ultimate compression force (N)	Pu
Ac	cross sectional area of column (mm ²)	Ac
fccd	design strength of confined concrete (MPa)	fccd
gamamc	concrete partial safety factor	γ_{mc}
gamams	steel partial safety factor	γ_{ms}

***** Main Function *****

```
function Pu = Compression ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

t = tfrp * nf ;
Ac = pi*d^2/4 ;
gamamc = 1.5 ;
gamams = 1.15 ;
fy = fy/gamams ;
if gamamE*Ef > 0
    fccd = 0.45*[0.67*fcu/gamamc + 0.05*(2*t/d)*Ef/gamamE] ;
else
    fccd = 0.67*fcu/gamamc ;
end

Pu = fccd*Ac + As*fy ;

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save (filename1,'fccd','Pu')
```

Design function to calculate **axial** capacity of a short Circular Columnne with FRP
Confinement based on *fib* Task Group 9.3

***** Definition of Input Data *****

d	diameter of column (mm)	d
tf	thickness of each FRP layers (mm)	t _f
nf	number of FRP layers	n _f
As	area of longitude reinforcement (mm ²)	A _s
fy	yeilding strength of steel reinforcement (MPa)	f _y
ffu	ultimate tensile strength of FRP layers (MPa)	f _{fu}
Ef	module of elastisity of FRP layers (MPa)	E _f
gamaF	material safty factor of FRP layers	γ _f
fc	cylinderic compression strength of concrete (MPa)	f _c
st	Is column with a partial wrapping (y/n) ?	---
sl	clear spacing between the FRP wraps	s _l
sg	Is column with any fibre orientation (y/n) ?	---
p	helix pitch of FRP wraps	p

***** Definition of Computed Data *****

Pu	ultimate compression force (N)	P _u
gamac	concrete partial safety factor	γ _c
gamas	steel partial safety factor	γ _s
epsiloncu	ultimate compression strain	ε _{cu}
epsilonfu	ultimate strain of FRP layers	ε _{fu}
Ec	module of elastisity of concrete (MPa)	E _c
ke	confinement effectiveness coefficient	k _e
Ac	concrete cross section (mm ²)	A _c
beta	a constant is a property of concrete	β
roj	volumetric ratio of FRP jacket	ρ _j
Kconf	stiffness of the FRP confinement	k _{conf}
fl	effective confining pressure (MPa)	f _l
fcc	confined peak strength (MPa)	f _{cc}
epscc	compressive strain at confined peak strength	ε _{cc}
epsu	ultimate compressive strain in confined concrete	ε _{cu}
fcu	ultimate compressive stress in confined concrete (MPa)	f _{cu}

***** Main Function *****

```

function Pu = Compression ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

t = tfrp * nf ;
gamac = 1.5 ;
gamas = 1.15 ;
fy = fy/gamas ;
fcd = fc/gamac ;
epsiloncu = 0.0035 ;
if Ef*gamaf > 0
    epsilonfu = ffu/(Ef*gamaf) ;
else
    epsilonfu = 0 ;
end
Ec = 9500*(fc + 8)^0.33 ;
ke = 1 ;
Ac = pi*d^2/4 ;
if st == 'y'
    ke = [1-s/(2*d)]/[1-As/Ac] ;
end
if sg == 'y'
    ke = [1+(p/(pi*d))^2]^(-1) ;
end
beta = 5700/sqrt(fcd) - 500 ;
roj = 4*t/d ;
Kconf = ke*roj*Ef/2 ;
if gamaf > 0
    fl = Kconf*epsilonfu/gamaf ;
else
    fl = 0 ;
end
fcc = fcd*[2.254*sqrt(1+7.94*fl/fcd) - 2*fl/fcd - 1.254] ;
epscc = epsiloncu * [1 + 5*(fcc/fcd - 1)] ;
Ecc = fcc/epscc ;
epsccu = epscc * [2*beta*epsilonfu*Ecc/(Ec-Ecc)]^(1-Ecc/Ec) ;
fcu = Ec*epsccu/(1 + 2*beta*epsilonfu) ;
if epsilonfu == 0
    fccd = 0.459*fcd*gamac ;
    fcu = fcd*gamac ;
else
    fccd=0.459*fcu ;
end
Pu = 0.459*fcu*Ac + fy*As ;

filenameel = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save (filenameel,'fcu','fccd','Pu')

```

Design function to calculate **axial** capacity of a short Circular Columnne with FRP Confinement based on **ISIS CANADA 2001**

******* Definition of Input Data *******

d	diameter of column (mm)	d
tf	thikness of each FRP layers (mm)	tf
nf	number of FRP layers	nf
fif	strength reduction factor of FRP layers	ϕ_f
ffu	ultimate tensile strength of FRP layers (MPa)	f_{fu}
Ef	module of elastisity of FRP layers (MPa)	E_f
fc	cylinderic compression strength of concrete (MPa)	f'_c
fy	yeilding strength of steel reinforcement (MPa)	f_y
As	area of longitude reinforcement (mm ²)	A_s
st	type of column structure , Bridge or buiLding [b/L] ?	---

******* Definition of Computed Data *******

Pu	ultimate compression force (N)	P_u
Ag	concrete cross section (mm ²)	A_g
fic	resistant factor for concrete	ϕ_c
fis	resistant factor for steel	ϕ_s
flf	ultimate confining pressure (MPa)	f_{lf}
alfapc	performance coefficient	α_{pc}
ke	Strength reduction factor	k_e
Ww	volumetric ratio of FRP jacket	w_w
fcc	compressive stress af confined concrete (MPa)	f_{cc}
alfa1	Ratio of average stress in the rectangular compression block	α_1

******* Main Function *******

```
function Pu = compression ;

ans = input('Do you want to make new file (y/n) ? ','s');
if ans == 'y'
    filename = inputs ;
else
    filename = input ('Enter your file name ? ','s');
end
load (filename);

t = tfrp * nf ;
Ag = pi*d^2/4 ;
fis = 0.85 ;
fic = 0.6 ;
fLf = 2*fif*ffu*t/d ;
alfapc = 1.0 ;
ke = 0.85 ;
limit = fc*[(1/ke)-fic]/(2*alfapc) ;
if fLf > limit
    fLf = limit ;
end
if fLf < 4
    fLf = 4 ;
end
Ww = 2*fLf/(fic*fc) ;

fcc = fc*(1 + alfapc*Ww) ;
if st == 'n'
    alfa1 = 0.85 - 0.0015*fc ;
    if alfa1 < 0.67
        alfa1 = 0.67
    end
else
    alfa1 = 0.85 ;
end

fccd = ke*alfa1*fic*fcc ;
Pu = ke*[alfa1*fic*fcc*(Ag - As) + fis*fy*As] ;

filename1 = input ('Enter your output filename = ','s') ;
save (filename1,'fcc','fccd','Pu')
```

ضمیمه (ج) :

روابط مربوط به محاسبه انحراف معیار

همانطور که در فصول پنجم و ششم ملاحظه گردید ، جهت مقایسه بهتر ضرایب ایمنی ، بررسی انحراف معیار این مقادیر لازم می باشد . همچنین در نهایت برای مقایسه کلی و نتیجه گیری نهایی ، لازم است که ضرایب ایمنی و انحراف معیار مجموع نمونه ها محاسبه شود . برای این امر در ابتدا روابط محاسبه انحراف معیار میانگین و سپس با داشتن تعداد نمونه ها و میانگین مقادیر ضریب ایمنی آنها در هر آزمایش ، میانگین ضرایب ایمنی و مقدار انحراف معیار مجموع نمونه ها توسط روابط زیر محاسبه می گردد .

انحراف معیار و میانگین n نمونه $X_1 \dots \dots X_n$ از دو رابطه زیر محاسبه می شود .

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (C-1)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n}} \quad (C-2)$$

می توان اثبات کرد که رابطه (C-2) معادل رابطه زیر می باشد .

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n X_i^2}{n} - \bar{X}^2} \quad (C-3)$$

حال با داشتن m سری که هر کدام دارای n_i نمونه هستند و انحراف معیار هر سری برابر $\bar{X}_i$ و σ_i است ، می توان میانگین و انحراف معیار مجموع نمونه ها را از روابط زیر استخراج کرد .

$$\bar{X}_{total} = \frac{\sum_{i=1}^m n_i \bar{X}_i}{\sum_{i=1}^m n_i} \quad (C-4)$$

$$\sigma_{total} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^m [n_i (\sigma_i^2 + \bar{X}_i^2)]}{\sum_{i=1}^m n_i} - \left(\frac{\sum_{i=1}^m n_i \bar{X}_i}{\sum_{i=1}^m n_i} \right)^2} \quad (C-5)$$