



دانشکده مهندسی عمران

بررسی رفتار تیرهای بتن مسلح مقاوم شده در برش با FRP با استفاده از روش NSM

میشم جلالی

اساتید راهنما:

دکتر فرشید جندقی علایی - دکتر محمد کاظم شریتمدار

رساله جهت اخذ درجه دکتری در رشته مهندسی عمران-سازه

تیرماه ۱۳۹۱

فهرست مطالب

1.....	فصل اول: مقدمه
2.....	1-1-1- پیش گفتار
3.....	2-1- اهداف اصلی تحقیق
3.....	1-2-1- مطالعات آزمایشگاهی
4.....	2-2-1- مطالعات تحلیلی
5.....	3-2-1- مطالعات عددی
6.....	3-1- ساختار رساله
8.....	فصل دوم: تحقیقات گذشته
9.....	1-2- مقدمه
9.....	2-2- تحقیقات آزمایشگاهی
9.....	1-2-2- تیرهای مقاوم سازی شده در برش به روش NSM
23.....	2-2-2- آزمایش‌های بیرون کشیدگی
29.....	3-2- روش‌های مهار کردن FRP
31.....	4-2- تحقیقات انجام شده در مورد مدل‌های تحلیلی
31.....	1-4-2- روش تحلیلی (Nanni et al. (2004
34.....	2-4-2- مدل تحلیلی (Bianco et al. (2006
35.....	5-2- مطالعات عددی
38.....	فصل سوم: مطالعه آزمایشگاهی
39.....	1-3- مقدمه
39.....	1-1-3- برنامه آزمایشگاهی
40.....	2-3- دستیابی به طرح اختلاط مناسب برای بتن
42.....	3-3- تهیه قالب برای تیرها
42.....	4-3- ساخت نمونه‌ها
42.....	1-4-3- آرماتوربندی تیرها
43.....	2-4-3- ساخت بتن، بتن ریزی و عمل آوری
46.....	5-3- تولید میله‌های MMFRP
48.....	6-3- تولید و ساخت مهار انتهایی جدید
51.....	7-3- آزمایش‌های کششی روی میله‌های MMFRP
51.....	8-3- مشخصات مکانیکی مصالح
54.....	9-3- انتخاب و بررسی تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها

- 10-3- نصب تجهیزات اندازه‌گیری روی اجزای مختلف 56
- 11-3- آماده سازی تیرها و اجرای طرح مقاوم سازی 57
- 12-3- آماده سازی نهایی نمونه‌ها برای انجام آزمایش 60
- 13-3- انجام آزمایش‌ها 61
- 14-3- نتایج آزمایش‌ها و تجزیه و تحلیل آن‌ها 64
- 1-14-3 رفتار کلی و مدهای گسیختگی 64
- 2-14-3 تغییرات کرنش و تغییر مکان 73
- 3-14-3 انرژی جذب شده 81
- 15-3- جمع بندی 82

83..... فصل چهارم: مدل تحلیلی

- 1-4- مقدمه 84
- 2-4- فرضیات 84
- 3-4- مفاهیم و اصول به کار رفته در روش پیشنهادی 87
- 1-3-3-1. مود گسیختگی (جداشدگی) FRP در مقاوم سازی برشی به روش NSM 88
- 4-4- محاسبه میزان مشارکت FRP-خرمول بندی کلی 89
- 1-4-4-1. نحوه محاسبه V_{fi} 89
- 5-4- گام‌های اصلی در برآورد میزان مشارکت NSM-FRP در باربری برشی 98
- 1-5-4-1. مشخص کردن موقعیت ترک بحرانی برشی 100
- 2-5-4-2. محاسبه V_f 102
- 6-4- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل پیشنهادی 106
- 7-4- مقایسه مدل پیشنهادی با سایر مدل‌های موجود 110
- 8-4- مشارکت برشی سیستم مقاوم سازی NSM-MMFRP 111
- 9-4- جمع بندی 112

113..... فصل پنجم: مطالعه عددی

- 1-5- مقدمه 114
- 2-5- نمونه‌های آزمایشگاهی برای انجام مدل سازی عددی 114
- 3-5- مدل سازی اجزای محدود 116
- 1-3-5-1. هدف مدل سازی 116
- 2-3-5-2. المان‌های استفاده شده در مدل سازی 117
- 3-3-5-3. مشخصات و نحوه مدل سازی مصالح 118
- 4-3-5-4. روش مدل سازی 120

122	4-5-نتایج مدل عددی و بحث روی آن ها
122	4-5-1. پاسخ نیرو – تغییر مکان
127	4-5-2 الگوی ترک خوردگی
130	4-5-3. توزیع کرنش در FRP و خاموت ها
133	5-5-جمع بندی
135	فصل ششم: نتیجه گیری
<hr/>	
136	6-1-مقدمه
136	6-2-ارائه نتایج
136	6-2-1. مطالعات آزمایشگاهی
138	6-2-2. مطالعات تحلیلی
139	6-2-3. مطالعات عددی
140	6-3-پیشنهاد برای تحقیقات آتی
142	مراجع
151	پیوست: مقاومت سازی برشی به روش NSM-MMFRP در مقایسه با روش EB
<hr/>	

فهرست شکل‌ها

- شکل 2-1: شاخص «سودبخشی» در تحقیقات (Barros and Dias 2006)..... 10
- شکل 2-2: اثر افزایش درصد FRP بروی افزایش مقاومت، ΔF_{max} : میزان افزایش باربری (Barros and Dias 2006)..... 11
- شکل 2-3: اثر افزایش درصد آرماتور طولی بروی افزایش مقاومت. (Barros and Dias 2006)..... 12
- شکل 2-4: جزئیات آزمایش‌های (Barros and Dias 2006) - نمونه‌های تقویت نشده..... 12
- شکل 2-5: جزئیات آزمایش‌های (Rizzo and DeLorenzis 2009a)..... 13
- شکل 2-6: جزئیات آزمایش (Dias and Barros 2008) - نمونه‌های تقویت نشده..... 14
- شکل 2-7: تأثیر نامطلوب کاهش مقاومت بتن بر باربری نهایی (Dias and Barros 2011)..... 15
- شکل 2-8: مقایسه NSM-FRP و EB-FRP (به صورت U شکل) در مقاوم سازی برشی - (Dias and Barros 2010)..... 16
- شکل 2-9: تأثیر نامطلوب افزایش درصد خموت‌های فلزی موجود در تیرها بر باربری نهایی، نمونه‌ها با بتن کم مقاومت، Dias and Barros (2011)..... 17
- شکل 2-10: تأثیر ناچیز افزایش درصد خموت‌های فلزی موجود در تیرها بر باربری نهایی - نمونه‌ها با بتن مقاومت بالا، Dias and Barros (2012)..... 17
- شکل 2-11: رفتار نیرو-تغییر مکان در نمونه‌های با یا بدون پیش-ترک، (Dias and Barros 2012)..... 18
- شکل 2-12: حالت نهایی ترک خوردگی جهت مقایسه وجود یا عدم وجود پیش-ترک‌ها، (Dias and Barros 2012)..... 19
- شکل 2-13: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط (Barros and Dias 2006)..... 22
- شکل 2-14: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط (Rizzo and DeLorenzis 2009a)..... 22
- شکل 2-15: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros 2008)..... 22
- شکل 2-16: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros 2010) - حالت‌های گسیختگی..... 23
- شکل 2-17: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros 2011) - حالت‌های گسیختگی..... 23
- شکل 2-18: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros 2012) - حالت‌های گسیختگی..... 23
- شکل 2-19: آزمایش بیرون کشیدگی از نوع کشش مستقیم (یا کشش-فشار)..... 24
- شکل 2-20: آزمایش بیرون کشیدگی از نوع شبه تیر (Sena-cruz et al. 2006)..... 24
- شکل 2-21: حالت‌های گسیختگی آزمایش‌های چسبندگی (Seracino et al. 2007a)..... 25
- شکل 2-22: اشکال گسیختگی در چسب..... 26
- شکل 2-23: اشکال گسیختگی در بتن..... 27
- شکل 2-24: جدایش چسب یا بتن..... 28
- شکل 2-25: رابطه لغزش چسبندگی ارائه شده توسط (DeLorenzis and Teng 2007) و (Galati and DeLorenzis 2009)..... 29
- شکل 2-26: مهار پیشنهادی توسط (Khalifa et al. 1999)..... 29
- شکل 2-27: مهار پیشنهاد شده توسط (Razaqpur et al. 2011)..... 30
- شکل 2-28: مهار پروان‌های برای EB-FRP..... 30
- شکل 2-29: محاسبه $L_{tot,min}$ در روش تحلیلی (Nanni et al. 2004)..... 32
- شکل 2-30: فرض (Bianco et al. 2006) برای گسیختگی هر میله FRP..... 34
- شکل 2-31: فرض گسیختگی ترکیبی برای میله‌های FRP در مدل (Bianco et al. 2011)..... 35

- شکل 3-1: ساخت نمونه‌های مربوط به طرح‌های اختلاط آزمایشی 41
- شکل 3-2: قالب‌های چوبی مورد استفاده در آزمایش 42
- شکل 3-3: جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها 43
- شکل 3-4: آرماتور بندی تیرها 43
- شکل 3-5 (ادامه): مراحل بتن ریزی تیرها 46
- شکل 3-6: فرآیند ساخت میله‌های MMFRP 47
- شکل 3-7: روند ساخت مهارهای انتهایی 49
- شکل 3-8: میله MMFRP ساخته شده به همراه مهارهای انتهایی 50
- شکل 3-9: نمونه میله MMFRP برای انجام آزمایش کشش مستقیم 51
- شکل 3-10: آزمایش‌های انجام شده بر روی بتن 52
- شکل 3-11: نمونه منحنی بار - تغییر مکان و تنش - کرنش (میلگرد شماره 20) 53
- شکل 3-12: صفحات FRP به کار رفته در ساخت میله‌های MMFRP 53
- شکل 3-13: تجهیزات و ادوات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها 56
- شکل 3-14: (1): ساب زدن آرماتورها با سنگ فرز - (2): کرنش‌سنج‌های نصب شده روی آرماتورها 56
- شکل 3-15: اشکال مختلف شیارها در روش NSM (DeLorenzis and Teng 2007) 57
- شکل 3-16: حداقل ابعاد شیار پیشنهاد شده در روش NSM، Parretti and Nanni (2004) 58
- شکل 3-17: روش مقاوم‌سازی 59
- شکل 3-18: نمونه تیر مقاوم شده در هنگام آزمایش 60
- شکل 3-19: تغییر مکان سنج‌های (LVDT) نصب شده در انتهای میله‌های MMFRP برای اندازه‌گیری لغزش انتهایی میله‌های MMFRP در نمونه IR 63
- شکل 3-20: نمونه مرجع پس از گسیختگی برشی 64
- شکل 3-21: نمونه‌های VR و IR پس از گسیختگی 65
- شکل 3-22: جزئیات گسیختگی در نمونه‌های VR و IR 66
- شکل 3-23: نمونه‌های VRA و IRA پس از گسیختگی 68
- شکل 3-24: جزئیات گسیختگی در نمونه‌های VRA و IRA 69
- شکل 3-25: مقایسه روند ترک خوردگی در دو نمونه VR (ستون سمت راست) و VRA (ستون سمت چپ) 70
- شکل 3-26: مقایسه روند ترک خوردگی نمونه‌های IR (ستون سمت راست) و IRA (ستون سمت چپ) 71
- شکل 3-27: نمونه VRA-W پس از گسیختگی 72
- شکل 3-28: جزئیات گسیختگی در نمونه VRA-W 72
- شکل 3-29: پلخ نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها 73
- شکل 3-30: منحنی نیرو-کرنش در وسط خاموت دوم (از سمت تکیه‌گاه) در دهانه ضعیف 74
- شکل 3-31 (ادامه): منحنی نیرو-کرنش در میله‌های MMFRP در نمونه‌های مقاوم سازی شده 77
- شکل 3-32: کرنش بتن فشاری 78
- شکل 3-33: لغزش انتهایی میله‌های MMFRP در نمونه IR 79
- شکل 3-34: کرنش ثبت شده در آرماتورهای طولی 80
- شکل 3-35: سطح زیر منحنی نیرو تغییر مکان (انرژی جذب شده) در برابر تغییر مکان 81
- شکل 3-14: فرضیات مدل تحلیلی پیشنهادی - خطوط ضخیم‌تر: قسمت در نظر گرفته شده در مدل پیشنهادی 86

- شکل 4-2: گسیختگی نوار FRP از داخل لایه بتن - فرض لحاظ شده در مدل تحلیلی پیشنهادی 88
- شکل 4-3: سازوکار ترک میانی (IC) 90
- شکل 4-4: تنش ها و نیروهای وارد به بلوک بتنی در آزمایش بیرون کشیدگی FRP 91
- شکل 4-5: نمایش تنش ها در FRP جدا شده به همراه بتن اطرافش 92
- شکل 4-6: منحنی لغزش-چسبندگی ایده آل شده یک خطی 94
- شکل 4-7: مشخصات سطح گسیختگی 97
- شکل 4-8: میله FRP که توسط ترک برشی به دو قسمت بالایی و پایینی تقسیم شده است 100
- شکل 4-9: محاسبه L_{min} 101
- شکل 4-10: نتایج تحلیلی (مدل پیشنهادی) در مقابل نتایج آزمایشگاهی (مشارکت FRP در باربری برشی) 109
- شکل 4-11: مقایسه نتایج مدل پیشنهادی و نتایج سایر روش های تحلیلی موجود با نتایج آزمایشگاهی 110
- شکل 5-1: نمونه های در نظر گرفته شده برای مدلسازی عددی - گروه اول 115
- شکل 5-2: نمونه های در نظر گرفته شده برای مدلسازی عددی - گروه دوم 116
- شکل 5-3: المان SOLID65 (سمت راست) و LINK (سمت چپ) 117
- شکل 4-5: مدل رفتاری بتن 119
- شکل 5-5: مدلسازی یک چهارم تیر 120
- شکل 5-6: شبکه المان ها 121
- شکل 5-7: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای گروه اول - نتایج مدل های عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی 123
- شکل 5-8: دسته بندی نواحی سه گانه منحنی نیرو-تغییر مکان 124
- شکل 5-9: اثر کاهش ضریب انتقال برش بر روی سختی منحنی نیرو-تغییر مکان 124
- شکل 5-10: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای گروه دوم - نتایج مدل های عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی 126
- شکل 5-11: نحوه نمایش ترک در ANSYS 127
- شکل 5-12: تعریف شبکه المان های LINK10 به منظور نمایش بهتر محل ترک ها در مدل عددی 128
- شکل 5-13: مقایسه نتایج الگوی ترک خوردگی 129
- شکل 5-14: توزیع کرنش در میله های FRP - نمونه های S2 و S3 131
- شکل 5-15: توزیع کرنش در خاموت های فولادی - نمونه های S2 و S3 132

فهرست جداول

- جدول 1-2: جزئیات تحقیقات انجام شده از سال 2006 تاکنون در مورد تقویت برشی تیرها به کمک روش NSM.....20
- جدول 2-2: مدهای گسیختگی مشاهده شده در آزمایش‌های سایر محققین21
- جدول 1-3: طرح‌های اختلاط آزمایشی - واحد: کیلوگرم41
- جدول 2-3: نتایج اسلامپ طرح‌های اختلاط آزمایشی41
- جدول 3-3: نتایج مقاومت فشاری 7 روزه نمونه‌های مکعبی 15 سانتیمتری طرح‌های آزمایشی - واحد: مگاپاسکال41
- جدول 4-3: طرح اختلاط نهایی - واحد: کیلوگرم43
- جدول 5-3: مشخصات مقاومتی بتن مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها52
- جدول 6-3: مشخصات مقاومتی آرماتورهای استفاده شده در نمونه‌ها52
- جدول 7-3: مشخصات مصالح FRP استفاده شده در مقاوم‌سازی نمونه‌ها54
- جدول 8-3: مشخصات کلی نمونه‌های آزمایشگاهی62
- جدول 9-3: نتایج آزمایش‌ها67
- جدول 10-3: کرنش در تیرهای مقاوم‌سازی شده در حالت نهایی77
- جدول 11-3: انرژی جذب شده نمونه‌ها82
- جدول 1-4: خلاصه نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی به کار رفته در کالیبره کردن رابطه (4-4) و (44-4)105
- جدول 2-4: مشخصات تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش به روش NSM به منظور ارزیابی مدل تحلیلی پیشنهادی107
- جدول 3-4: نتایج آماری حاصل از مقایسه نتایج تحلیلی (مدل پیشنهادی) و نتایج آزمایشگاهی109
- جدول 4-4: مشارکت سیستم NSM-MMFRP در باربری برشی، نتایج تحلیلی در قیاس با نتایج آزمایشگاهی112
- جدول 1-5: مشخصات تسلیح نمونه‌های مورد استفاده در مطالعه عددی116
- جدول 2-5: مشخصات مصالح119
- جدول 3-5: مقایسه نتایج مدل‌های عددی گروه اول با نتایج آزمایشگاهی (واقعی)123
- جدول 4-5: مقایسه نتایج مدل‌های عددی گروه دوم با نتایج آزمایشگاهی (واقعی)126
- جدول 5-5: مقایسه مقادیر حداکثر کرنش در میله‌های FRP - نمونه‌های S2 و S3131
- جدول 6-5: مقایسه مقادیر حداکثر کرنش در خلموت‌های فولادی - نمونه‌های S2 و S3133

فصل اول

مقدمه

1-1 - پیش گفتار

طیف وسیعی از سازه‌های بتن مسلح قدیمی یا جدید دارای ضعف خمشی یا برشی بوده و نیاز به مقاوم سازی دارند. این ضعف‌ها و کاستی‌ها ناشی از عوامل مختلفی چون خطاهای طراحی، تغییر کاربری سازه، تغییرات آیین نامه یا آسیب دیدگی سازه تحت تاثیر عوامل محیطی هستند.

در بین روش‌هایی که برای مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح مطرح است، استفاده از پلیمرهای مسلح به الیاف (FRP)، که بر روی سطوح بتنی چسبانده می‌شوند، بیشتر مورد توجه قرار گرفته‌اند (این روش از این پس به نام روش EB¹ نامیده می‌شود). از جمله ضعف‌های روش EB می‌توان به آسیب‌پذیری در برابر شرایط محیطی و نیاز به آماده سازی سطح بتن قبل از نصب صفحات FRP اشاره کرد. مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح به روش EB با سه روش (الف) نصب صفحات FRP روی سطوح جانبی تیر، (ب) نصب صفحات FRP روی سطوح جانبی و زیر تیر (به صورت U شکل) و (ج) دورپیچ کامل تیر توسط صفحات FRP، انجام می‌شود. گسیختگی نهایی تمامی تیرهای تقویت شده به روش (الف) و اغلب تیرهای تقویت شده به روش (ب) به علت جداسازی² زودهنگام صفحات FRP از سطح بتن گزارش شده است.

روش جدیدی که در سال‌های اخیر برای مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح ارائه شده است، روش نصب در نزدیک سطح (NSM) است. در این روش نوار یا آرماتور FRP در شیارهایی که در بتن پوشش خاموت‌ها ایجاد می‌شوند قرار گرفته و با رزین اپوکسی به سطح بتن، در داخل شیار، متصل می‌شوند و از جداسازی زود هنگام که استفاده از ظرفیت FRP را شدیداً محدود می‌کند، تا حدودی احتراز می‌شود. هم‌چنین در این روش نیازی به آماده سازی سطوح خارجی نبوده و از طرفی مصالح FRP از گزند شرایط محیطی در امان هستند.

مطالعه و تحقیق در زمینه مقاوم سازی برشی به روش NSM-FRP در سه بخش اصلی آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی موضوع اصلی رساله حاضر است.

¹ Externally Bonded

² Debonding

1-2- اهداف اصلی تحقیق

اهداف اصلی و جزئیات قسمت‌های مختلف تحقیق حاضر به تفکیک در سه قسمت مطالعات آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی در این قسمت بیان شده است.

1-2-1. مطالعات آزمایشگاهی

در مقاوم‌سازی به روش NSM، میله‌های ساخته شده از صفحات الیاف کربن (MMFRP) به انضمام مهارهای پیشنهادی جدید آن‌ها، در تحقیق حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرند. این میله‌ها ترکیبی از الیاف خشک کربن، میله چوبی کم مقاومت به عنوان هسته مرکزی و چسب اپوکسی می‌باشند. در این میله‌ها نسبت محیط به سطح مقطع الیاف، به ازای مقدار ثابت الیاف و در مقایسه با میله‌های متعارف FRP، بیشتر است که منجر به بهبود رفتار چسبندگی آن می‌گردد. از جمله مهم‌ترین ویژگی این میله‌ها، که در آزمایشگاه و به طور دست‌ساز ساخته می‌شوند، امکان ساخت مهارهای انتهایی است که در میله‌های متعارف FRP ممکن نمی‌باشد. در این تحقیق شکل جدیدی از مهارهای انتهایی پیشنهاد می‌شود. مهارهای ساخته شده صرفاً از محدوده بتن پوشش خاموت‌ها استفاده می‌کنند و برای نصب آن‌ها نیازی به دسترسی به زیر یا بالای تیر نمی‌باشد. این مهارها برای اولین بار در تحقیق حاضر معرفی شده‌اند و سابقه استفاده قبلی ندارند. هدف اصلی این قسمت از رساله، پژوهش و تحقیق در مورد رفتار میله‌های MMFRP با یا بدون مهارهای انتهایی در مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح است.

در تحقیقات آزمایشگاهی حاضر، شش عدد تیر بتن مسلح با مقطع مستطیل شکل در آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان طراحی و ساخته شده است که پنج عدد از آن‌ها به روش NSM و با استفاده از میله‌های MMFRP با یا بدون مهار انتهایی مقاوم‌سازی برشی شده‌اند. در طرح مقاوم‌سازی نمونه‌ها از درصد‌های پایین MMFRP برای مقاوم‌سازی استفاده شده است تا رفتار جداشدگی مستقل میله‌های MMFRP حاکم بر رفتار گسیختگی تیرها باشد. در چنین شرایطی بهبود رفتار چسبندگی FRP با استفاده از روش‌هایی چون مهار FRP در به تعویق

انداختن جلدشدگی FRP و به تبع آن گسیختگی تیر تأثیر به سزایی خواهد داشت. در حضور درصدهای بالای FRP، جلدشدگی گروهی NSM-FRPها به همراه بتن پوشش خاموتها، حالت گسیختگی غالب است و تغییر در مشخصات مصالح مقاومسازی در ناحیه بتن پوشش بی تأثیر می‌باشد (مهارهای پیشنهادی در محدوده بتن پوشش نصب می‌شوند).

برای داشتن شرایط واقعی، در کلیه نمونه‌ها مقدار محدودی آرماتور برشی فولادی داخلی نیز در نظر گرفته شده است. جزئیات انجام آزمایش‌ها شامل منحنی نیرو-تغییر مکان کلی تیر، تغییرات کرنش در میله‌های MMFRP و همچنین در آرماتورهای طولی و عرضی و بتن ناحیه فشاری در تحقیق حاضر ارائه شده و مورد بحث و تجزیه و تحلیل موشکافانه قرار می‌گیرند. همچنین روش جدیدی به منظور اندازه‌گیری و پایش تغییر مکان‌های میله‌های MMFRP در تحقیق حاضر پیشنهاد می‌شود که می‌تواند سرآغاز روش متفاوتی در این زمینه باشد.

1-2-2. مطالعات تحلیلی

روش NSM-FRP روش نسبتاً جدیدی است و روابط تحلیلی ارائه شده در مورد آن نیز بسیار محدود و بعضاً همراه با پیچیدگی فراوانی می‌باشند. در این راستا در این قسمت که در ادامه مطالعات آزمایشگاهی می‌باشد، به تحقیق و پژوهش در زمینه ارائه رابطه تحلیلی مناسبی برای پیش‌بینی میزان مشارکت میله‌های FRP و همچنین میله‌های MMFRP در باربری برشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش به روش NSM، پرداخته می‌شود.

تحقیقات انجام شده در پایان نامه حاضر منجر به پیشنهاد یک روش تحلیلی جدید در این زمینه شده است. این روش پیشنهادی که قابل استفاده برای میله‌ها یا نوارهای متعارف FRP و همچنین میله‌های MMFRP می‌باشد، با استناد بر نتایج موجود از آزمایش‌های بیرون کشیدگی، میزان مشارکت برشی FRP در مقاومسازی به روش NSM را محاسبه می‌نماید.

به منظور ارزیابی و بررسی عملکرد مدل پیشنهادی، علاوه بر نتایج آزمایش‌های انجام شده در تحقیق حاضر، نتایج حاصل از نمونه‌هایی که توسط سایر محققین مورد آزمایش قرار گرفته‌اند، با نتایج حاصل از مدل تحلیلی پیشنهادی مقایسه شده است. همچنین، نتایج حاصل از مدل پیشنهادی با نتایج حاصل از دو مدل تحلیلی موجود در این زمینه نیز مقایسه شده است. در خاتمه این قسمت نتایج حاصل از مدل تحلیلی پیشنهادی به انضمام نتایج مربوط به سایر روش‌های موجود (دو روش)، در مورد پیش‌بینی میزان مشارکت NSM-MMFRP در باربری برشی نمونه‌های آزمایشگاهی تحقیق حاضر، ارائه می‌شوند.

1-2-3. مطالعات عددی

در بخش مطالعات عددی، برای تعدادی از نمونه‌های آزمایشگاهی مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم افزار ANSYS انجام شده است.

کلیه نتایج تحلیل عددی در قیاس با نتایج مدل‌های واقعی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی، مورد بررسی قرار گرفته‌اند و میزان انطباق نتایج عددی و آزمایشگاهی با ذکر دلایل آن مورد بحث قرار گرفته است. در مدل‌سازی، چسبندگی کامل بین مصالح تسلیح و بتن در نظر گرفته می‌شود. به علاوه از مدل‌های سخت شدگی کششی موجود در بسته نرم افزاری اجزا محدود ANSYS استفاده می‌شود.

مقادیر باربری حداکثر، پاسخ نیرو تغییر مکان کلی تیر، توزیع تنش در مصالح FRP و خاموت‌های فولادی و همچنین الگوی ترک خوردگی حاصل از نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود.

هدف از این قسمت بحث و بررسی پیرامون مزایا و معایب استفاده از روش‌های متعارف در مدل‌سازی عددی تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش با روش تقویت NSM-FRP می‌باشد.

1-3- ساختار رساله

پس از فصل حاضر، در فصل دوم تاریخچه تحقیقات مورد نیاز به طور خلاصه ارائه می‌شود. در ابتدا تحقیقات آزمایشگاهی در دو بخش تیرهای تقویت شده در برش به روش NSM-FRP و پژوهش‌های انجام شده درباره آزمایش‌های بیرون کشیدگی ارائه می‌گردد. خلاصه‌ای از روش‌های مهار FRP در قسمت بعد ارائه می‌شود. سپس مدل‌های تحلیلی موجود معرفی می‌شوند. در خاتمه، پیشینه‌ای از مطالعات عددی، مورد بحث قرار می‌گیرد.

در فصل سوم، مطالعات آزمایشگاهی ارائه می‌شود. در این فصل مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی، جزئیات ساخت نمونه‌ها، ابزاربندی و نحوه انجام آزمایش‌ها بیان می‌شود. همچنین جزئیات ساخت میله‌های MMFRP مهاردار تشریح می‌گردد. در ادامه فصل مشاهدات صورت گرفته در طی انجام آزمایش‌ها به تفصیل ارائه می‌گردد. پس از آن به بحث و بررسی نتایج آزمایشگاهی پرداخته شده و رفتار میله‌های MMFRP مهاردار در مقایسه با میله‌های بدون مهار ارزیابی می‌شود.

فصل چهارم مختص ارائه مطالعات تحلیلی است. ابتدا جزئیات مدل تحلیلی پیشنهادی تشریح می‌گردد و پس از ارزیابی این رابطه با نتایج آزمایشگاهی، عملکرد آن در قیاس با سایر روش‌های تحلیلی موجود بررسی می‌شود. در خاتمه این فصل میزان مشارکت میله‌های NSM-MMFRP با استفاده از روابط تحلیلی محاسبه و ارائه می‌شود.

فصل پنجم به ارائه مطالعات عددی می‌پردازد. روش مدلسازی عددی در ابتدا تشریح می‌گردد و در نهایت نتایج عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد.

نتیجه گیری پایان نامه در فصل ششم ارائه می‌گردد.

در قسمت ضمیمه پایان نامه، نتایج مقاومسازی برشی به روش NSM-MMFRP با نتایج تحلیلی حاصل از مقاومسازی به روش EB-FRP مقایسه می‌شوند.

فصل دوم

مروری بر تحقیقات گذشته

2-1-1- مقدمه

در این فصل مروری بر تحقیقات انجام شده، مرتبط با موضوع تحقیق پایان نامه حاضر در چهار قسمت اصلی ارائه می‌شود. در ابتدا تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده مورد بحث قرار می‌گیرد. پس از آن روش‌های مهار FRP ارائه می‌شود. در قسمت بعد مدل‌های تحلیلی موجود به طور خلاصه معرفی می‌شوند. در خاتمه این فصل پیشینه‌ای از مطالعات عددی ارائه می‌شود.

2-2- تحقیقات آزمایشگاهی

2-2-1. تیرهای مقاوم سازی شده در برش به روش NSM

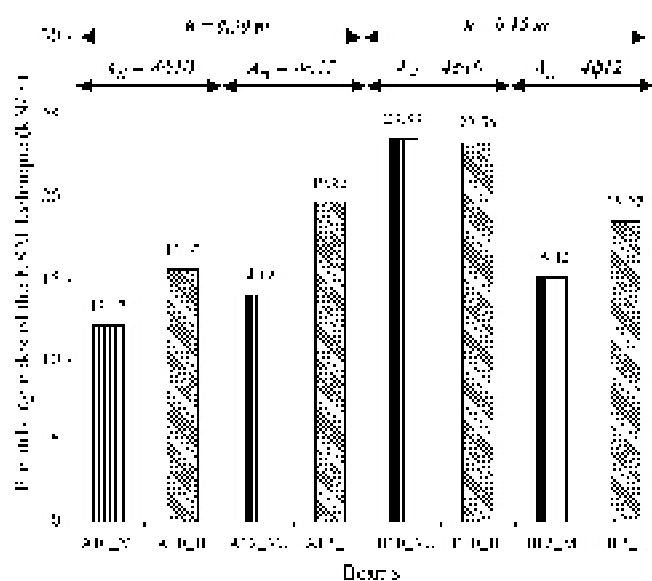
اولین تحقیق انجام شده در زمینه تقویت برشی تیرهای بتنی با استفاده از روش NSM، توسط DeLorenzis and Nanni (2001a) انجام شد. در این تحقیق 8 عدد تیر T-شکل که 6 عدد از آن‌ها فاقد آرماتور برشی فولادی¹ بودند مورد آزمایش قرار گرفتند. به منظور تقویت برشی از آرماتور آجدار FRP از نوع کربن² استفاده شده بود. متغیرهای تحقیق عبارت بودند از؛ فاصله، زاویه تمایل و نحوه مهار آرماتورهای CFRP. افزایش مقاومت ناشی از اثر سیستم تقویتی NSM-CFRP به طور متوسط 106 درصد گزارش شد. دو حالت گسیختگی مشاهده شد که اولین حالت جداشدگی آرماتور CFRP به علت شکافته شدن پوشش اپوکسی و ترک خوردن بتن اطراف آن بوده است. حالت دیگر گسیختگی، جدا شدن پوشش بتن در قسمت آرماتورهای طولی بود. آن‌ها همچنین یک مدل تحلیلی به منظور ارزیابی افزایش مقاومت تیرهایی که در برش با آرماتورهای FRP تقویت شده بودند، ارائه کردند.

Nanni et al. (2004) نتایج آزمایش انجام شده روی تقویت برشی شاهتیر متعلق به یک پل را گزارش کردند. آن‌ها به منظور تقویت برشی از نوارهای CFRP به روش NSM و به منظور مقاوم‌سازی خمشی از صفحات FRP

¹ Steel Stirrup
² CFRP

که بر روی سطح زیرین تیر چسبانده شده بود استفاده کردند. در نتیجه آزمایش، شاهتیر تقویت شده در حالت خمشی شکست. آن‌ها تغییرات جزئی را نیز بر روی مدل تحلیلی، که توسط DeLorenzis and Nanni (2001 a, b) ارائه شده بود، اعمال کردند.

Barros and Dias (2006) ضمن بررسی تیرهای تقویت شده در برش، مدل تحلیلی ارائه شده توسط DeLorenzis and Nanni (2001 a, b) را با استفاده از نتایج آزمایشگاهی ارزیابی کردند. آن‌ها شاخص «سودبخشی»¹ را به صورت نسبت افزایش باربری حداکثر به طول FRP استفاده شده، تعریف کردند. شکل 1-2 مقدار پارامتر سودبخشی را برای نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با FRP های قائم (نمونه‌هایی که در نام آن‌ها عبارت VL درج شده است) و FRP با زاویه 45 درجه (نمونه‌هایی که در نام آن‌ها عبارت IL درج شده است) نشان می‌دهد. این شکل برتری مقاوم‌سازی با زاویه 45 درجه را (با توجه به شاخص سودبخشی) نسبت به زاویه قائم، نشان می‌دهد.

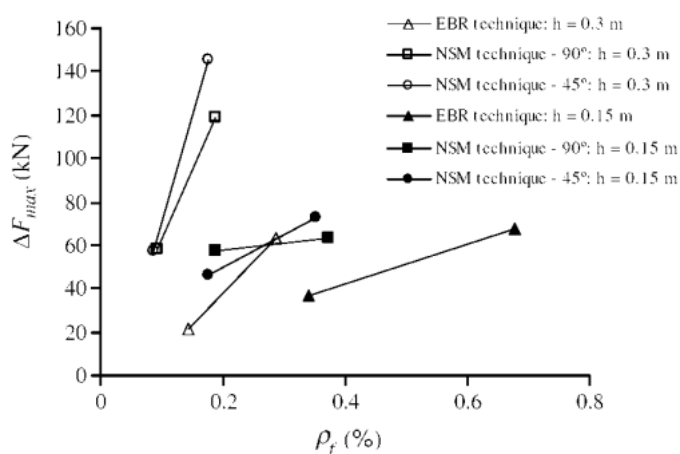


شکل 1-2: شاخص «سودبخشی» در تحقیقات Barros and Dias (2006) (h ارتفاع تیرها، A_{st} مساحت آرماتور طولی کششی)

Barros and Dias (2006) نشان دادند افزایش درصد مصالح FRP تا مقدار مشخصی، متناظر با افزایش مقاومت می‌باشد و در صورت بکارگیری FRP بیش از این مقدار، نوارهای FRP به صورت گروهی عمل کرده و افزایش

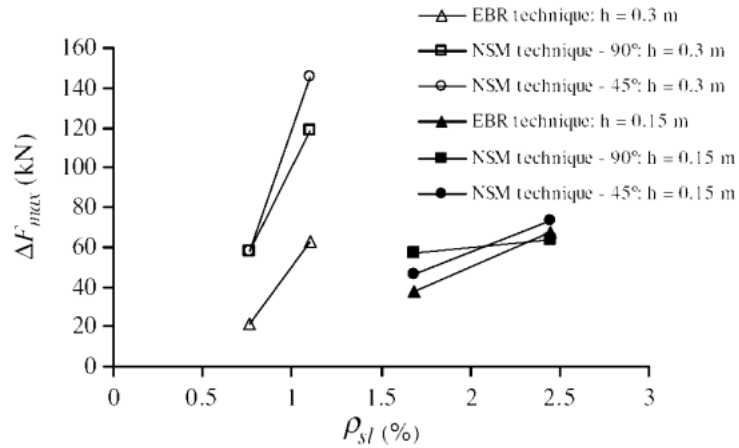
¹ Profitability

مقاومت متناسب با افزایش مصالح تقویتی نمی‌باشد. همان‌طور که شکل 2-2 نشان می‌دهد در دو مورد NSM technique-45:h=0.3 و NSM technique-90:h=0.3، با افزایش درصد FRP میزان افزایش مقاومت قابل توجه بوده ولی در موارد NSM technique-90:h=0.15، NSM technique-45:h=0.15 به دلیل وقوع گسیختگی‌های گروهی، افزایش مقاومت ناچیز بوده است. (در شکل 2-2، اعداد 45 و 90 زاویه تمایل FRPها و 0/3 و 0/15 (متر) ارتفاع تیرها می‌باشند). لازم به ذکر است (Dias and Barros (2008) نیز نتایج مشابهی را گزارش کرده‌اند. اثر درصد آرماتور طولی که توسط Barros and Dias (2006) بررسی شده است جای تعمق بیشتری دارد چرا که مقایسه بین دو نمونه‌ای انجام شده است که علاوه بر تغییر در قطر آرماتور طولی، درصد مصالح FRP نیز تغییر کرده است.



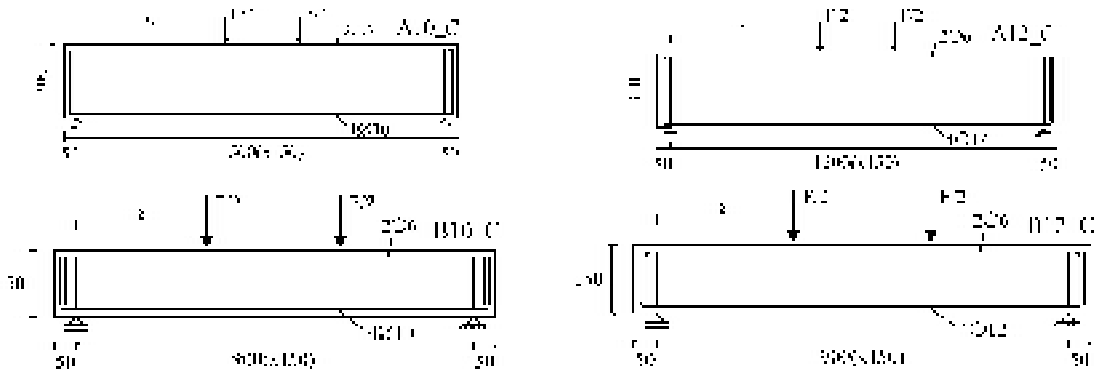
شکل 2-2: اثر افزایش درصد FRP بروی افزایش مقاومت، ΔF_{max} : میزان افزایش باربری (Barros and Dias 2006)

به هر حال در کار این محققین انتظار می‌رود تغییر قطر آرماتور طولی از آرماتور شماره 12 به 14 اثر قابل توجهی در نتایج ایجاد نکند. اما شکل 2-3 نشان می‌دهد که به طور مثال برای حالت NSM technique 45:h=0.3 افزایش میزان باربری از حدود 60 کیلونیوتن به حدود 140 کیلونیوتن رسیده است که قاعدتاً سهم عمده‌ای از آن ناشی از افزایش درصد FRP می‌باشد. در واقع می‌توان گفت اثر تغییر قطر آرماتور طولی در نتایج این تحقیق نامشخص و مبهم است.



شکل 2-3: اثر افزایش درصد آرماتور طولی بر روی افزایش مقاومت. (Barros and Dias 2006)

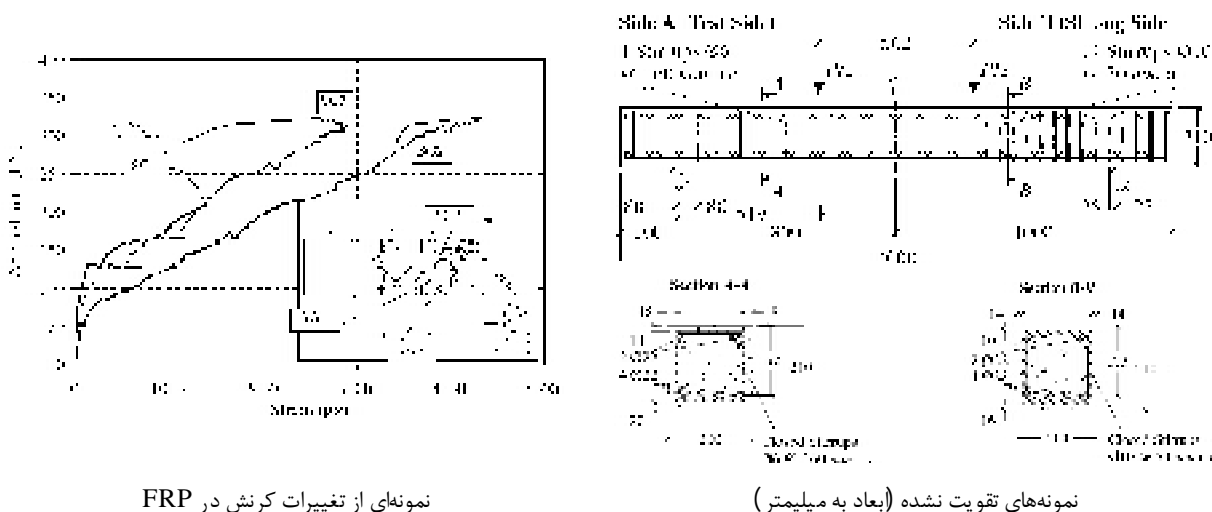
جزئیات تحقیقات Barros and Dias (2006) در جدول 1-2 و شکل 2-4 ارائه شده است.



شکل 2-4: جزئیات آزمایش‌های Barros and Dias (2006) - نمونه‌های تقویت نشده (ابعاد به میلی‌متر)

Rizzo and DeLorenzis (2009a) برای اولین بار به بررسی تقویت برشی تیرهایی پرداختند که در آن‌ها درصد محدودی آرماتور برشی قرار داشت. این محققین استفاده از چسب اپوکسی سخت‌تر و همچنین استفاده از نوار FRP به جای آرماتور FRP را به عنوان عوامل کاهش میزان مشارکت FRP معرفی کرده‌اند. به عبارتی آن‌ها این دو عامل را از عوامل ایجاد رفتار لغزش چسبندگی سخت‌تر معرفی کرده‌اند. هرچقدر رفتار لغزش-چسبندگی سخت‌تر باشد باعث می‌شود FRP در طول کمتری فعال شود و نیروی وارده به قسمت‌های کمتری از FRP منتقل شود. به این ترتیب جداسازی سریع‌تر رخ خواهد داد. با مقایسه میزان افزایش ظرفیت دو سیستم

مقاومسازی NSM و EB، روش NSM به عنوان روش برتر معرفی شده است. حداکثر میزان کرنش FRP در حدود 4000 میکروکرنش¹ (شکل 2-5) گزارش شده است. جزئیات آزمایش‌ها در شکل 2-5 ارائه شده است.



نمونه‌ای از تغییرات کرنش در FRP

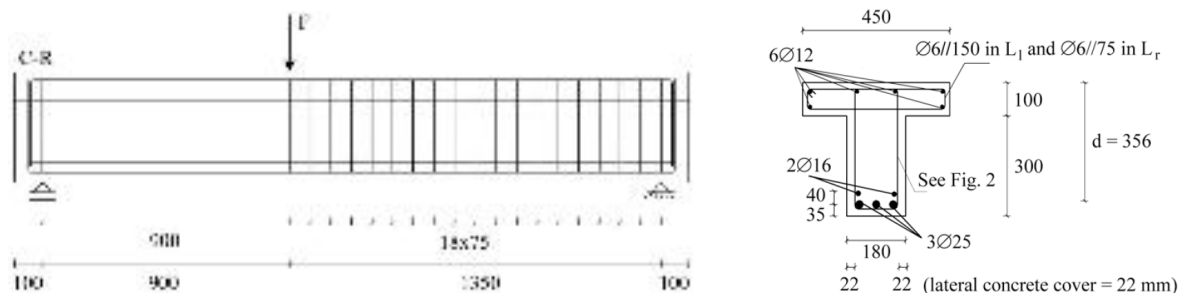
نمونه‌های تقویت نشده (ابعاد به میلی‌متر)

شکل 2-5: جزئیات آزمایش‌های Rizzo and DeLorenzis (2009a)

Dias and Barros (2008) آزمایش‌هایی را بر روی تیرهای T-شکل انجام دادند. این محققین اندرکنش بین آرماتورهای برشی داخلی و سیستم تقویتی NSM FRP را، برای اولین بار، به عنوان عامل مهم و تأثیرگذار بر رفتار تیرهای مقاوم شده در برش اعلام کردند. به جز تیرهایی که با حداقل درصد FRP مقاومسازی شده بودند، در سایر تیرهای مقاومسازی شده، FRP نقش محسوسی در افزایش ظرفیت باربری از خود نشان داده است. هم‌چنین تأثیر FRP مشخصاً پس از وقوع اولین ترک خوردگی برشی بوده است و تا قبل از آن تأثیری بر نتایج نیرو-تغییر مکان کلی تیر نداشته‌اند. تیرهایی که با FRP در زاویه 60 درجه مقاومسازی شده بودند بیشترین میزان تأثیر را نشان دادند. وجود آرماتور داخلی باعث کاهش زاویه ترک برشی اصلی شد که در نتیجه، FRP با زاویه 60 درجه بهترین اثر را در بهبود ظرفیت باربری نهایی تیر از خود نشان داد. با کاهش آرماتور داخلی در تیر، زاویه ترک برشی به سمت 45 درجه افزایش یافته است. در مواردی که از حداقل درصد FRP استفاده شده است جداسدگی FRP‌ها به صورت مجزا رخ داده است و با افزایش درصد FRP اثرات جداسدگی گروهی FRP‌ها مشهودتر بوده است. به این ترتیب می‌توان گفت در مقاومسازی برشی، فاصله FRP‌ها محدود به میزان حداقلی

¹ Micro-Strain

می‌باشد. هم‌چنین حداقل میزان کرنش در FRP، مربوط به تیر تقویت شده با حداکثر درصد FRP بوده است و حداکثر میزان کرنش FRP در تیر تقویت شده با حداقل درصد FRP ثبت شده است. برای موقعیت نسبی FRP و خاموت‌ها، رعایت فاصله یکسان توصیه شده است. جزئیات تحقیقات آن‌ها در شکل 2-6 آمده است.



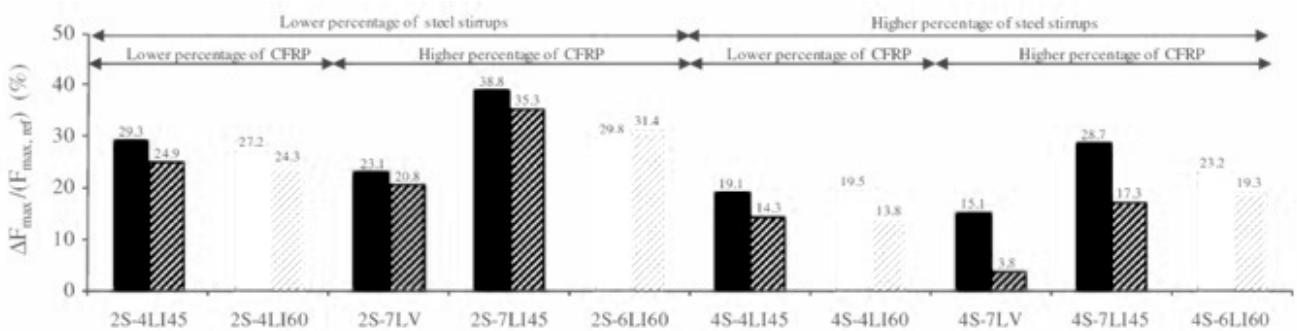
شکل 2-6: جزئیات آزمایش (Dias and Barros (2008) - نمونه‌های تقویت نشده (ابعاد به میلیمتر)

Dias and Barros (2010) آزمایش‌هایی را که هندسه کلی نمونه‌های آن با کار قبلی این محققین (شکل 2-6) یکسان بود، انجام دادند. این محققین زاویه 45 درجه را به عنوان موثرترین طرح مقاوم سازی معرفی کرده‌اند. سری بعدی آزمایش‌های Dias and Barros (2011) باز هم به لحاظ هندسی مشابه دو کار قبلی این محققین بود. در این مجموعه از آزمایش‌ها، پارامتر اصلی مورد بررسی، اثر بتن کم مقاومت و هم‌چنین درصد آرماتورهای برشی موجود در نمونه‌های آزمایشگاهی بود.

آخرین و جدیدترین تحقیق Dias and Barros (2012) به لحاظ شکل کلی نمونه‌ها مشابه کار قبلی این محققین بود (Dias and Barros 2011)، تنها با این تفاوت که بارگذاری، برخلاف آزمایش‌های قبلی، در وسط تیر اعمال شد. آن‌ها اثر بتن مقاومت بالا و هم‌چنین درصد آرماتورهای برشی موجود در نمونه‌های آزمایشگاهی را بررسی کردند. به علاوه اثر وجود ترک‌های برشی اولیه در میزان تأثیر سیستم مقاوم‌سازی، بررسی شد. در ادامه، نتایج تحقیقاتی که در قسمت قبلی معرفی شدند، به تفکیک عنوان ارائه می‌گردد.

1-1-2-2 تأثیر مقاومت فشاری بتن بر عملکرد مقاوم‌سازی برشی به روش NSM-FRP

در نمونه‌های آزمایشگاهی (Dias and Barros (2012)، پارگی FRP مشاهده شده است که نشان می‌دهد از تمام ظرفیت FRP استفاده شده است. این مطلب ناشی از مقاومت بالای بتن استفاده شده در نمونه‌ها بوده است و مبین افزایش تأثیر روش مقاوم‌سازی به روش NSM-FRP با افزایش مقاومت بتن، می‌باشد. هم‌چنین گسیختگی غالب این نمونه‌ها جدا شدگی FRP از محل تماس با اپوکسی گزارش شده است و می‌توان گفت برای مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح به روش NSM در مواقعی که مقاومت بتن نسبتاً بالا است (حدوداً بالای 45 مگاپاسکال)، محل تماس FRP و اپوکسی بسیار حساس و مستعد گسیختگی می‌باشد. Dias and Barros (2011) دریافتند که با کاهش مقاومت بتن، تأثیر سیستم مقاوم‌سازی NSM کمتر خواهد بود (شکل 7-2).



شکل 7-2: تأثیر نامطلوب کاهش مقاومت بتن بر باربری نهایی (Dias and Barros 2011) - محور قائم: درصد افزایش باربری نسبت به نمونه مرجع

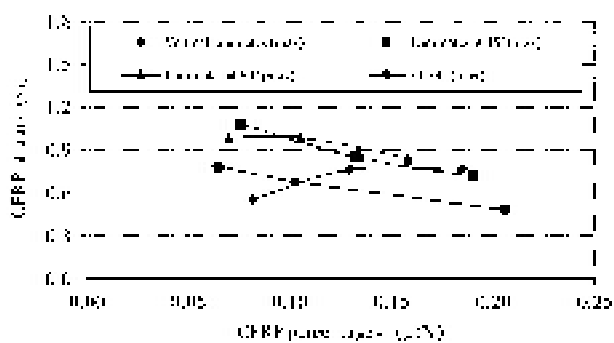
در شکل 7-2 ستونهای سمت چپ، نمونه‌های با بتن مقاومت بالاتر (39/7 مگاپاسکال) و ستون سمت راست همان نمونه‌ها ولی با بتن مقاومت پایین (18/6 مگاپاسکال) را نشان می‌دهند.

2-1-2-2 مقایسه NSM-FRP و EB-FRP (شکل U) در مقاوم‌سازی برشی

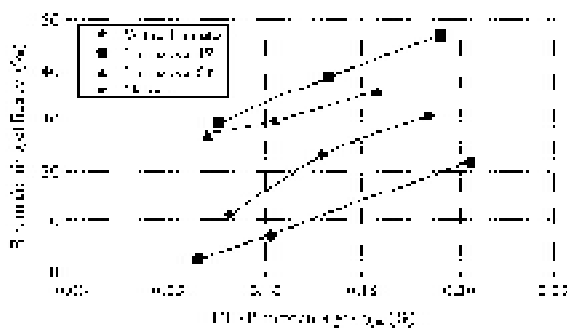
(Barros and Dias 2006) روش NSM را بسیار موثرتر از روش EB ارزیابی کردند. البته درصد مصالح FRP (و همین‌طور حاصل ضرب مدول الاستیسیته در سطح مقطع FRP) در دو حالتی که این دو روش مقاوم‌سازی را مقایسه کرده بودند تفاوت زیادی با هم داشت. Rizzo and DeLorenzis (2009a) نیز در مقایسه نتایج حاصل از

کاربرد روش NSM با حالت اتصال لایه‌های FRP به سطوح خارجی تیرهای تقویت شده (روش EB)، روش NSM را از نظر میزان افزایش مقاومت موثرتر ارزیابی کردند. آن‌ها در مقایسه‌ای که بین دو روش EB و NSM انجام دادند از میزان EA (حاصل ضرب سطح مقطع در مدول الاستیسیته FRP) متفاوتی برای دو روش EB و NSM استفاده کردند. به عبارتی میزان مقاوم‌سازی در دو روش یکسان نبوده است.

در تحقیقات (Dias and Barros (2010 نیز روش NSM با روش EB مقایسه شده است (شکل 2-8). بر خلاف تحقیقات قبلی در این زمینه که حاصل ضرب سطح مقطع در مدول الاستیسیته FRP (به ازای درصد FRP یکسان) در دو نمونه NSM و EB یکسان نبود، در این تحقیق این مهم رعایت شد.



کرنش حداکثر FRP در برابر درصد FRP



درصد افزایش باربری نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به نمونه مرجع در برابر درصد FRP

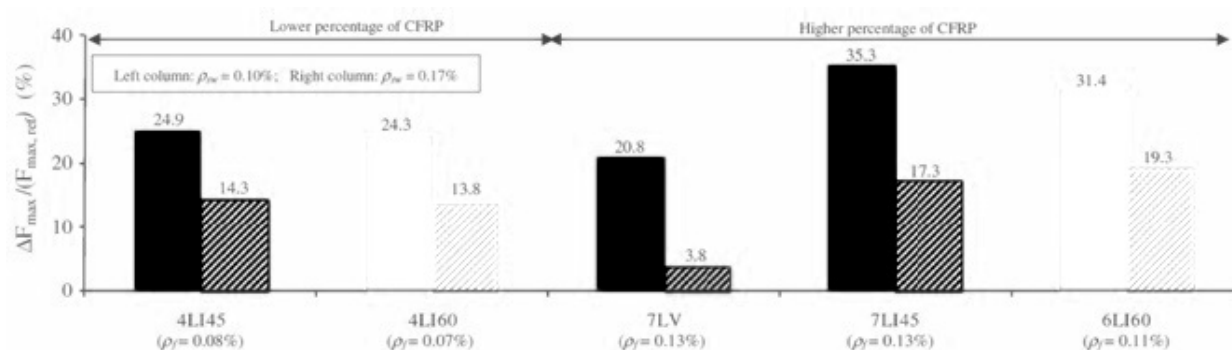
شکل 2-8: مقایسه NSM-FRP و EB-FRP (به صورت U شکل) در مقاوم‌سازی برشی - (Dias and Barros (2010)

نتایج تحلیل حاکی از اثر مطلوب‌تر روش NSM نسبت به روش EB هستند (شکل 2-8). همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش درصد مصالح FRP، باربری افزایش داشته است.

3-1-2-2 تأثیر وجود فولاد برشی داخلی بر عملکرد مقاوم‌سازی برشی به روش NSM-FRP

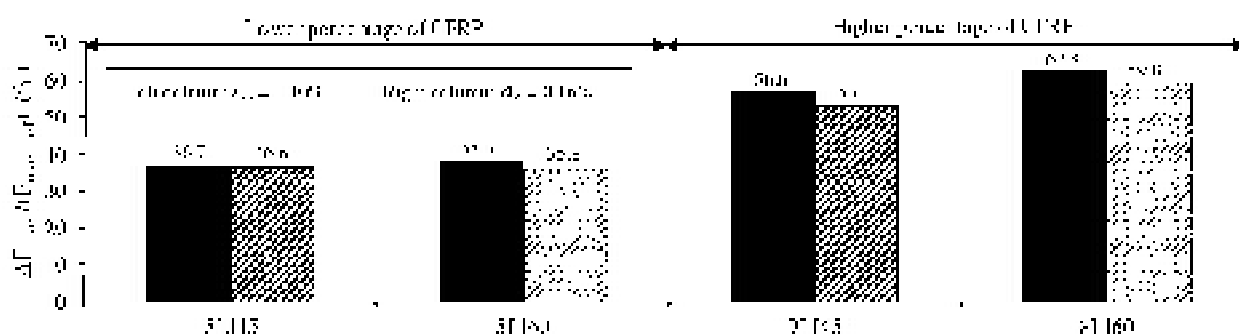
این مهم به طور مشخص توسط (Dias and Barros (2011 و (Dias and Barros (2012 بررسی شده است. (Dias and Barros (2011 نتیجه گرفتند که افزایش درصد خاموت‌های فلزی موجود (با فرض ثابت ماندن سایر پارامترها) اثر نامطلوبی بر میزان باربری نهایی نمونه‌های مقاوم‌سازی شده دارد. در شکل 2-9، که نمونه‌های با بتن کم مقاومت (18/6 مگاپاسکال) از تحقیقات (Dias and Barros (2011 را ارائه کرده است، این مطلب

نمایش داده شده است. در این شکل، محور قائم درصد افزایش باربری را نسبت به نمونه مرجع نشان می‌دهد ρ_{sw} و ρ_f به ترتیب درصد مصالح FRP و درصد فولاد برشی موجود هستند.



شکل 9-2: تأثیر نامطلوب افزایش درصد خاموت‌های فلزی موجود در تیرها بر باربری نهایی، نمونه‌ها با بتن کم مقاومت، Dias and Barros (2011)

شکل 10-2، که نمونه‌های با بتن مقاومت بالا (60 مگاپاسکال) از تحقیقات (Dias and Barros (2012) را ارائه کرده است، نشان می‌دهد تغییرات ناشی از درصدهای مختلف آرماتور برشی موجود در نمونه‌ها در حالتی که از بتن مقاومت بالا استفاده شده است نسبتاً ناچیز می‌باشد. مقایسه شکل 9-2 و شکل 10-2 نشان می‌دهد تأثیر درصد خاموت داخلی موجود، محدود به نمونه‌های با بتن کم مقاومت است و در نمونه‌های با بتن مقاومت بالا این اثر ناچیز بوده است.

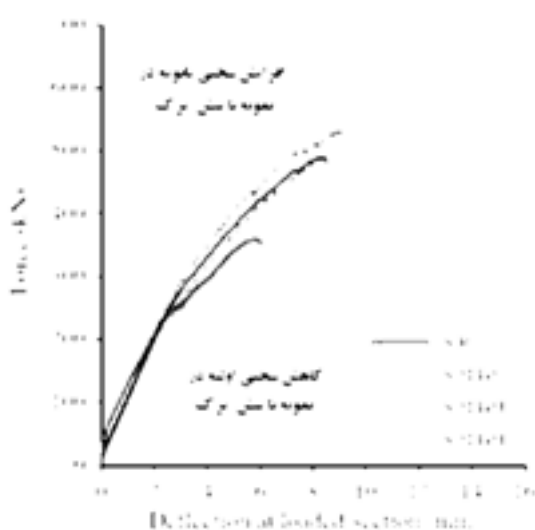


شکل 10-2: تأثیر ناچیز افزایش درصد خاموت‌های فلزی موجود در تیرها بر باربری نهایی نمونه‌ها با بتن مقاومت بالا، Dias and Barros (2012)

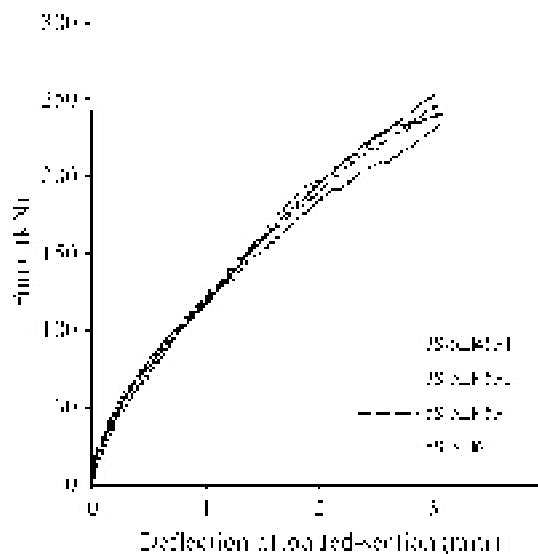
4-1-2-2 اثر وجود پیش-ترک خوردگی تیرها در بحث مقاومت‌سازی برشی به روش NSM

(Dias and Barros (2012) تیرهایی را با یا بدون پیش-ترک مورد مقاومت‌سازی برشی قرار دادند. به منظور ایجاد پیش-ترک، نمونه‌های مورد نظر تا 30 درصد حداکثر تغییرمکان مجاز حالت حدی بهره برداری، بارگذاری شدند.

تغییر مکان مجاز حالت حدی بهره‌برداری مطابق با روش Eurocode-2 (2004) به اندازه طول دهانه تقسیم بر 250 محاسبه شده است (به اندازه 3 میلیمتر که در شکل 2-11 نشان داده شده است). با توجه به محدودیت‌های انجام آزمایش، بارگذاری اعمال شده به منظور ایجاد ترک‌ها حذف شد و پس از انجام طرح مقاوم‌سازی، مجدداً بارگذاری از صفر انجام شد. نتایج این آزمایش‌ها نشان داد که وجود پیش‌ترک تأثیر چندانی بر رفتار نیرو و تغییر مکان (شکل 2-11) و مود گسیختگی نمونه‌ها (شکل 2-12) نداشته است و تنها تغییرات اندکی در میزان سختی منحنی نیرو و تغییر مکان و باربری حداکثر (شکل 2-11) ایجاد شده است، البته مقادیر کرنش حداکثر FRP در نمونه‌هایی که دارای پیش‌ترک بودند، بیشتر از نمونه‌های سالم گزارش شد.

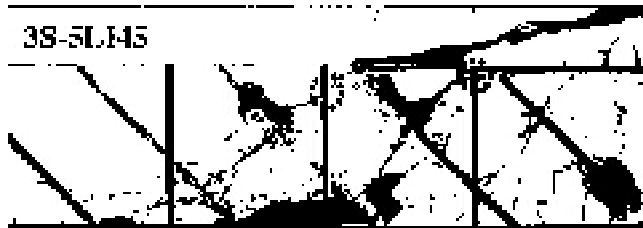


منحنی نیرو-تغییر مکان، اندیس F: نمونه‌های پیش‌ترک خورده

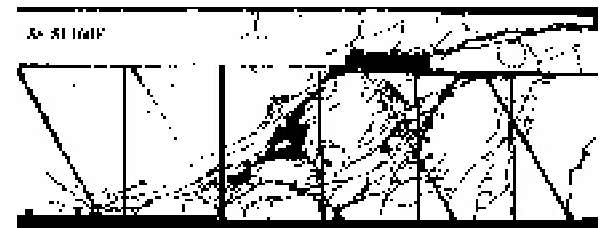
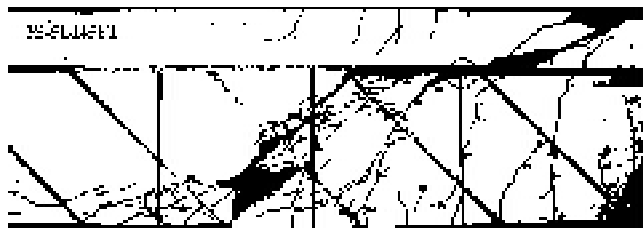


اعمال بارگذاری اولیه تا تغییر مکان 3 میلیمتر به منظور ایجاد پیش‌ترک

شکل 2-11: رفتار نیرو و -تغییر مکان در نمونه‌های با یا بدون پیش‌ترک، (Dias and Barros (2012)



نمونه‌های بدون پیش‌ترک خوردگی



نمونه‌های با پیش‌ترک خوردگی

شکل 2-12: حالت نهایی ترک خوردگی جهت مقایسه وجود یا عدم وجود پیش-ترک‌ها، (Dias and Barros (2012)

5-1-2-2 حالت‌های گسیختگی NSM-FRP

حالت‌های گسیختگی مشاهده شده در آزمایش‌های سایر محققین که در قسمت‌های قبلی به آن‌ها اشاره شد از

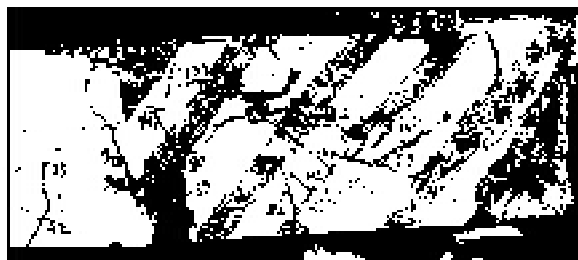
شکل 2-13 الی شکل 2-18 و همچنین جدول 2-2 ارائه شده است.

جدول 2-1: جزئیات تحقیقات انجام شده از سال 2006 تاکنون در مورد تقویت برشی تیرها به کمک روش NSM

نام مرجع						
Dias & Barros (2012)	Dias & Barros (2011)	Dias & Barros (2010)	Dias & Barros (2008)	Rizzo & DeLorenzis (2009a)	Barros & Dias (2006)	
خمش 3 نقطه‌ای	خمش 3 نقطه‌ای	خمش 3 نقطه‌ای	خمش 3 نقطه‌ای	خمش 4 نقطه‌ای	خمش 4 نقطه‌ای	نوع آزمایش
شکل T Web Width: 180 Total Height:400 Flange: 450×100	شکل T Web Width: 180 Total Height:400 Flange: 450×100	شکل T Web Width: 180 Total Height:400 Flange: 450×100	شکل T Web Width: 180 Total Height:400 Flange: 450×100	مستطیلی 200×210	مستطیلی 150×300, 150×150	شکل و ابعاد مقطع (mm)
10	10	9	12	9	8	تعداد تیرها (آزمایش NSM)
2400	2250	2250	2250	1600	1500 و 900	دهانه خالص (mm)
1200	900	900	900	800	600 و 300	دهانه برشی (mm)
>15	>15	>15	32	22/8 , 18/68	گزارش نشده است	مقاومت کششی اپوکسی (MPa)
60 و 45 و 90	60 و 45 و 90	60 و 45 و 90	60 و 45 و 90	45 و 90	45 و 90	زاویه NSM FRP نسبت به محور طولی تیر (درجه)
2874/9	2874/9	2862/9	2952	Bar:2214, Strip: 2068	2286	مقاومت کششی FRP (MPa)
اثر تأثیر بتن با مقاومت بالا بر عملکرد روش NSM - اثر درصد آرماتورهای فولادی برشی اثر وجود ترکهای برشی اولیه (Pre-crack) بر نتایج	اثر تأثیر بتن کم مقاومت بر عملکرد روش NSM - بررسی اثر درصد آرماتورهای فولادی برشی	درصد و زاویه تمایل NSM FRP مقایسه با روش EB	درصد و زاویه تمایل NSM FRP	نوع NSM FRP (نوار یا آرماتور) فاصله و زاویه تمایل NSM FRP ویژگی مکانیکی چسب اپوکسی	زاویه تمایل نوارهای FRP، عمق تیر، درصد آرماتورهای کششی، مقایسه با روش EB	متغیرهای آزمایش
62 الی 35	35 الی 14	47 الی 11	29 الی 13	44 الی 22	83 (میانگین)	میزان افزایش ظرفیت (درصد)

جدول 2-2: مودهای گسیختگی مشاهده شده در آزمایش‌های سایر محققین

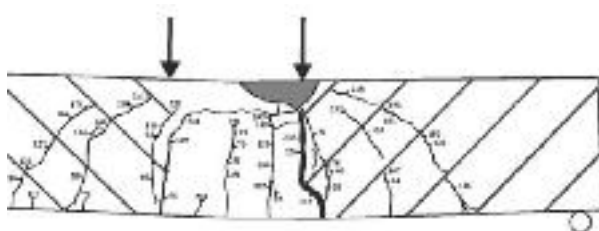
نام مرجع						
Dias & Barros(2012)	Dias & Barros(2011)	Dias & Barros (2010)	Dias & Barros (2008)	Rizzo & DeLorenzis (2009a)	Barros & Dias (2006)	
در تیرهای : 3S-6LV, 3S-5LI45, 5S-5LI45 and 5S-5LI60 جداسدگی FRP از محل تماس FRP و اپوکسی - در تیر 3S-5LI60: پارگی FRP - در تیر 5S-9LI45 جداسدن گروهی نوارهای FRP	جداسدن گروهی نوارهای FRP در حالتیهای حداکثر درصد FRP. جداسدن نوارهای FRP به صورت تکی در حالتیهای حداقل درصد FRP (جداسدگی از داخل لایه بتن)	جداسدن گروهی نوارهای FRP در حالتیهای حداکثر درصد FRP. جداسدن نوارهای FRP به صورت تکی در حالتیهای حداقل درصد FRP (جداسدگی از داخل لایه بتن)	جداسدن گروهی نوارهای FRP در حالتیهای حداکثر درصد FRP. جداسدن نوارهای FRP به صورت تکی در حالتیهای حداقل درصد FRP (جداسدگی از داخل لایه بتن)	:NB45-73-a, NB90-45-b جداسدن پوشش جانبی تیر، ترکهای برشی روی جوانب تیر تا قبل از جدا شدن کاور قابل مشاهده نبود. پس از جدا شدن کاور ترکهای برشی در قسمت هسته مشاهده شد. NB90-73a: ترک برشی بین FRPها به همراه جدا شدن بخشی از کاور. بقیه نمونه‌ها: جداسدن FRP به همراه بخشهایی از بتن پوشش خاموت‌ها	جداسدن گروهی نوارهای FRP در حالتیهای حداکثر درصد FRP (جداسدگی از داخل لایه بتن) برای B10_IL, B12_VL and B12_IL, جداسدگی منفرد نوارهای FRP از داخل بتن در تیرهای A10_VL و A12_VL. مد گسیختگی خمشی تیر در سایر حالات در تیرهای A10_IL and A12_IL	مد گسیختگی



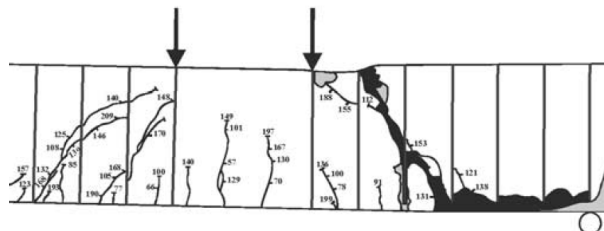
جداشدن گروهی نوارهای FRP در حالتی که حداکثر درصد FRP (جداشدگی از داخل لایه بتن)



جداشدگی منفرد نوارهای FRP از داخل بتن



گسیختگی خمشی تیر



جداشدگی منفرد نوارهای FRP از داخل بتن

شکل 2-13: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط Barros and Dias (2006)

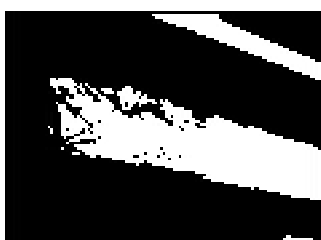


شکل سمت راست: زیر تیر، جدا شدن بخشی از کاور - شکل سمت چپ: ترک برشی بین FRPها



شکل سمت راست: ترکهای برشی در قسمت هسته پس از جدا شدن کاور - شکل سمت چپ: جداشدن پوشش جانبی تیر

شکل 2-14: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط Rizzo and DeLorenzis (2009a)



جداشدن نوارهای FRP به صورت تکی



جداشدن نوارهای FRP به صورت تکی (جداشدگی از داخل بتن)

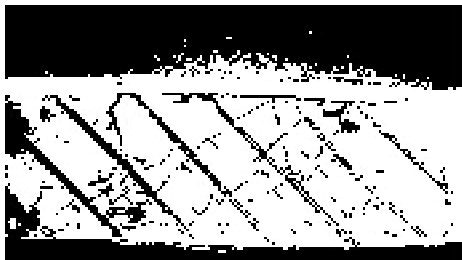
شکل 2-15: حالت‌های گسیختگی در آزمایش‌های انجام شده توسط Dias and Barros (2008)



جداشدن نوارهای FRP به صورت تکی به همراه جداشدن نوارهای FRP به انضمام بخشهایی از کاور در حالتی حداکثر درصد FRP.

جداشدن نوارهای FRP به صورت تکی از داخل لایه بتن در حالتی حداقل درصد FRP

شکل 2-16: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros (2010) - حالت‌های گسیختگی

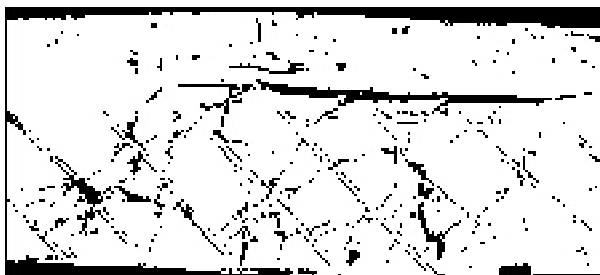


جداشدن نوارهای FRP به انضمام بخشهایی از کاور در حالتی حداکثر درصد FRP.

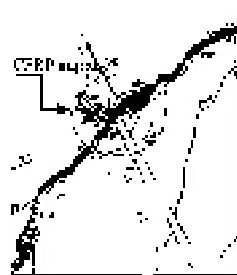


جداشدن نوارهای FRP به صورت تکی (جداشدگی از داخل لایه بتن) در حالتی حداقل درصد FRP

شکل 2-17: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros (2011) - حالت‌های گسیختگی



جداشدن گروهی نوارهای FRP



پارگی FRP



لغزش از محل تماس FRP اپوکسی

شکل 2-18: آزمایش‌های انجام شده توسط (Dias and Barros (2012) - حالت‌های گسیختگی

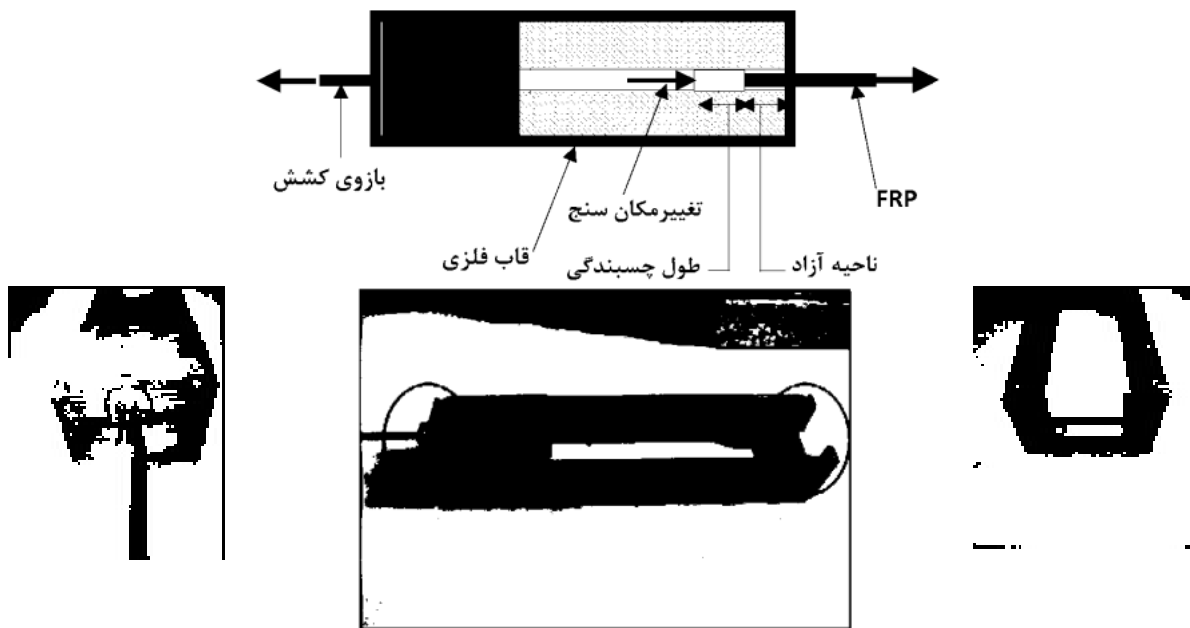
2-2-2. آزمایش‌های بیرون کشیدگی¹

آزمایش بیرون کشیدگی آزمایشی است که طی آن FRP از داخل محیط میزبان بتنی خود به بیرون کشیده می‌شود و طی انجام این عمل رفتار و عملکرد آن مورد بررسی قرار می‌گیرد. آزمایش چسبندگی به دو روش زیر قابل انجام است؛ 1-آزمایش کشش مستقیم (یا کشش-فشار²) و 2-آزمایش شبه تیر. شکل 2-19 و

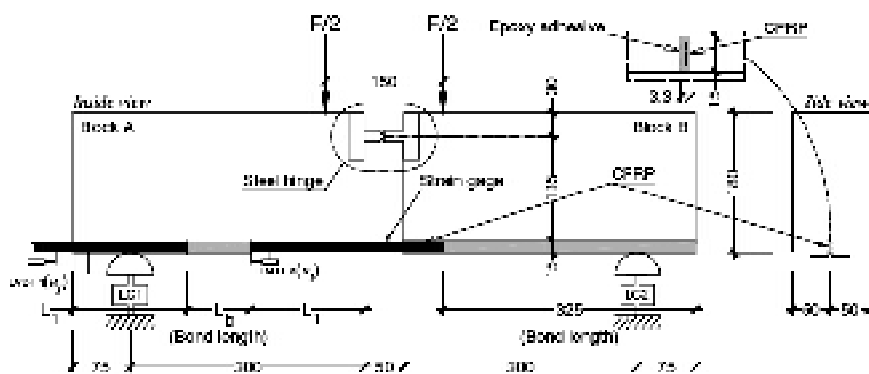
¹ Pull-Out Test

² Push-Pull Test

شکل 2-20 انواع این روش‌ها را نشان می‌دهند. در آزمایش شبه تیر برخلاف کشش مستقیم، چسبندگی تحت تأثیر ترک‌های خمشی یا خمشی - برشی موجود در طول تیر قرار دارد. همچنین در آزمایش شبه تیر میله‌های FRP اغلب تا دهانه برشی ادامه پیدا می‌کنند و بنابراین تحت تأثیر تنش‌های برشی تیر قرار می‌گیرند. در ضمن در آزمایش شبه تیر انحنای تیر توزیع تنش‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد.



شکل 2-19: آزمایش بیرون کشیدگی از نوع کشش مستقیم (با کشش فشار) (AL-Mahmoud et al. 2011)



شکل 2-20: آزمایش بیرون کشیدگی از نوع شبه تیر (Sena-cruz et al. 2006)

1-2-2-2 حالت‌های گسیختگی آزمایش‌های چسبندگی برای نوارهای FRP

حالت‌های گسیختگی برای نوارهای FRP توسط محققین متعددی گزارش شده‌اند که در چهار حالت به

شرح زیر تقسیم‌بندی می‌شوند (Seracino et al. 2007 a, Teng et al. 2006, Sena-cruz et al. 2006)

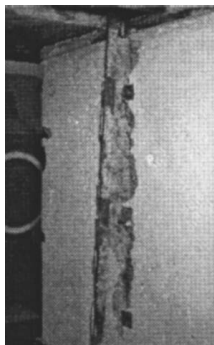
1- گسیختگی از داخل لایه بتن.

2- گسیختگی به واسطه پاره شدن FRP. به لحاظ استفاده از تمام ظرفیت مصالح FRP این حالت دارای ارجحیت است.

3- گسیختگی در مرز بتن و اپوکسی. در این حالت از ظرفیت کامل هیچ‌کدام از مصالح بتن، FRP یا اپوکسی به طور کامل استفاده نمی‌شود و از این لحاظ حالت مناسبی نمی‌باشد.

4- گسیختگی از مرز اپوکسی و نوار FRP.

شکل 2-21 انواع حالت‌های گسیختگی را نشان می‌دهد.



(1)



(2)



(3)



(4)

(1): از داخل لایه بتن (2): پاره شدگی (3): مرز بتن و اپوکسی (4): مرز اپوکسی

و FRP

شکل 2-21: حالت‌های گسیختگی آزمایش‌های چسبندگی (Seracino et al. 2007a)

2-2-2-2 حالت‌های گسیختگی آزمایش‌های چسبندگی برای میله‌های FRP

گسیختگی‌های مشاهده شده در آزمایش‌های انجام شده بر روی میله‌های FRP به شرح زیر می‌باشند؛ (Galalti and DeLorenzis 2009, DeLorenzis and Teng 2007, DeLorenzis et al. 2002, DeLorenzis et al. 2004)

گسیختگی در چسب

در این نوع از گسیختگی، چسب در سطح مشترک چسب - میله دچار گسیختگی می‌شود. این حالت گسیختگی بیشتر در سطح مشترک میله‌های صاف اتفاق می‌افتد، چرا که سطح صاف نمی‌تواند مهار مناسبی بین میله و چسب ایجاد کند. این حالت زمانی اتفاق می‌افتد که ابعاد شیار به اندازه کافی بزرگ باشد (حدود 1/5 برابر قطر میله) تا از انتقال گسیختگی به چسب جلوگیری شود. (شکل 2-2-2-الف) و (ب)). در حالت دیگر، چسب دچار گسیختگی می‌شود. این حالت گسیختگی در شیارهایی با میله‌های زبر یا آجدار یا در حضور ابعاد شیار کوچک اتفاق می‌افتد. در این حالت تنش‌های موجود از تنش کششی قابل تحمل توسط چسب بیشتر شده و گسیختگی در چسب اتفاق می‌افتد (شکل 2-2-ج).



شکل 2-2: شکل‌های گسیختگی در چسب. (الف) و (ب): گسیختگی در سطح مشترک چسب - میله، (ج): گسیختگی برشی در چسب

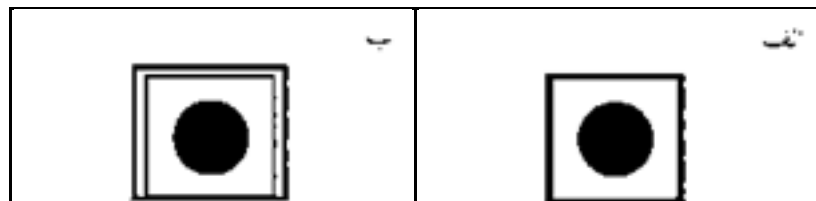
افزایش ارتفاع شیار یا استفاده از چسب مقاومت بالا، مقاومت در برابر گسیختگی در چسب را افزایش می‌دهد (DeLorenzis and Teng 2007).

گسیختگی در بتن

در صورتی که گسیختگی در چسب اتفاق نیافتد، چسبندگی به وسیله بتن کنترل می شود. در این مرحله دو حالت گسیختگی محتمل است.

1- گسیختگی در سطح مشترک چسب - بتن اتفاق می افتد. این حالت بیشتر در میله‌های زیر یا آج‌دار با ابعاد شیار بزرگ (حدود 2 برابر قطر میله) اتفاق می افتد (شکل 2-23-الف).

2- بتن دچار گسیختگی کششی می شود. این حالت وقتی رخ می‌دهد که به دلیل چسبندگی مناسب بین میله و چسب، گسیختگی به بتن انتقال می‌یابد. در شکل 2-23-ب، گسیختگی بتن نشان داده شده است.



شکل 2-23: شکل‌های گسیختگی در بتن. (الف): گسیختگی در سطح مشترک چسب - بتن، (ب): گسیختگی در بتن

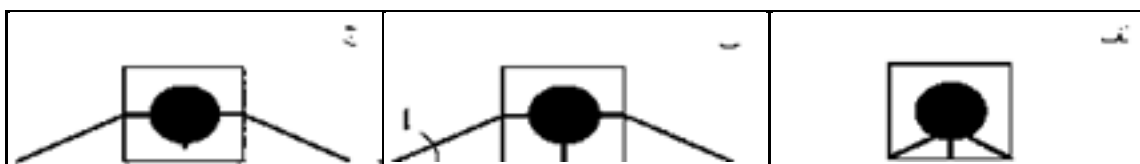
افزایش عرض شیار یا استفاده از بتن مقاومت بالا، مقاومت در برابر گسیختگی در بتن را افزایش می‌دهد.

جداشدن «چسب و بتن»

شکل‌های خرابی اشاره شده در قسمت‌های قبل در حالت کلی ممکن است به صورت ترکیبی اتفاق بیافتند که به نام جداشدگی «چسب و بتن» نامیده می‌شود. در این حالت ترک‌های طولی در چسب یا ترک‌های مایل در بتن اطراف شیار مشاهده می‌شود. این که خرابی در بتن قبل از ترک خوردگی در چسب اتفاق بیافتد یا بعد از آن، به مشخصات شیار و مقاومت کششی چسب و بتن بستگی دارد. حالت‌های مختلف جداشدگی به صورت زیر خلاصه می‌شوند:

1- ابعاد شیار خیلی کوچک باشد؛ با ایجاد ترک در چسب، گسیختگی به چسب محدود شده و بتن اطراف شیار آسیب کمی خواهد دید. در این حالت مقاومت چسبندگی، مستقیماً تحت تاثیر مقاومت کششی چسب می باشد (شکل 2-24-الف)).

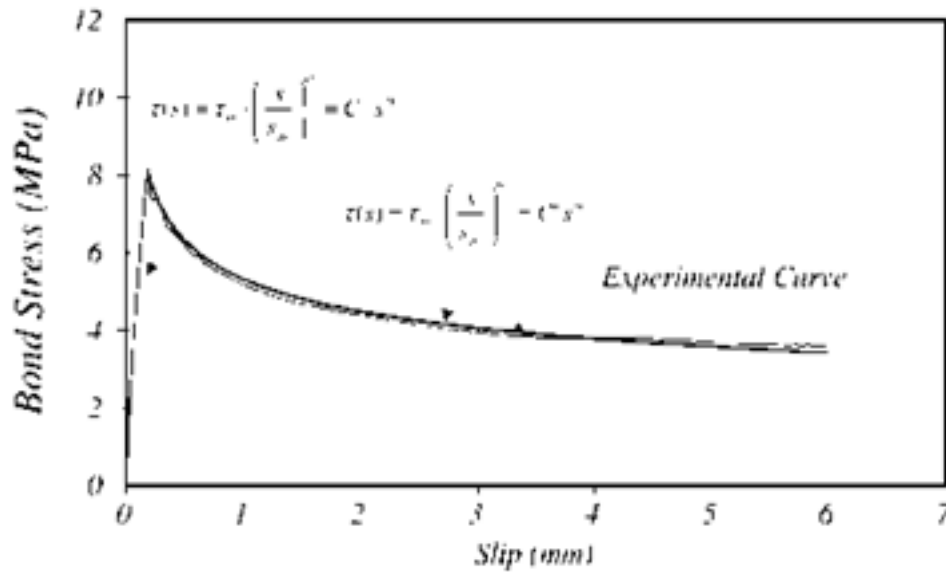
2- ابعاد شیار بزرگ باشد. به محض ایجاد ترک در چسب، تنش ها از چسب به بتن اطراف شیار منتقل شده و بتن نیز ترک می خورد. گسیختگی به صورت ترکیبی از ترک های طولی در چسب و ترک های مایل در بتن اطراف شیار مشاهده می شود. (شکل 2-24-ب)). اگر مقاومت کششی چسب نسبت به بتن بالا بوده یا عمق شیار زیاد باشد، گسیختگی در بتن قبل از ترک خوردگی در چسب اتفاق می افتد. در این نوع شکست مقاومت چسبندگی، مستقیماً تحت تاثیر مقاومت کششی بتن می باشد (شکل 2-24-ج)).



شکل 2-24: جداشدگی چسب یا بتن. (الف): گسیختگی در چسب، (ب) و (ج): گسیختگی در چسب و بتن

3-2-2-2 پاسخ لغزش - چسبندگی

یکی از مهم ترین نتایج آزمایش های بیرون کشیدگی، منحنی های لغزش چسبندگی است. DeLorenzis and Teng (2007) و Galati and DeLorenzis (2009) رابطه ارائه شده در شکل 2-25 را برای NSM-FRP پیشنهاد داده اند و پارامترهای آن را C ، C' ، α و α' بر مبنای نتایج آزمایشگاهی خود کالیبره و معرفی کرده اند.



شکل 2-25: رابطه لغزش-چسبندگی ارائه شده توسط DeLorenzis and Teng (2007) و Galati and DeLorenzis (2009)

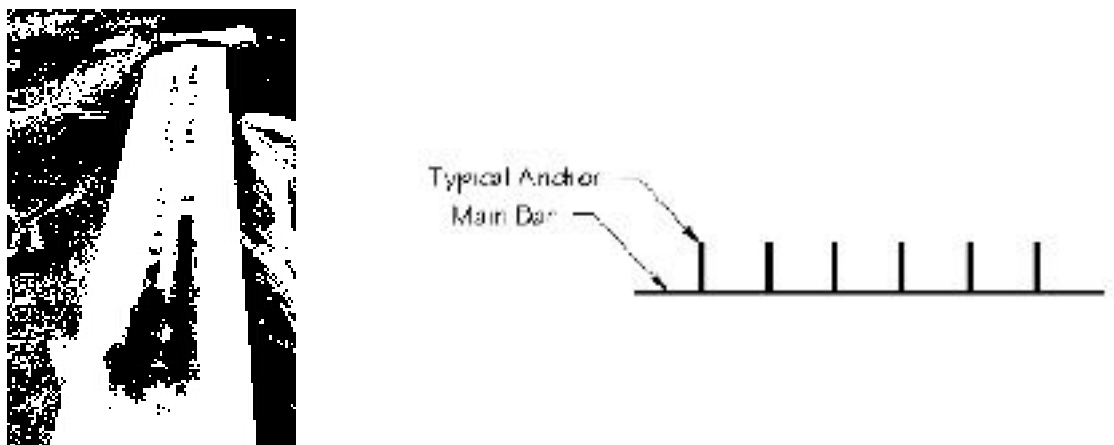
2-3- روش‌های مهار کردن FRP

به منظور جلوگیری از وقوع جداسدگی زود هنگام FRP، تاکنون چندین روش برای مهار کردن آن معرفی شده است. که خلاصه‌ای از این روش‌ها به همراه نتایج مربوط، در این قسمت ارائه می‌شود. اغلب روش‌ها در زمینه مقاوم‌سازی به روش EB-FRP بوده است. اولین شکل مهار FRP توسط Khalifa et al. (1999) مطابق شکل 2-26 به منظور مقاوم سازی برشی تیرهای T-شکل ارائه شد که در نتیجه استفاده از آن، گسیختگی از حالت برشی در حالتی که از EB-FRP بدون مهار استفاده شده بود به حالت خمشی در حالتی که از EB-FRP مهار دار استفاده شده بود تغییر پیدا کرد.



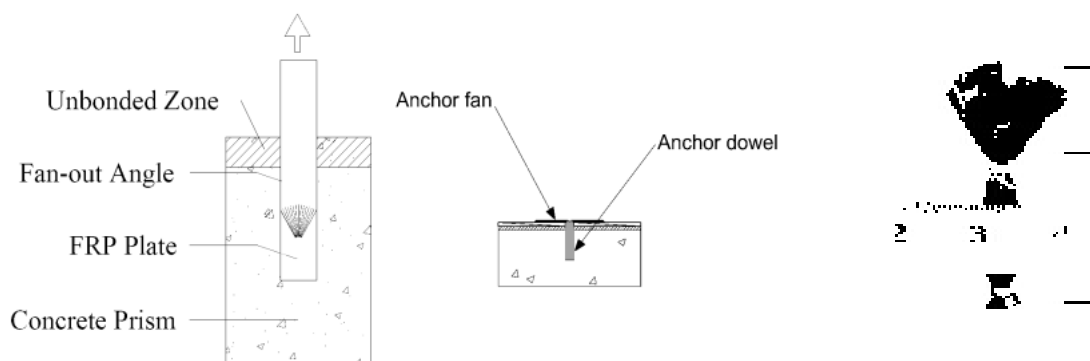
شکل 2-26: مهار پیشنهادی توسط Khalifa et al. (1999)

نوع دیگری از مهار که در مقاوم سازی خمشی به روش NSM به کار رفته است توسط Razaqpur et al. (2011) پیشنهاد شده است (شکل 2-27). در نتیجه استفاده از این مهارها مقاومت نهایی سازه نسبت به حالت بدون مهار 45 درصد افزایش نشان داد.



شکل 2-27: مهار پیشنهاد شده توسط Razaqpur et al. (2011)

مهار پروان‌های نوع دیگری از مهار FRP است که توسط محققین متعددی استفاده شده است و کاربرد آن در مهار سیستم EB-FRP می‌باشد (شکل 2-28). از این مهار تاکنون در بحث مقاوم‌سازی برشی استفاده نشده است (Niemitz et al. 2010, Kim and Smith 2009).



شکل 2-28: مهار پروان‌های برای EB-FRP

مهارهای مکانیکی نیز انواع دیگر مهارها هستند که با استفاده از ادوات مکانیکی (معمولا فلزی) صفحات FRP را مهار می‌کنند که کاربرد آن‌ها محدود به EB-FRP می‌باشد (Kalfat et al. 2011).

2-4- تحقيقات انجام شده در مورد مدل‌های تحلیلی

تاکنون دو مدل تحلیلی توسط (Nanni et al. (2004) و (Bianco et al. (2006, 2010, 2011) در زمینه پیش‌بینی میزان مشارکت سیستم مقاوم‌سازی NSM-FRP در باربری برشی ارائه شده است. این دو روش در این قسمت به طور خلاصه معرفی می‌شوند. جزئیات بیشتر آن‌ها در مراجع مذکور آمده است و به جهت حفظ اختصار از بازگویی همه جزئیات اجتناب می‌گردد. البته رابطه ساده شده دیگری نیز توسط Anwarul-Isalm (2009) ارائه شده است که تنها بر مبنای آزمایش‌های انجام شده توسط همین محقق بنا شده است.

2-4-1. روش تحلیلی (Nanni et al. (2004)

این روش در واقع تعمیم یافته روش (DeLorenzis and Nanni (2001a, b) می‌باشد. فرض‌های اساسی در نظر گرفته شده در این مدل عبارتند از:

در نظر گرفتن زاویه تمایل ترک‌های برشی به اندازه 45 درجه؛ توزیع یکنواخت تنش‌های چسبندگی در طول آرماتور FRP در لحظه نهایی و فرض وجود تنش‌های چسبندگی یکنواخت در همه آرماتورهای FRP متقاطع با ترک برشی در لحظه نهایی.

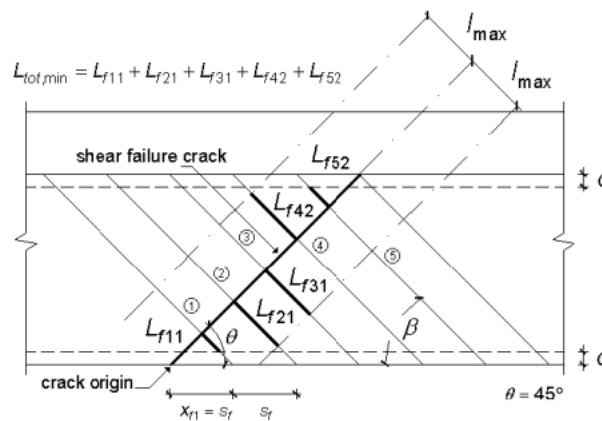
دو فرض آخر به معنی پذیرفتن رفتار لغزش چسبندگی به صورت کاملاً پلاستیک ایده‌آل می‌باشند. مشارکت نوارهای FRP در تقویت برشی تیر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_f = 4(a_f + b_f)\tau_b L_{tot, \min} = 4(a_f + b_f)\tau_b \sum_{i=1}^{N_f} L_{fi} \quad (1-2)$$

که در این رابطه؛ a_f, b_f : ابعاد مقطع نوار FRP (با این فرض که نوار FRP سطح مقطع مستطیل شکل داشته باشد)، τ_b : تنش چسبندگی متوسط بین FRP و اپوکسی، N_f : تعداد نوارهای FRP متقاطع با ترک برشی

در یک طرف جان و L_{fi} : طول قسمت کوتاه‌تر FRP که در طرفین یک ترک برشی قرار می‌گیرد (شکل 29-2)، با لحاظ کردن موارد زیر:

1- آن قسمت از نوارهای FRP که در محدوده پوشش (کاور) فوقانی یا تحتانی تیر قرار می‌گیرند در محاسبات منظور نمی‌شوند (فاصله c در شکل 29-2).



شکل 29-2: محاسبه $L_{tot,min}$ در روش تحلیلی (Nanni et al. (2004)

2- فاصله اولین نوار FRP با ترک برشی برابر با فاصله بین نوارهای FRP، S_f ، فرض می‌شود. $X_{f1} = S_f$

3- با افزایش عرض ترک برشی، قفل و بست سنگدانه‌های بتن¹ از بین رفته و دیگر نمی‌توان از مقاومت تأمین شده توسط بتن مطمئن بود. در نتیجه محدودیت کرنش 0/004 برای مصالح FRP در نظر گرفته شده است. لازم به توضیح است که در این روش، مقاومت نهایی برشی مقطع مقاوم شده در برش، از مجموع مقاومت تأمین شده توسط بتن، آرماتور برشی فولادی و نوارهای FRP به دست می‌آید.

با توجه به موارد فوق مقدار L_{fi} از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$L_{fi} = \min[L_{fi1}, L_{fi2}, L_{max}] \quad (2-2)$$

$$L_{max} = \frac{0.004}{2} \frac{a_f b_f E_f}{a_f + b_f \tau_b} \quad (3-2)$$

1 Aggregate Interlock

E_f مدول الاستیسیته مصالح FRP و L_{fi1} و L_{fi2} طول‌های نوار FRP در طرفین ترک برشی هستند که فاصله c از آن‌ها کسر شده است. (Nanni et al. (2004) مقدار $6/9$ مگاپاسکال را به عنوان تنش چسبندگی متوسط پیشنهاد داده بودند. (Barros and Dias (2006) استفاده از این مقدار تنش متوسط و همچنین حد کرنش حداکثر $0/004$ را، در قیاس با نتایج آزمایشگاهی، بسیار محافظه کارانه ارزیابی کردند. آن‌ها با انجام آزمایش بیرون کشیدگی از نوع شبه تیر، مقدار $16/1$ مگاپاسکال را به عنوان تنش چسبندگی متوسط معرفی کردند. آن‌ها همچنین با استناد به نتایج آزمایش‌های چسبندگی انجام شده توسط Sena Cruz and Barros (2004)، مقدار متوسط کرنش مجاز را $0/0059$ معرفی کردند.

(Barros and Dias (2006) نتایج این مدل تحلیلی را برای دو حالت ارزیابی کردند. هر حالت برای یک زوج تنش متوسط و کرنش مجاز مصالح FRP انجام شد. آن‌ها با استفاده از مقادیر جدیدی که برای تنش متوسط و کرنش مجاز پیشنهاد داده بودند، مشارکت مصالح FRP را به طور متوسط 72 درصد مقادیر آزمایشگاهی گزارش کردند.

(Dias and Barros (2010) نیز نتایج این مدل تحلیلی و نتایج آزمایشگاهی را مقایسه کردند. آن‌ها پراکندگی نتایج را برای دو مورد از مجموع 8 آزمایش گزارش کردند. بدون در نظر گرفتن این دو مورد، مشارکت مصالح FRP به طور متوسط 61 درصد نتایج آزمایشگاهی به دست آمد. اما در حالتی که کلیه نتایج منظور شدند مشارکت مصالح FRP به طور متوسط 40 درصد نتایج آزمایشگاهی گزارش شد. لازم به ذکر است در دو مورد دیگر نیز نتایج مدل تحلیلی مقادیر بیشتری را نسبت به مقادیر متناظر آزمایشگاهی نشان دادند.

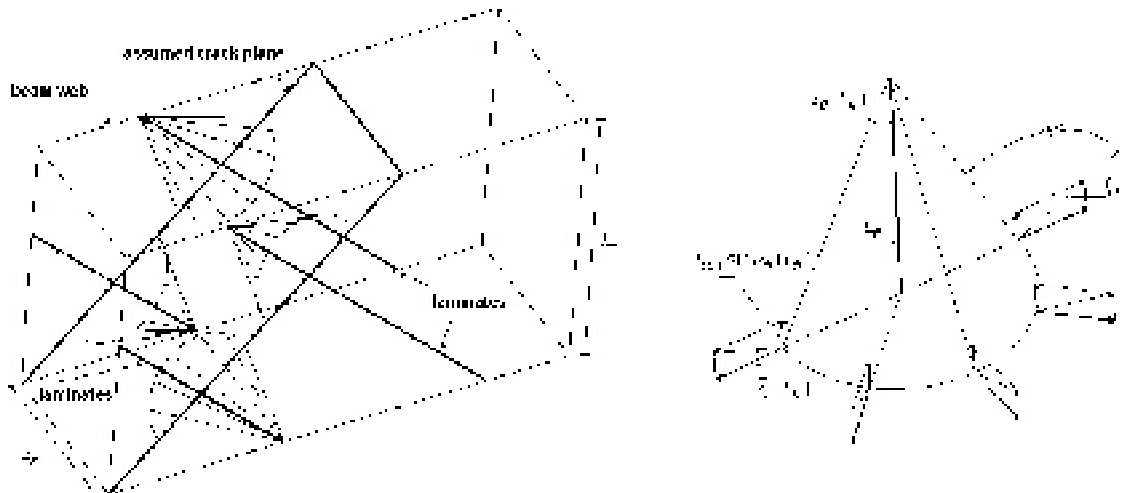
(Rizzo and DeLorenzis (2009b) مدل ارائه شده توسط (Nanni et al. (2004) را برای در نظر گرفتن رفتار لغزش چسبندگی FRP برای چند حالت مختلف تعمیم دادند. این مدل تعمیم یافته تاکنون با نتایج آزمایشگاهی مقایسه و صحت سنجی نشده است.

2-4-2. مدل تحلیلی (Bianco et al. 2006)

در این مدل تحلیلی، مشارکت NSM-FRP در باربری برشی تیر به صورت مجموع مشارکت کلیه FRP ها در باربری به دست می‌آید. در محاسبه مشارکت هر FRP، سطح گسیختگی از داخل لایه بتن و به صورت یک مخروط ناقص در نظر گرفته می‌شود. به این ترتیب با محاسبه مجموع تنش‌های کششی بتن در رویه این مخروط ناقص و تصویر کردن آن در راستای میله FRP، میزان مشارکت هر میله FRP به دست می‌آید. (Bianco et al. 2006) این روش را به فرم زیر ارائه کرده‌اند:

$$V_{f,ana} = 2 \cdot \sin \alpha \cdot \sum_{i=1}^{N_f} \int_{C_{fi}(L_{fi}; \alpha_{fi})} (f_t \sin \alpha_{fi}) dC_{fi} \quad (4-2)$$

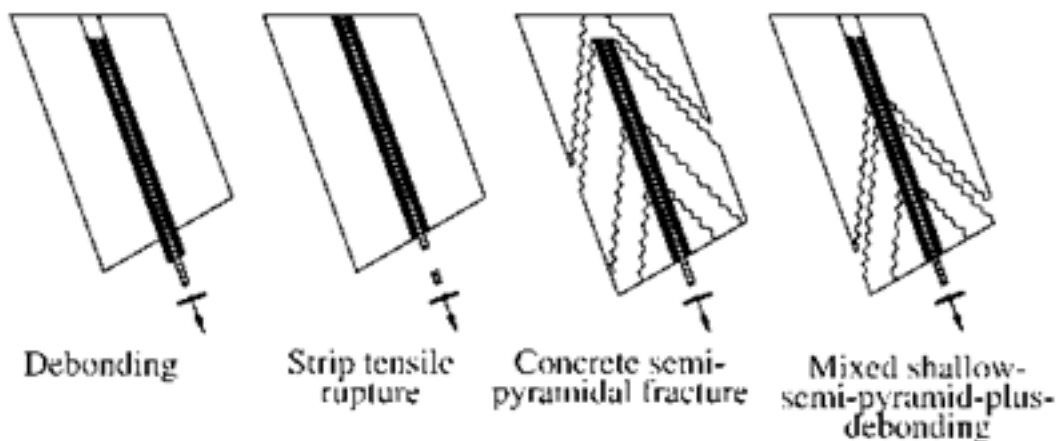
در این رابطه f_t مقاومت کششی بتن؛ $C_{fi}(L_{fi}; \alpha_{fi})$ مساحت رویه مخروط ناقص مربوط به i امین نوار FRP؛ α_{fi} زاویه بین محور مخروط و مولد آن؛ N_f تعداد FRP های متقاطع با ترک برشی و α زاویه FRP با محور تیر می‌باشد. شکل 2-30 مخروط مورد بحث را نشان می‌دهد.



شکل 2-30: فرض (Bianco et al. 2006) برای گسیختگی هر میله FRP

این محققین اخیراً رابطه فوق را تعمیم داده‌اند (Bianco et al. 2010, 2011). در رابطه تعمیم یافته به جای آن که مد گسیختگی FRP به‌طور کامل در بتن در نظر گرفته شود، از حالت ترکیبی استفاده می‌شود. به این

ترتیب که جدا شدن هر نوار FRP به صورت ترکیبی از گسیختگی از درون بتن، مرز FRP با چسب یا سایر انواع گسیختگی‌ها در نظر گرفته می‌شود و در نهایت، طی یک فرآیند بسیار پیچیده (بنا بر اظهار خود این محققین) و زمان بر حالت گسیختگی نهایی مشخص می‌شود (شکل 2-31).



شکل 2-31: فرض گسیختگی ترکیبی برای میله‌های FRP در مدل Bianco et al. (2011)

2-5 - مطالعات عددی

تحقیقات عددی انجام شده در زمینه کاربرد FRP برای مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتن مسلح عمدتاً معطوف به روش تقویت نصب بر روی سطح (EB-FRP) می‌باشند که مجموعه کاملی از مرور این تحقیقات در Chen (2010) آمده است. تحقیقات اخیر نشان می‌دهند در نظر گرفتن رفتار چسبندگی بین بتن و مصالح FRP (Godat et al. 2007a, Godat et al. 2007b, Chen et al. 2012b) و همچنین رفتار چسبندگی بین آرماتورها و بتن (Chen et al. 2010a) در صحت پاسخ‌های مدل عددی، نقش مهمی را ایفا می‌کنند.

(Wong and Vecchio 2003) از مدل لغزش-چسندگی ابتدایی برای بررسی مدهای گسیختگی FRP استفاده کردند. اساس کار آن‌ها بر مبنای تئوری میدان فشاری اصلاح شده¹ (MCFT) (ACI 445R 1999) قرار داشت. استفاده از مدل لغزش-چسبندگی نه چندان مناسب باعث شد تا موفقیت چندان مناسبی را

¹ Modified Compression Field Theory

بدست نیاورند. پس از آن، Qu et al. (2006) نیز با روش MCFT در نرم افزار MARC، رفتار چسبندگی FRP را با فنرهای غیرخطی مدل کردند. آن‌ها مدل لغزش-چسبندگی (Lu et al. (2005) را برای مدلسازی رفتار چسبندگی FRP و بتن به کار گرفتند. اگرچه این مدل موفق به پیش‌بینی رفتار جداشدگی FRP و بتن شد اما سختی و میزان باربری حداکثر تیر را به میزان قابل ملاحظه‌ای کمتر از مقادیر واقعی ارائه کرد. توزیع کرنش بسیار یکنواخت‌تر از نتایج واقعی به دست آمد. هم‌چنین الگوی ترک‌خوردگی تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی نداشت.

Ootom et al. (2006) از برنامه RECAP برای مدلسازی عددی استفاده کردند. در مدل آن‌ها رفتار لغزش-چسبندگی با استفاده از المان رابط چهارگره‌ای مدل شد و مشخصات المان رابط بر اساس مدل لغزش-چسبندگی پوپوف انتخاب شده بود که بیشترین مقدار تنش چسبندگی آن از مدل (Lu et al. (2005) به دست می‌آمد. آرماتورهای فولادی با فرض اتصال کامل با بتن مدل شدند. این مدل، منحنی نیرو-تغییر مکان کلی را به‌خوبی تخمین زد اما در پیش‌بینی الگوی ترک‌خوردگی چندان موفق نبود. (Godat et al. (2007a) رفتار کششی بتن را در نرم‌افزار DIANA به صورت نزولی خطی مدل کردند. آن‌ها ضریب انتقال برش را 0/5 در نظر گرفتند. رفتار لغزش-چسبندگی بین FRP و بتن با استفاده از مدل دو خطی ساده شده، که انرژی شکست آن با رابطه ارائه شده توسط (Lu et al. (2005) یکسان بود، مدل شد. آرماتورهای فولادی با فرض اتصال کامل با بتن مدل شدند. مدل آن‌ها منحنی نیرو-تغییر مکان کلی را به‌خوبی پیش‌بینی کرد. در ارائه نتایج توزیع کرنش، صرفاً به نتایج مدل عددی اکتفا شد و نتایج مدل عددی با یافته‌های آزمایشگاهی مقایسه نشد. محققین دیگری مانند (Santhakumar and Chandrasekaran (2006), Elyasian et al. (2002), Kachlakev (2004)، رفتار لغزشی بین بتن و مصالح تسلیح بتن (FRP و فولاد) را در نظر نگرفته و از روش‌های ساده و معمول مدلسازی استفاده کرده‌اند. این افراد اغلب در اعتبار سنجی مدل‌های عددی خود با نتایج آزمایشگاهی، صرفاً به منحنی‌های نیرو-تغییر مکان کلی تیر اکتفا کرده و مقایسه و اعتبارسنجی

را برای سایر پارامترها انجام نداده‌اند. اخیراً (Chen et al. (2012b) با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS رفتار چسبندگی FRP و آرماتورها را با استفاده از المان رابط COH2D4 مدل کرده‌اند. آن‌ها با انجام اصلاحاتی بر روی مدل لغزش-چسبندگی (Lu et al. (2005) از آن برای مدلسازی رفتار لغزش چسبندگی FRP استفاده کرده‌اند. همچنین مدل لغزش-چسبندگی CEB-FIP را برای مدلسازی رفتار چسبندگی آرماتورها به کار گرفته‌اند. به علاوه یک مدل اجزای محدود پیشرفته برای مدلسازی رفتار ترک خوردگی بتن، در روش این محققین دیده می‌شود. آن‌ها همچنین برای غلبه بر مشکلات ناشی از همگرایی حل از یک روش حل دینامیک ابداعی استفاده کرده‌اند. مدل ارائه شده، پاسخ نیرو تغییر مکان کلی تیر، الگوی ترک خوردگی و مقدار کرنش حداکثر در FRP را با تقریب خوبی نسبت به نتایج واقعی به دست داده است. توزیع کرنش در FRP و آرماتورها با نتایج آزمایشگاهی مقایسه نشده است. روش‌ها و فرضیات این محققین بسیار پیچیده بوده و با این حال رفتار لغزشی آرماتورها را پیچیده و مبهم خوانده و نیاز تحقیقاتی بیشتری را برای آن عنوان کرده‌اند.

تاریخچه تحقیقات محدود در این زمینه نشان می‌دهد که تعدادی از پژوهشگران در مدلسازی رفتار چسبندگی و همچنین رفتار ترک خوردگی بتن، تا حدودی ناموفق بوده و در مواردی که نتایج تا حدی رضایت بخش بوده است، روش‌های مدلسازی و تحلیل همراه با پیچیدگی‌های فراوان و ابهامات حل نشده‌ای گزارش شده‌اند. این پیچیدگی‌ها و ابهامات ضمن آن که حاکی از فاصله زیاد این روش‌ها تا نقطه فراگیر شدن هستند، باعث شده‌اند تا در روش‌های متعارف مدلسازی عددی، رفتار چسبندگی مصالح تسلیح و همچنین رفتار ترک خوردگی بتن با فرضیات ساده شده‌ای مدل شوند.

فصل سوم

مطالعات آزمایشگاهی

3-1-1 - مقدمه

در این فصل روش ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی و جزئیات انجام آزمایش‌ها ارائه می‌شود. همچنین به منظور ارزیابی رفتار میله‌های MMFRP (با یا بدون مهارهای انتهایی) در مقاوم‌سازی برشی به روش NSM، کلیه مشاهدات اعم از روند و چگونگی گسیختگی نمونه‌ها، نرخ تغییرات کرنش در اجزا مختلف، پاسخ نیرو-تغییر مکان و میزان انرژی جذب شده توسط نمونه‌ها مورد بحث و تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد.

3-1-1. برنامه آزمایشگاهی

برای ارزیابی چگونگی و نحوه تأثیر میله‌های MMFRP در تقویت برشی تیرهای بتن مسلح به روش NSM، شش عدد تیر بتنی با ضعف برشی طراحی شده است. مشابه بسیاری از آزمایش‌هایی که سایر محققین در پژوهش‌های مشابه انجام داده‌اند (مانند: Anwarul-Islam 2009 و AL-Mahmoud et al. 2009) از مقطع مستطیل شکل در طراحی و ساخت نمونه‌ها استفاده شده است. نیمی از طول هر تیر با ضعف در باربری برشی و تحت عنوان «دهانه ضعیف» و نیمه دیگر به عنوان «دهانه قوی» با میلگرد برشی حداکثر طراحی شده است. به این ترتیب مقاوم‌سازی برشی صرفاً در دهانه ضعیف مورد نیاز بوده و دهانه قوی به گونه‌ای طراحی شده است که حتی با وجود مقاوم‌سازی در دهانه ضعیف، گسیختگی در آن رخ ندهد.

برای مقاوم‌سازی تیرها، به میله‌های FRP نیاز بود و با توجه به این که تأمین میله‌های FRP در زمان انجام آزمایش مشکل و پرهزینه بود، از میله‌های FRP که با استفاده از صفحات الیاف FRP کربنی و یک هسته چوبی ساخته می‌شوند استفاده شده است (شربتدار و همکاران 1389، Jalali et al. 2012). همچنین روش جدیدی برای مهار کردن این میله‌ها در این مجموعه پیشنهاد می‌گردد. این میله‌ها به نام میله Manually Made FRP یا به اختصار MMFRP نامیده می‌شوند. مهارهای مورد استفاده در این مجموعه ابداعی بوده و تاکنون ارائه نشده‌اند (جلالی و همکاران 1390). مراحل انجام آزمایش‌ها عبارتند از :

- دستیابی به طرح اختلاط مناسب برای بتن
- تهیه قالب برای تیرها
- ساخت نمونه‌ها
- تولید میله‌های MMFRP
- تولید و ساخت مهار انتهایی جدید
- آزمایش‌های کششی روی میله‌های MMFRP
- مشخصات مکانیکی مصالح
- انتخاب و بررسی تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها
- نصب تجهیزات اندازه‌گیری روی اجزای مختلف
- آماده سازی تیرها و اجرای طرح مقاوم‌سازی
- آماده سازی نهایی نمونه‌ها برای انجام آزمایش‌ها
- انجام آزمایش‌ها
- استخراج نتایج و تجزیه و تحلیل آن‌ها

در ادامه مراحل فوق به ترتیب تشریح می‌شوند.

3-2- دستیابی به طرح اختلاط مناسب برای بتن

به منظور دستیابی به طرح اختلاط مناسب برای بتن، چهار طرح اختلاط آزمایشی در آزمایشگاه ساخته شد. به این منظور مصالح دانه‌ای در اون¹ کاملاً خشک شد و سپس در طرح آزمایشی استفاده شد. لازم به توضیح است که کلیه مصالح دانه‌ای مورد استفاده در ساخت تیرها نیز قبل از ساخت بتن، در محوطه آزمایشگاه به وسیله فن‌های جریان باد گرم خشک شدند. مشخصات طرح‌های آزمایشی در جدول 3-1 آمده است. طرح شماره 4 با روش (ACI 211.1-91 (2002) ساخته شده است و سایر طرح‌ها بر اساس تجربه قبلی بتن‌های ساخته شده در آزمایشگاه که با همان مصالح ساخته شده بودند، در نظر گرفته شده‌اند.

¹ Oven

جدول 1-3: طرح‌های اختلاط آزمایشی - واحد: کیلوگرم

طرح 4	طرح 3	طرح 2	طرح 1	
265	230	260	190	آب
365	370	370	370	سیمان
1100	1150	1150	1150	شن نخودی
670	650	620	690	ماسه

از هر طرح آزمایشی 3 نمونه مکعبی به ابعاد $15 \times 15 \times 15$ سانتیمتر ساخته شد. نتایج اسلامپ و مقاومت فشاری نمونه‌های مکعبی طرح‌های آزمایشی، در جدول 2-3 و جدول 3-3 ارائه شده است.

جدول 2-3: نتایج اسلامپ طرح‌های اختلاط آزمایشی

طرح 4	طرح 3	طرح 2	طرح 1	
5	8	11/5	0/5	اسلامپ-سانتیمتر

جدول 3-3: نتایج مقاومت فشاری 7 روزه نمونه‌های مکعبی 15 سانتیمتری طرح‌های آزمایشی - واحد: مگاپاسکال

نمونه 3	نمونه 2	نمونه 1	
24	23/55	26/66	طرح 1
16/55	15/77	16/88	طرح 2
18/22	15/77	19/55	طرح 3
16/44	18/22	17/77	طرح 4

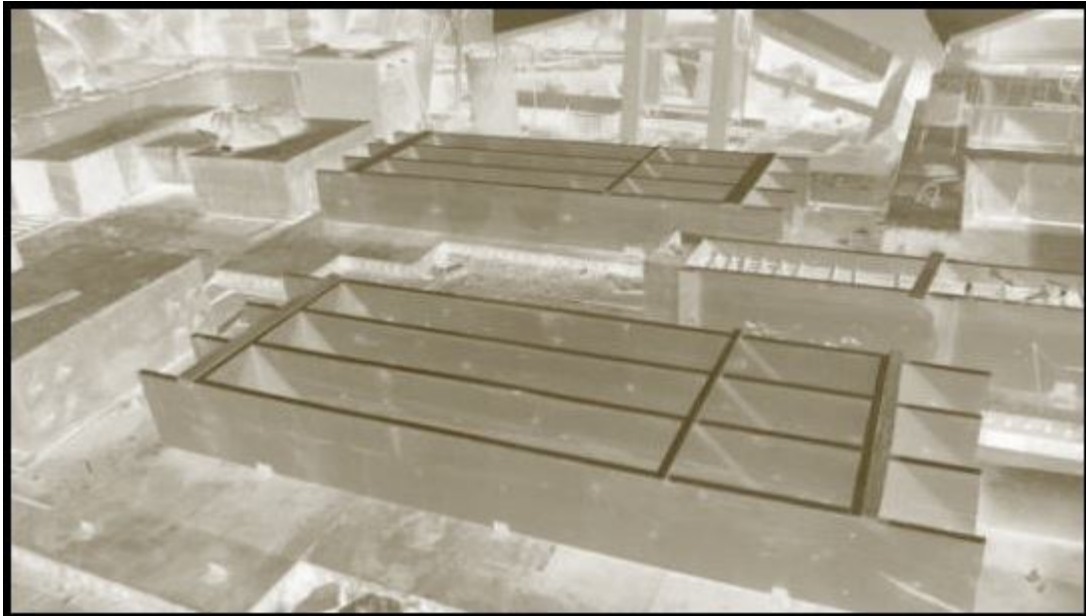
شکل 1-3 ساخت بتن طرح‌های آزمایشی را نشان می‌دهد.



شکل 1-3: ساخت نمونه‌های مربوط به طرح‌های اختلاط آزمایشی

3-3- تهیه قالب برای تیرها

با توجه به ابعاد و مشخصات نمونه‌ها، قالب‌های چوبی با کف فلزی مطابق شکل 3-2 به منظور بتن ریزی، طراحی و ساخته شده‌اند. قسمت چوبی به طور یکپارچه بوده که بر روی صفحات فلزی کف قرار گرفته است و توسط نبشی‌های جوش شده به کف، موقعیت آن‌ها ثابت شده است.

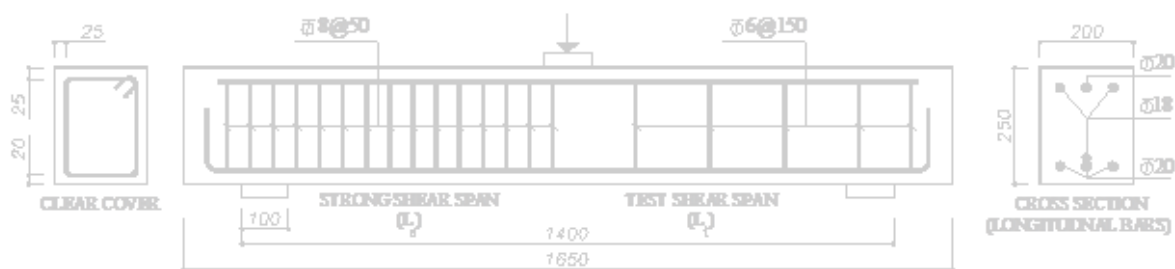


شکل 3-2: قالب های چوبی مورد استفاده در آزمایش

3-4- ساخت نمونه‌ها

3-4-1. آرماتوربندی تیرها

مطابق با طراحی انجام شده و نقشه جزییات آرماتوربندی نمونه‌ها (شکل 3-3)، میلگردهای تیرها بریده و آماده شدند و آرماتوربندی تیرها انجام شد. شکل 3-4 قفسه آرماتورها را قبل از قرار گرفتن در قالب نشان می‌دهد.



شکل 3-3: جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ها (ابعاد به میلیمتر)



شکل 3-4: آرماتور بندی تیرها

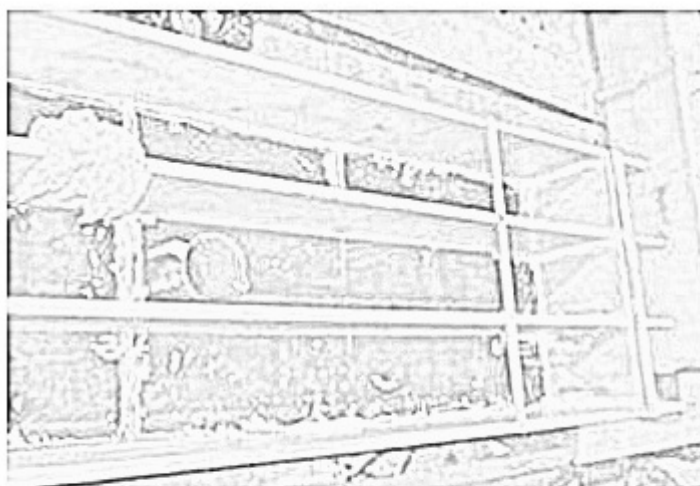
3-4-2. ساخت بتن، بتن ریزی و عمل آوری

بر اساس مقاومت طراحی بتن که 25 مگاپاسکال بوده است (مقاومت نمونه استوانه‌ای)، طرح اختلاط نهایی مطابق جدول 3-4 انتخاب شده است. با توجه به حداقل فاصله آرماتورها که حدود $3/5$ سانتیمتر می‌باشد، از سنگدانه بادامی استفاده نشده است. مصالح دانه‌ای، که البته کمی خاک داشتند، قبل از اختلاط، بوسیله فن‌های جریان باد گرم خشک شدند. سیمان مورد استفاده از نوع تیپ 1 کارخانه سیمان شاهرود انتخاب شده است. اسلامپ بتن در زمان بتن‌ریزی 8 سانتیمتر اندازه‌گیری شده است.

جدول 3-4: طرح اختلاط نهایی - واحد: کیلوگرم

آب	سیمان	نخودی	ماسه
225	380	1140	655

مصالح بتن ابتدا توزین شده و سپس در بتونیر مخلوط شدند و پس از ساخت بتن در درون قالب‌ها ریخته شدند. سپس به منظور متراکم کردن و خروج هوای بتن، به وسیله ویراتور دستی و بیره زده شدند. مراحل بتن ریزی نمونه‌ها در شکل 3-5 نشان داده شده است. به منظور تعیین مقاومت فشاری، نمونه‌های بتنی استوانه‌ای و مکعبی (از هر کدام 9 عدد) تهیه شدند. تیرها به مدت 3 روز به وسیله گونی مرطوب در شرایط دمایی کنترل شده 14 درجه سانتی‌گراد (بر مبنای قرائت‌های روزانه دماسنج آزمایشگاه)، تحت عمل آوری قرار گرفتند. از آنجا که بتن ریزی در فصل زمستان انجام شد، امکان ایجاد دمای بیشتر در آزمایشگاه محقق نشد.



۱- آماده سازی قالب‌ها شامل روشن زنی و پتونه کاری درزها



۲- قرار دادن قفسه آزمایشیها درین قالب‌ها

شکل 3-5: مراحل بتن ریزی



۶- پختن مصالح داخل میجر



۷- خورین مصالح بتن



۸- بتن ریزی داخل میجددا



۹- خشاوه کشی لسانهپ بتن تازه

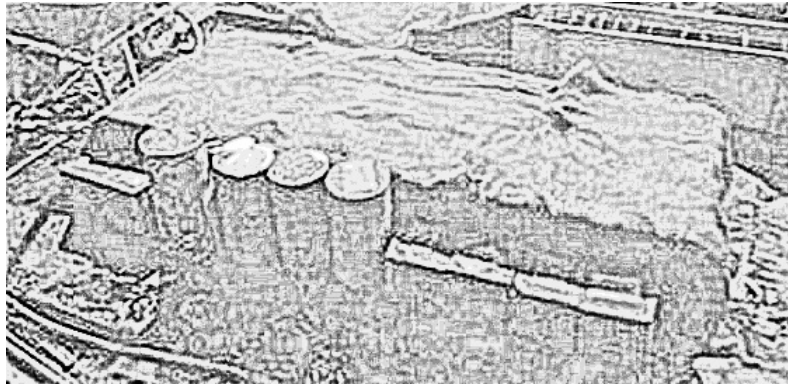


۱۰- آماده سازی تجهیزات متسی و استونهای



۱۱- سیرس بتن داخل قالبها

شکل 3-5 (ادامه): مراحل بتن ریزی



9 خاتمه بتن ریزی و تمهیدات لازم برای عمل آوری

شکل 3-5 (ادامه): مراحل بتن ریزی تیرها

3-5- تولید میله‌های MMFRP

میله‌های MMFRP دارای سه جزء اصلی می‌باشند؛ (1) صفحات الیاف کربن خشک که الیاف آن تنها در یک راستا قرار دارد (یک جهته)، (2) چسب اپوکسی با لزجت پایین و (3) میله چوبی کم مقاومت به عنوان هسته مرکزی. به منظور ساخت میله‌های MMFRP ابتدا صفحات FRP توسط چسب مخصوص اشباع شده و سپس به دور میله‌های چوبی تابیده می‌شوند (شکل 3-6).

در اولین مرحله، عرض صفحه FRP بر مبنای سطح مقطع مورد نیاز (حاصل ضرب عرض در ضخامت صفحه FRP) محاسبه می‌شود. طول صفحه FRP به میزان طول میله MMFRP انتخاب شده و در نتیجه صفحه FRP با طول و عرض مذکور مطابق شکل 3-6-1) بریده می‌شود. در مرحله بعد میله چوبی در یک طرف صفحه FRP چسبانده شده و هم‌چنین چسب دو جزئی آماده می‌شود. به منظور تسهیل در فرآیند ساخت، میله چوبی دیگری در طرف دیگر صفحه FRP چسبانده می‌شود (شکل 3-6-2)). سپس صفحه FRP به طور یکنواخت با چسب اپوکسی مطابق شکل 3-6-3) اشباع شده و به دور میله چوبی اول تابیده می‌شود (شکل 3-6-4)). پس از آن هوای محبوس بین لایه‌های FRP توسط دست مانند شکل 3-6-5) خارج می‌شود. میله ساخته شده به منظور عمل آوری و رسیدن چسب به مقاومت مناسب به مدت پنج روز در دمای اتاق (25 درجه سانتیگراد) قرار داده می‌شود. سرانجام میله چوبی دوم به کمک تیغه مخصوص از سایر قسمت‌ها جدا می‌شود. شکل 3-6-6) میله MMFRP را در حالت نهایی خود نشان می‌دهد.



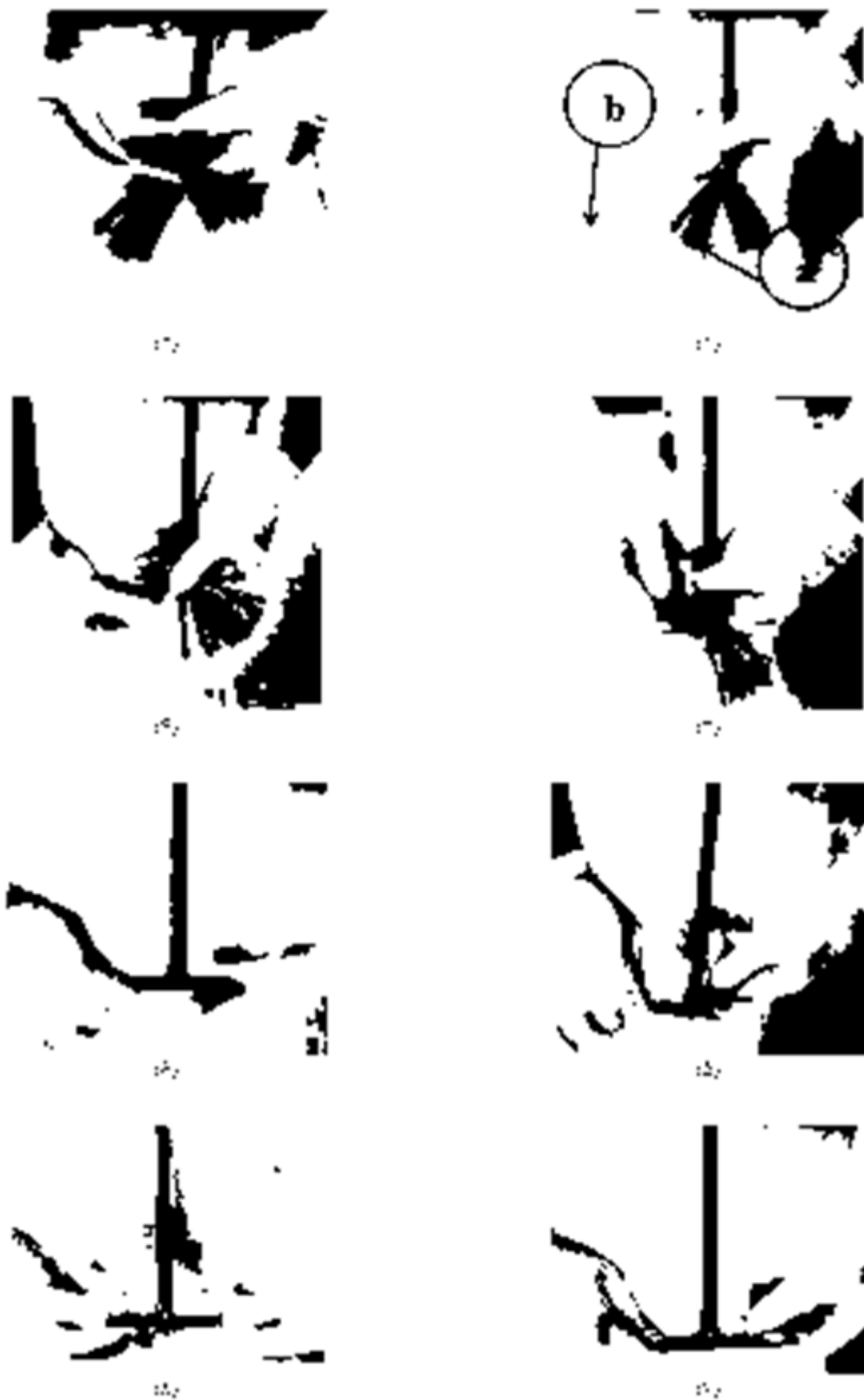
شکل 3-6: فرآیند ساخت میله‌های MMFRP

یکی از مهم‌ترین مزیت‌های این میله‌ها داشتن نسبت محیط به مساحت FRP بالا در مقایسه با میله‌های متعارف FRP است. همچنین شکل دایره‌ای آن نه تنها از لحاظ ساخت سهولت بیشتری را فراهم می‌کند بلکه مطابق با یافته‌های Rizzo and DeLorenzis (2009a) برای کاربرد مقاوم‌سازی برشی مناسب‌تر از نوارهای FRP می‌باشد.

3-6- تولید و ساخت مهار انتهایی جدید

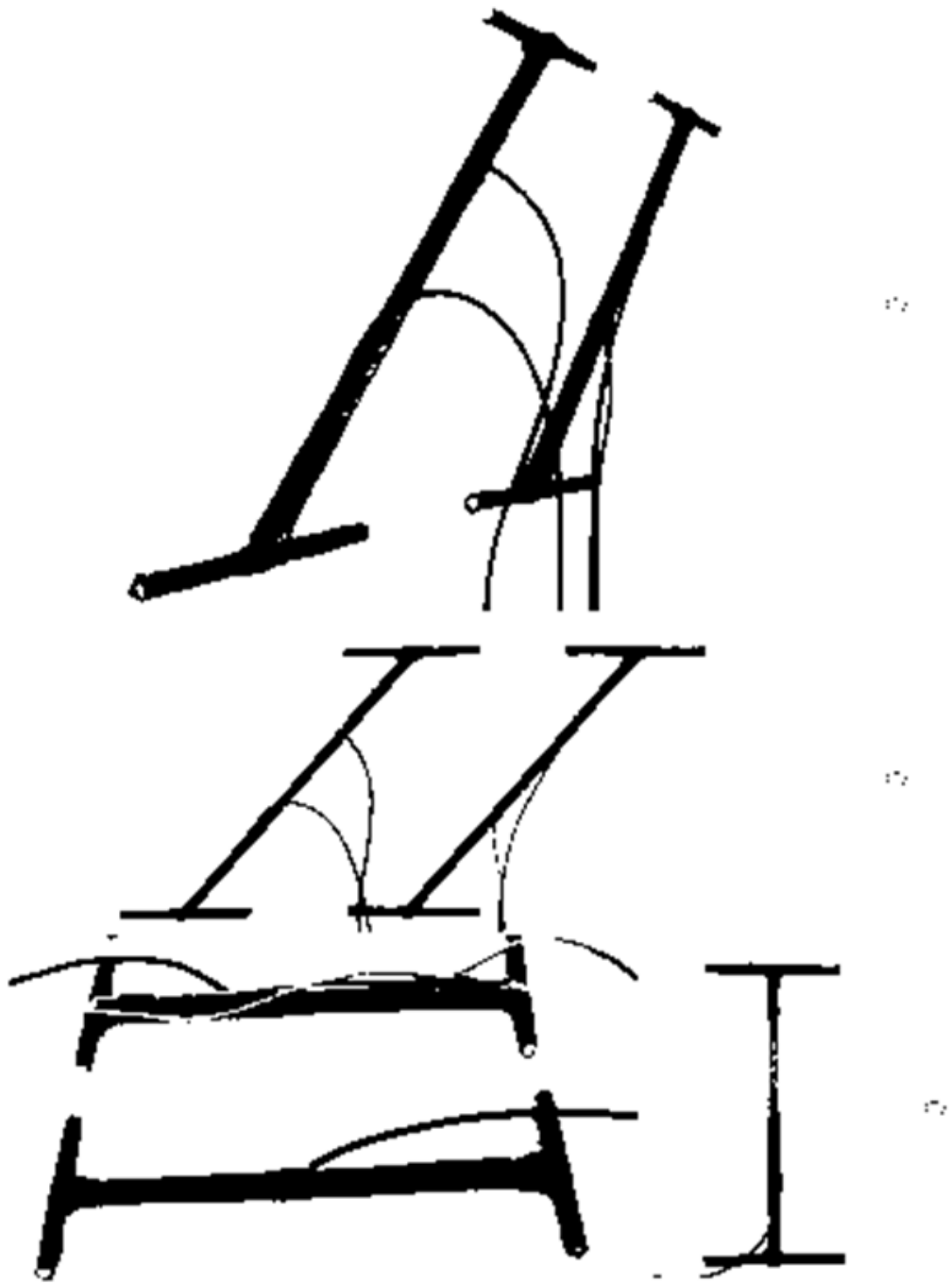
در مقاوم سازی برشی به روش NSM در حالتی که فاصله بین میله‌ها (یانوارهای) FRP زیاد است، گسیختگی معمولاً از نوع جداشدگی مستقل میله‌های FRP است (Dias and Barros 2010). به منظور ایجاد تأخیر و تا حدی جلوگیری از وقوع این گسیختگی، مهار انتهایی جدیدی برای میله‌های MMFRP در این تحقیق پیشنهاد شده است. به منظور ساخت این مهارها، در اولین گام میله‌های MMFRP با الیاف خشک اضافی در دو انتها ساخته می‌شود (شکل 3-7-1). سپس الیاف خشک با چسب (از نوع لزجت پایین) اشباع شده و به ترتیبی که در شکل 3-7-2) الی شکل 3-7-8) آمده است به دور میله چوبی دیگری تابیده می‌شوند. میله چوبی که برای ساخت مهار انتهایی به کار می‌رود به گونه‌ای قرار می‌گیرد تا موازی با محور طولی تیر باشد (شکل 3-8).

یکی از بارزترین ویژگی‌های مهار انتهایی پیشنهادی آن است که برای نصب آن تنها دسترسی به جوانب تیر کفایت می‌کند. همچنین مهارهای انتهایی پیشنهادی باعث به تاخیر انداختن پدیده جداشدگی میله‌های MMFRP از تیر خواهد شد و در آزمایش‌های این تحقیق، این مهم بررسی شده است.



شکل

7-3: روند ساخت مهارهای انتهایی (a: الیاف خشک در انتهای میله MMFRP، b: میله چوبی)، (1): میله‌های MMFRP با الیاف خشک اضافی، (2) الی (8): تابیدن الیاف اشباع شده به دور میله چوبی



شکل 3-8: میله MMFRP ساخته شده به همراه مهارهای انتهایی. (1) و (2): میله‌های مهاردار 45 درجه، (3): میله‌های مهاردار قائم.

3-7-7- آزمایش‌های کششی روی میله‌های MMFRP

مشخصات مکانیکی میله‌های MMFRP با انجام آزمایش کشش مستقیم بر روی سه نمونه که مطابق دستورالعمل ارائه شده توسط (Sharbatdar (2003) (بر مبنای روش (Canadian Standard (2002) ساخته شده بودند، به دست آمده‌اند. یک مورد از نمونه‌های ساخته شده برای انجام آزمایش کشش در شکل 3-9 نشان داده شده است. مدول الاستیسیته میله‌های MMFRP به دست آمده از انجام آزمایش کشش به ترتیب 215، 230 و 230 گیگاپاسکال به دست آمد. قطر نهایی میله‌های MMFRP حدود 10 میلیمتر (با وجود 1 میلیمتر خطا) اندازه‌گیری شد.

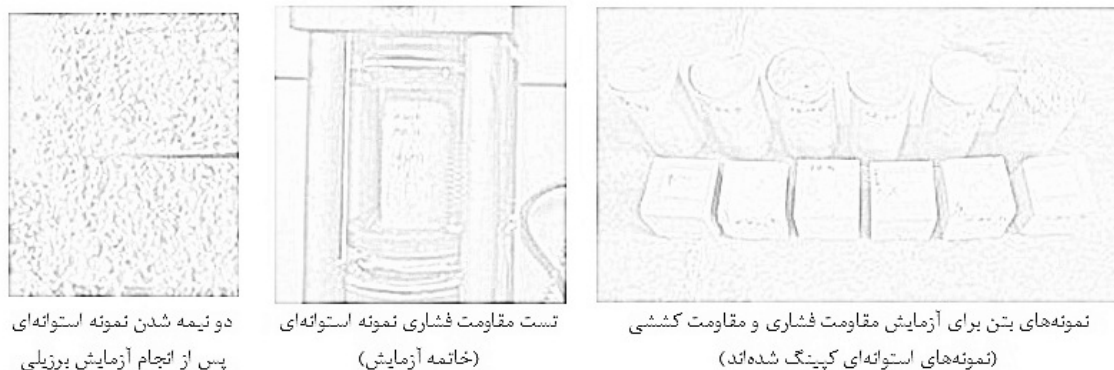


شکل 3-9: نمونه میله MMFRP برای انجام آزمایش کشش مستقیم

3-8- مشخصات مکانیکی مصالح

از آنجا که بنا نبود مقاومت یا مشخصات بتن به عنوان متغیر لحاظ شود، از یک طرح اختلاط مشترک برای کلیه نمونه‌ها استفاده شد. مقاومت فشاری بتن در 28 روز و همچنین در زمان انجام آزمایش‌ها (75 روز) توسط نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد به قطر 150 و ارتفاع 300 میلیمتر و همچنین نمونه‌های مکعبی به ابعاد 150 میلیمتر اندازه‌گیری شد (شکل 3-10 و جدول 3-5). در سن 75 روز، 6 نمونه استوانه‌ای و 6

نمونه مکعبی آزمایش شدند. مقاومت کششی نیز به روش برزیلی با استفاده از دو نمونه استوانه‌ای اندازه‌گیری شد (جدول 3-5). مشخصات مکانیکی آرماتورها نیز با استفاده از آزمایش کشش مستقیم بر روی نمونه‌هایی به طول 350 میلیمتر (سه آزمایش برای هر آرماتور) مطابق جدول 3-6 به دست آمد. نمونه منحنی‌های تنش-کرنش و نیرو و تغییر مکان آرماتورها در شکل 3-11 ارائه شده است.



شکل 3-10: آزمایش‌های انجام شده بر روی بتن

جدول 3-5: مشخصات مقاومتی بتن مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها

مقاومت فشاری (مگاپاسکال)		مقاومت کششی-آزمایش برزیلی (مگاپاسکال)	
36/4 (در زمان آزمایش-75 روز)	25/1 (28 روزه)	3/45 (در زمان آزمایش-75 روز)	

جدول 3-6: مشخصات مقاومتی آرماتورهای استفاده شده در نمونه‌ها

قطر آرماتور	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 18$	$\phi 20$
تنش تسلیم (مگاپاسکال)	203	540	486	440
تنش حداکثر (مگاپاسکال)	248	598	572	677

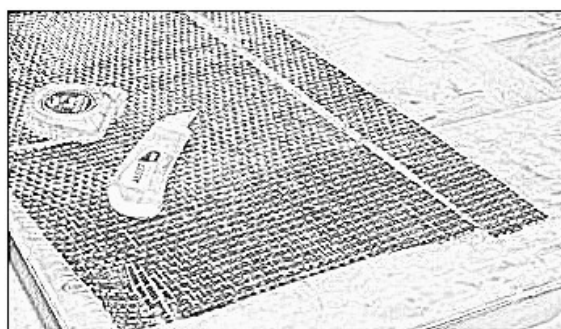
به منظور چسباندن میله‌های MMFRP به بتن از چسب دوجزئی با لزجت بالا، به جهت جلوگیری از روان شدن چسب در حین کارکردن، استفاده شد. مطابق با کاتالوگ شرکت سازنده چسب (پایا ساز آژند 1389)، مقاومت چسبندگی، فشاری و خمشی متوسط چسب (لزجت بالا) به ترتیب 1/5، 80 و 30 مگاپاسکال می‌باشد. نام تجاری این چسب FRPaste-P100 است. در فرآیند ساخت میله‌های MMFRP از چسب دو جزئی با لزجت پایین، به جهت ایجاد سهولت در هنگام ساخت میله‌ها، استفاده شد. مطابق با کاتالوگ

شرکت سازنده چسب (پایا ساز آژند 1389)، مقاومت چسبندگی و کششی متوسط چسب (لزجت پایین) به ترتیب 1/5 و 50 مگاپاسکال می باشد. نام تجاری این چسب FRPaste-S300 می باشد.



شکل 3-11: نمونه منحنی بار - تغییر مکان و تنش - کرنش (میلگرد شماره 20)

بر مبنای دستورالعمل شرکت سازنده چسب، از نسبت اختلاط 3 (رزین) به 1 (سخت کننده) برای تهیه هر دو نوع چسب استفاده شد. صفحات FRP استفاده شده در شکل 3-12 و مشخصات مکانیکی آنها (مطابق اعلام سازنده) در جدول 3-7 ارائه شده است.



شکل 3-12: صفحات FRP به کار رفته در ساخت میله های MMFRP

جدول 3-7: مشخصات مصالح FRP استفاده شده در مقاوم سازی نمونه‌ها

مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	کرنش گسیختگی (%)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	ضخامت (میلیمتر)	نوع FRP
235	1/5	3550	0/11	کربن مقاومت بالا

3-9- انتخاب و بررسی تجهیزات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها

در کارهای آزمایشگاهی، برای اندازه‌گیری متغیرهای مورد نظر، از ابزارها و تجهیزات خاصی استفاده می‌شود. تجهیزات استفاده شده در تحقیق حاضر شامل کرنش‌سنج¹ برای اندازه‌گیری کرنش‌ها، تغییر مکان‌سنج² برای اندازه‌گیری تغییر مکان‌ها، بار سنج³ برای اندازه‌گیری میزان بار و جک⁴ و پمپ⁵ برای اعمال بار می‌باشند. کرنش‌سنج‌های مورد استفاده از نوع PFL 30-11 به طول 3 سانتیمتر، PFL 10-11 به طول 1 سانتیمتر و FLA 05-11 به طول 0/5 سانتیمتر می‌باشند (محصولات شرکت TML ژاپن). به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان وسط دهانه از دو تغییر مکان‌سنج با دامنه 5 سانتیمتر (CDP-50) در زیر تیر استفاده شده است. هم‌چنین بارسنج مورد استفاده از نوع 500 کیلو نیوتنی انتخاب شده است. به منظور محافظت کرنش‌سنج‌ها، از پوشش محافظ از نوع K-1 از تولیدات شرکت TML استفاده شده است. کرنش‌سنج‌ها با چسب مخصوص CN (محصول شرکت TML) به آرماتورها، میله‌های MMFRP و بتن متصل شده‌اند. روند اندازه‌گیری به این صورت است که ابزار اندازه‌گیری با استفاده از کابل‌های مخصوص به دستگاه ثبت اطلاعات⁶ متصل شده و متناسب با نوع ابزار اندازه‌گیری، ضرایب تبدیلی لازم در کانال مربوط اعمال می‌شود. در هنگام انجام آزمایش، اطلاعات خروجی در دستگاه ثبت اطلاعات مستقیماً ثبت شده و مورد استفاده قرار می‌گیرد. در تجهیزات به کار رفته در آزمایش نشان داده شده است. دستگاه ثبت اطلاعات از نوع استاتیکی با توانایی ثبت یک داده در ثانیه می‌باشد.

¹ Strain Gauge

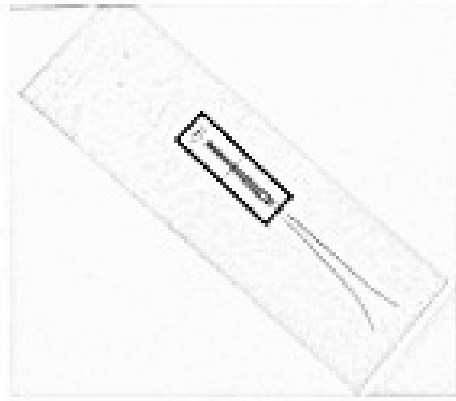
² LVDT

³ Load Cell

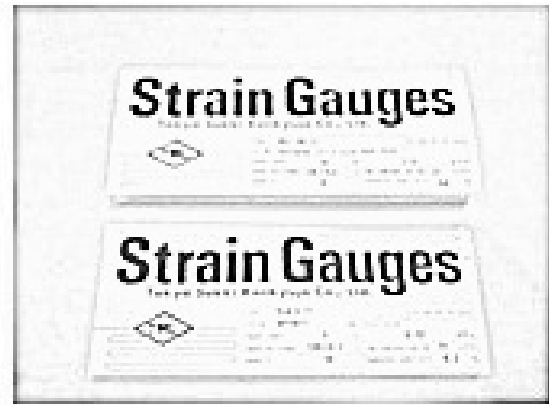
⁴ Jack

⁵ Pump

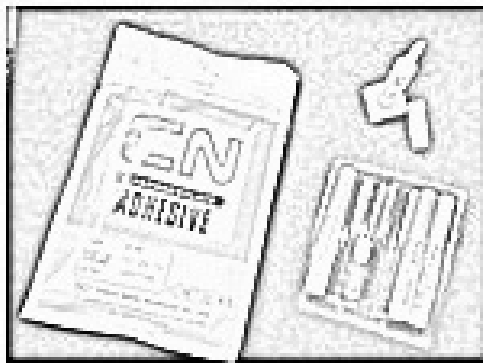
⁶ Data Logger TDS-602



(ب)



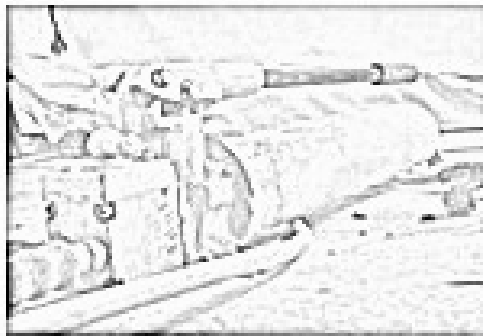
(د)



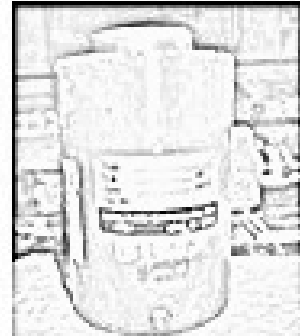
(ج)



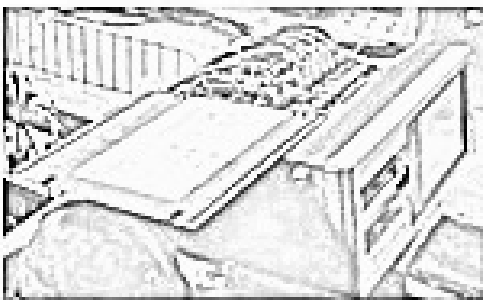
(ه)



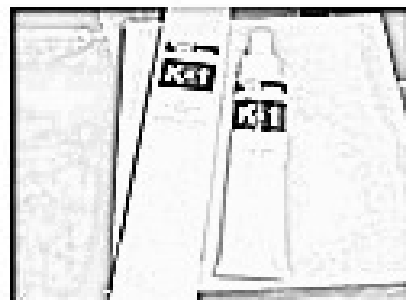
(و)



(ز)



(ح)



(ط)

شکل 3-13: تجهیزات و ادوات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها



(۹)

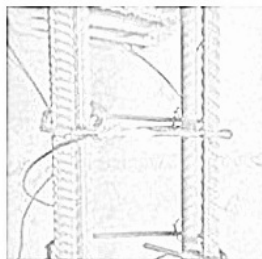


شکل 3-13 (ادامه): تجهیزات و ادوات مورد نیاز برای انجام آزمایش‌ها: (1) و (2) کرنش‌سنج‌های استفاده شده - (3) تغییر مکان سنج در زیر تیر به منظور اندازه‌گیری خیز تیر - (4) چسب مخصوص CN برای چسباندن کرنش‌سنج‌ها - (5) بار سنج 500 کیلو نیوتنی - (6) پمپ بارگذاری - (7) پوشش محافظ کرنش‌سنج‌ها - (8) دستگاه ثبت اطلاعات - (9) تکیه‌گاه‌های فولادی

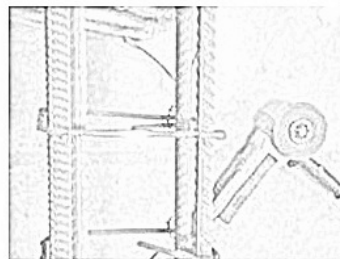
برای انجام آزمایش، با توجه به اینکه نمونه‌ها به صورت تیر دو سر ساده هستند از تکیه‌گاه مفصلی و غلطکی مطابق استفاده شده است.

3-10 - نصب تجهیزات اندازه‌گیری روی اجزای مختلف

به منظور نصب کرنش‌سنج‌ها، مطابق شکل 3-14، ابتدا سطوح آرماتور با سنگ فرز ساب زده می‌شود سپس با مته سمباده صیقلی می‌شود. در نهایت کرنش‌سنج‌ها با چسب CN روی آرماتورها نصب شده و روی آن‌ها با استفاده از پوشش محافظ اندود می‌شود. در مرحله آخر سیم مخصوص به کرنش‌سنج لحیم شده و توسط اهم‌متر، ولتاژ دوسر آن‌ها کنترل می‌شود. روی میله‌های MMFRP نیز کرنش‌سنج نصب شد اما در آنجا از سنگ فرز استفاده نمی‌شود چرا که باعث ایجاد خسارت در میله MMFRP خواهد شد. در قسمت بتن فشاری نیز از کرنش‌سنج‌های سه سانتیمتری در وسط دهانه تیرها در ناحیه بتن فشاری استفاده شده است.



(۱)

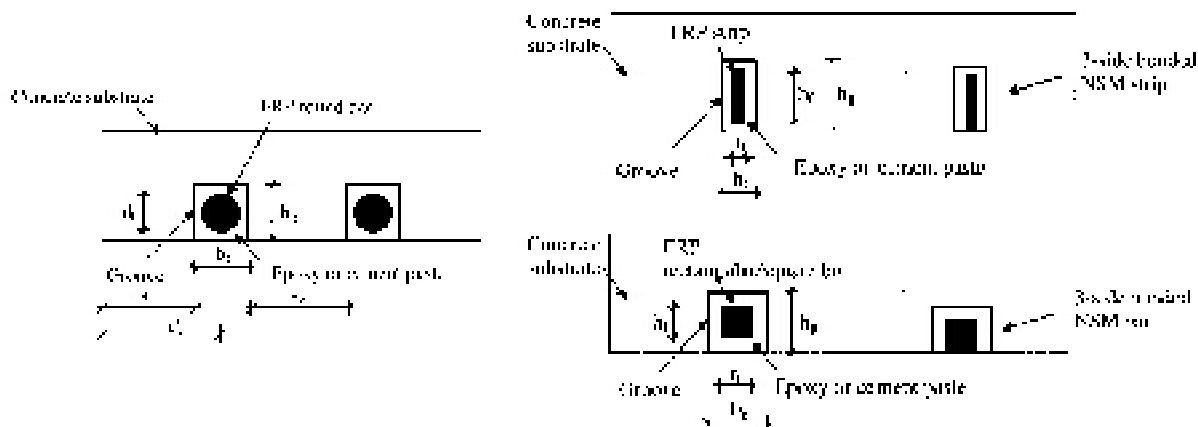


(۲)

شکل 3-14: (1): ساب زدن آرماتورها با سنگ فرز - (2): کرنش‌سنج‌های نصب شده روی آرماتورها

11-3- آماده سازی تیرها و اجرای طرح مقاوم سازی

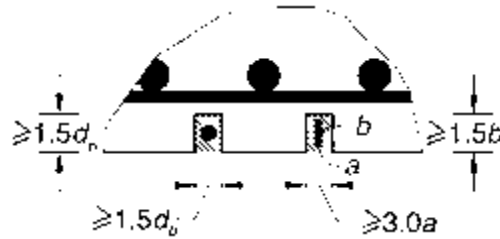
در ابتدا ابعاد شیارها تعیین می‌شود. مشخصات شیار در بر گیرنده پارامترهای موثر بر رفتار چسبندگی مصالح در شیار می باشد. در شکل 3-15 انواع مختلف آرایش شیار و پارامترهای مربوط به آن نشان داده شده است.



شکل 3-15: شکل‌های مختلف شیارها در روش NSM (DeLorenzis and Teng 2007)

به طور کلی ابعاد شیار تابعی از ابعاد میله یا نوار FRP می‌باشد. بر اساس تحقیقات انجام شده توسط Parretti and Nanni (2004) و DeLorenzis and Nanni (2002) توصیه‌های زیر در انتخاب ابعاد شیار مطرح می‌باشد:

- ابعاد شیار برای میله‌های گرد با سطح صاف یا ماسه پاشی شده: حداقل $1/5$ برابر قطر میله
- ابعاد شیار برای میله‌های گرد با سطح آج‌دار: حداقل 2 برابر قطر میله
- ابعاد شیار برای نوارهای مستطیلی: حداقل 3 میلی متر بزرگتر از ابعاد نوار
- همچنین، حداقل عرض شیار باید 3 برابر بزرگتر از ضخامت نوار و حداقل عمق شیار باید $1/5$ برابر بزرگتر از ارتفاع نوار باشد (شکل 3-16)



شکل 3-16: حداقل ابعاد شیار پیشنهاد شده در روش NSM، Parretti and Nanni (2004)

قطر میله‌های MMFRP حدود 10 میلی‌متر می‌باشد. در نتیجه ابعاد شیار 15 میلی‌متر انتخاب شده است. لازم به ذکر است که پیشنهادات ارائه شده توسط Parretti and Nanni (2004) توسط ACI-440-2R (2008) نیز تأیید و پیشنهاد شده است.

مقاوم سازی نمونه‌ها مطابق با مراحل زیر انجام شده است:

- شیارزنی بر روی سطوح جانبی تیر در دهانه ضعیف با استفاده از دستگاه شیارزن مجهز به تیغه الماسه مطابق شکل 3-17-1 انجام شد. کلیه شیارها با مقطع مربعی به ابعاد 15×15 میلیمتر ایجاد شدند. برای میله‌های MMFRP به همراه مهار انتهایی (در تیرهای VRA و IRA) شیارهای افقی به منظور قرارگیری مهارهای انتهایی مطابق شکل 3-17-2 و 3 ایجاد شدند.
- وجود گرد و غبار ناشی از ایجاد شیارها مانع ایجاد چسبندگی مناسب بین چسب و بتن می‌شوند. در نتیجه گرد و غبار موجود توسط هوای فشرده (با استفاده از پمپ باد آزمایشگاه) از داخل شیارها زدوده شد.
- حدود دو سوم از فضای داخلی هر شیار توسط چسب مخصوص (با لزجت بالا) به کمک کاردک پر شد (شکل 3-17-4).
- میله MMFRP در داخل شیار قرار داده شده و با فشار دست کمی به داخل چسب رانده شد. این کار باعث می‌شود فضای حد فاصل میله MMFRP و بتن به طور کامل با چسب و بدون حفره خالی پر شود.



شکل ۱



شکل ۲



شکل ۳



شکل ۴



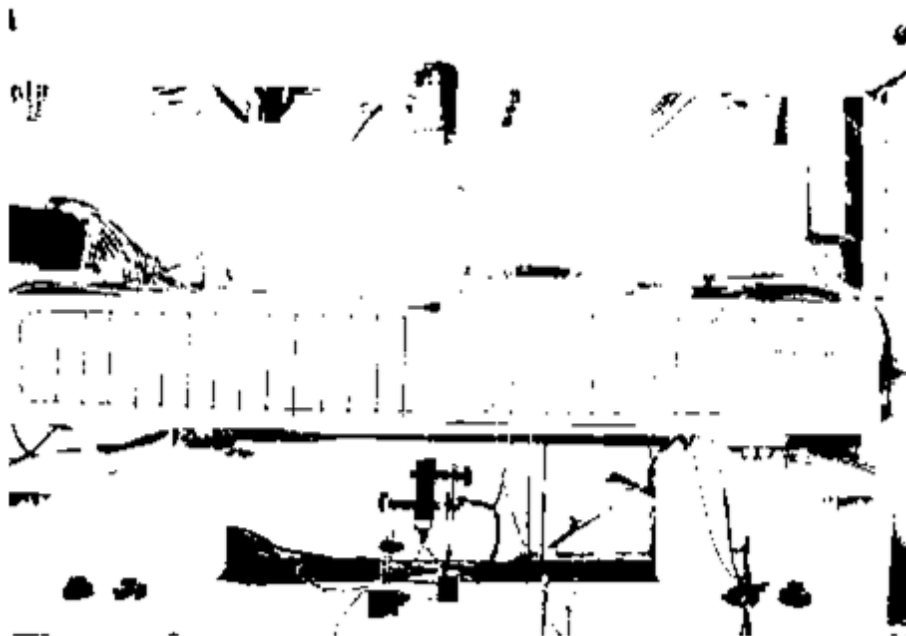
شکل ۵

سحل ۱۱-۳. روس مقاومت سازی: (۱) سیارزنی، (۲) سیارهای لازم برای نصب میله های مهاردار مایل، (۳) نمای سماپیک میله های MMFRP مهاردار قائم داخل شیارها (۴) قرار دادن میله MMFRP داخل شیار که دو سوم آن آغشته به چسب است، (۵) پر کردن شیار با چسب

- شیار به طور کامل با چسب پر شده و سطح آن با سطح بتن اطراف هم‌تراز شد (شکل 3-17-5)).
- نمونه‌ها حداقل به مدت پنج روز در دمای اتاق قرار داده شد تا چسب‌ها به مقاومت نهایی خود برسند.

3-12- آماده سازی نهایی نمونه‌ها برای انجام آزمایش

پس از ساخت نمونه‌ها و مقاوم‌سازی آن‌ها، به منظور مشاهده واضح‌تر الگوی ترک، تیرها رنگ آمیزی شد و سپس محل آرماتورها با قلم مشکی و MMFRP ها با قلم سبز خط کشی شدند. سپس در هر آزمایش نمونه مورد نظر بر روی تکیه‌گاه‌ها قرار داده شد. سیم‌های ادوات اندازه‌گیری کرنش به دستگاه ثبت اطلاعات متصل شده و ضرایب تبدیلی لازم در کانال مربوط اعمال شدند. نهایتاً تغییر مکان سنج‌ها، بار سنج و پمپ و جک نیز در جای خود قرار گرفتند. شکل 3-18 نمونه تیر مقاوم شده را در هنگام آزمایش به همراه SET-UP آزمایش نشان می‌دهد.



شکل 3-18: نمونه تیر مقاوم شده در هنگام آزمایش

هر آزمایش با کالیبراسیون دستگاه ثبت اطلاعات آغاز شده و با اعمال بار توسط جک ادامه پیدا کرد. در هر مرحله از بارگذاری ترک‌ها بوسیله ماژیک علامت‌گذاری شده و عکس برداری شدند. آزمایش تا زمانی ادامه پیدا کرده است که نمونه دیگر قابلیت باربری بیشتر را نداشته و گسیختگی در آن کاملاً مشهود باشد.

3-13- انجام آزمایش‌ها

یک تیر به صورت تقویت نشده به عنوان نمونه مرجع انتخاب شده است. پنج نمونه دیگر به عنوان نمونه‌های تقویت شده که همگی دارای طرح مقاوم‌سازی در دهانه ضعیف خود هستند، لحاظ شده‌اند. در ادامه مشخصات نمونه‌های تقویت شده تشریح می‌شود.

در نمونه VR، مقاوم‌سازی با استفاده از میله‌های قائم MMFRP انجام شده است و در نمونه IR، میله‌های مایل MMFRP با زاویه 45 درجه نسبت به محور طولی تیر به منظور مقاوم‌سازی برشی تیر به کار رفته است. میزان درصد تسلیح به میله‌های MMFRP در دو نمونه VR و IR یکسان در نظر گرفته شده است. میزان درصد تسلیح به مصالح FRP از رابطه زیر محاسبه شده است؛

$$\rho_f = \frac{2A_f}{b_w s_f \sin \alpha} \quad (1-3)$$

که در این رابطه A_f سطح مقطع الیاف برای هر میله MMFRP، b_w ، s_f و α به ترتیب عرض تیر، فاصله میله‌های MMFRP در راستای محور طولی تیر و زاویه تمایل میله‌های MMFRP نسبت به محور طولی تیر هستند.

دو نمونه تقویت شده دیگر نمونه‌های VRA و IRA هستند که به ترتیب مشابه با نمونه‌های VR و IR، در نظر گرفته شده‌اند با این تفاوت که در طرح مقاوم‌سازی آن‌ها از میله‌های MMFRP با مهارهای انتهایی،

که در ادامه معرفی می‌شوند، استفاده شده است. جدول 3-8 خلاصه جزئیات مقاوم‌سازی نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

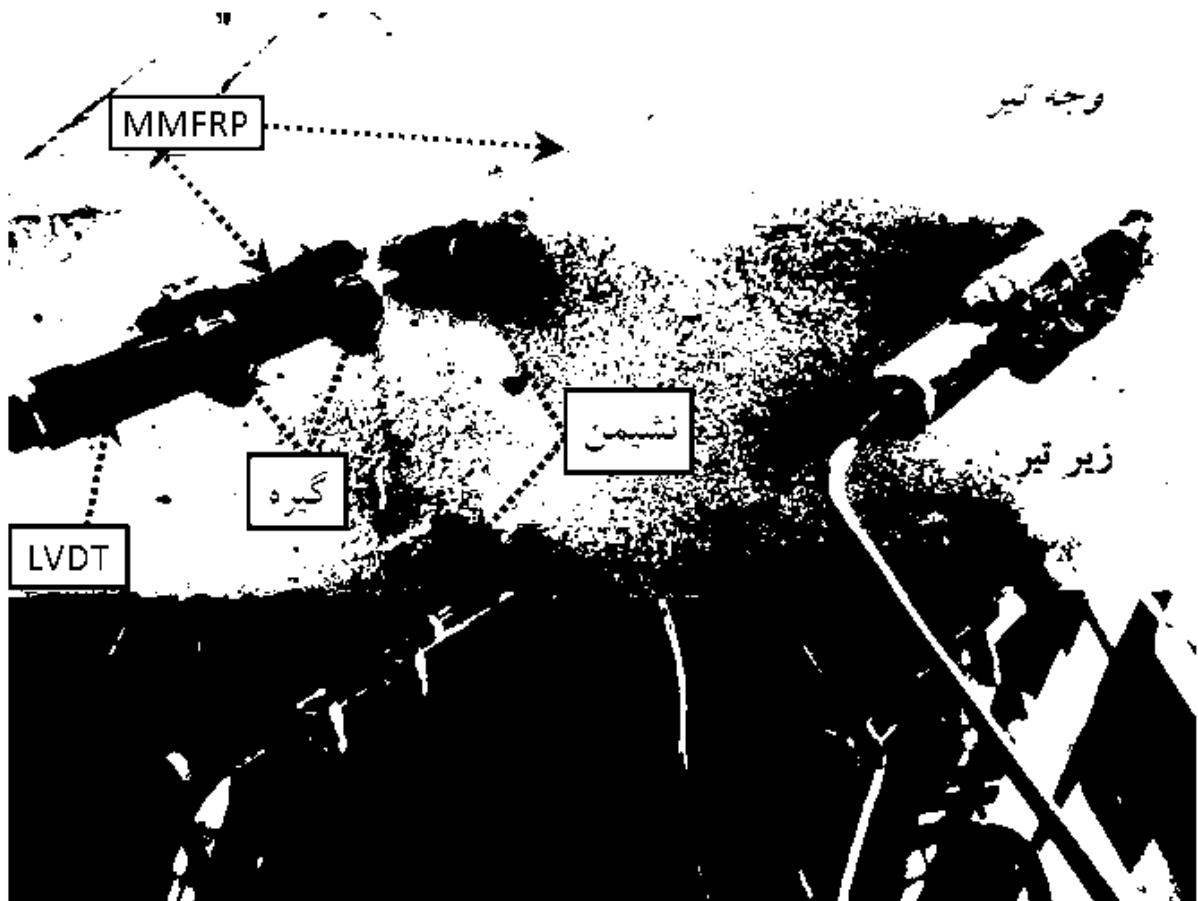
نمونه VRA-W نمونه‌ای است که مهار انتهایی میله‌های MMFRP که برای مقاوم‌سازی آن استفاده شده‌اند، تنها با 70 درصد الیاف بکاررفته در ساخت میله MMFRP ساخته شده‌اند. به عبارت دیگر در ساخت مهار انتهایی برای میله‌های MMFRP در تیر VRA-W، به منظور تسهیل در فرآیند ساخت مهار انتهایی، 30 درصد از الیاف بکاررفته در ساخت میله، در قسمت مهار انتهایی آن حذف شده است.

جدول 3-8: مشخصات کلی نمونه‌های آزمایشگاهی

مقاوم سازی در دهانه ضعیف					نمونه
سطح مقطع الیاف در هر میله MMFRP (میلیمترمربع)	فاصله (میلیمتر)	زاویه نسبت به محور تیر (درجه)	مهار انتهایی	نوع مقاوم سازی	
-	-	-	-	-	مرجع
بین 11/7 تا 12/3 (بامیانگین 12)	160	90	خیر	قائم NSM-MMFRP	VR
	240	45	خیر	مایل NSM-MMFRP	IR
	160	90	بلی	قائم NSM-MMFRP	VRA
	240	45	بلی	مایل NSM-MMFRP	IRA
	160	90	بلی	قائم NSM-MMFRP	VRA-W

تیرها به صورت دوسر ساده و تحت اثر بارگذاری متمرکز تک نقطه‌ای در وسط دهانه قرار گرفتند. بارگذاری به صورت یک طرفه و به طور استاتیکی انجام شده است.

در نمونه IR میله‌های MMFRP بلندتر از اندازه مورد نیاز ساخته شد و در دو انتهای هر میله MMFRP تغییر مکان سنج‌هایی مطابق شکل 3-19 نصب شد. این تغییر مکان سنج‌ها از یک طرف توسط بست‌های مخصوص به میله MMFRP متصل شده و از طرف دیگر بر روی نشیمن مخصوص بر روی سطح بتنی مجاور قرار گرفتند.



(1)



(2)

شکل 3-19: تغییر مکان سنج‌های (LVDT) نصب شده در انتهای میله‌های MMFRP برای اندازه‌گیری لغزش انتهایی میله‌های MMFRP در نمونه IR. (1): نما از پایین، (2): نما از روبرو

به این ترتیب امکان اندازه‌گیری لغزش میله MMFRP نسبت به سطح بتنی مجاور فراهم شده است. این روش ابداعی برای اولین بار در تحقیق حاضر پیشنهاد شده است.

3-14- نتایج آزمایش‌ها و تجزیه و تحلیل آن‌ها

3-14-1. رفتار کلی و مدهای گسیختگی

3-14-1-1 نمونه مرجع

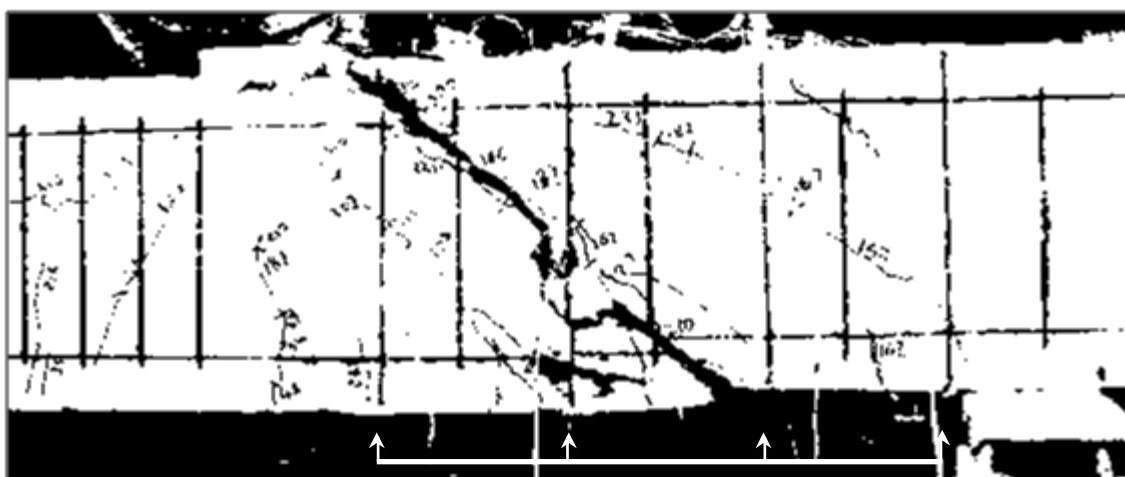
در بار 50 کیلونیوتن ترک‌های خمشی در وسط دهانه تیر مرجع مشاهده شدند. اولین ترک برشی مایل در وسط دهانه ضعیف در بار 103 کیلونیوتن مشاهده شده است و پس از آن ترک‌های برشی خمشی در طرف ضعیف توسعه یافته‌اند. تا بار 211 کیلونیوتن این ترک‌ها گسترش یافته و عریض‌تر شدند تا یک ترک برشی مشخص در طرف ضعیف به تدریج مشاهده شود.

سرانجام در بار 263/94 کیلونیوتن با شکل‌گیری کامل ترک برشی مطابق شکل 3-20 تیر دچار گسیختگی برشی شد.

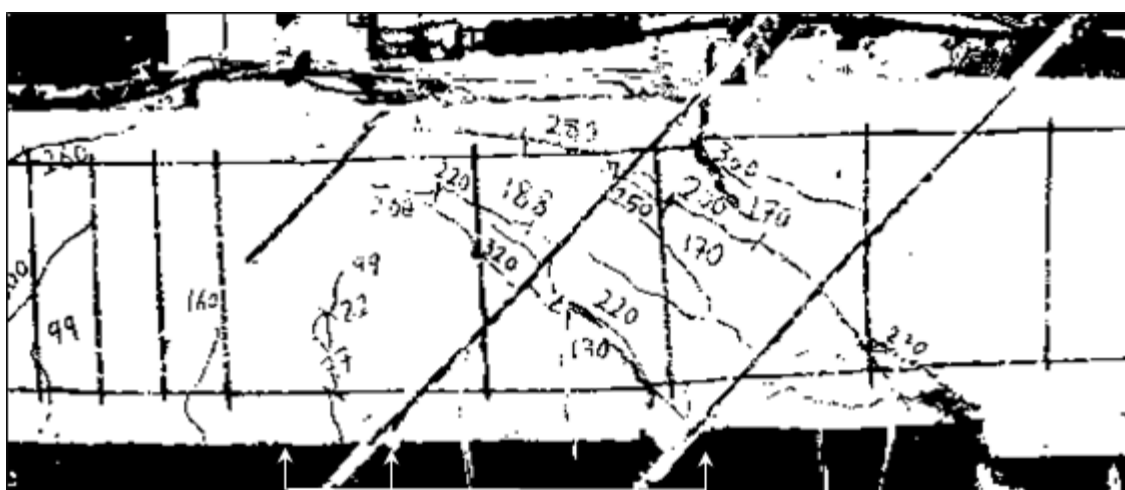


شکل 3-20: نمونه مرجع پس از گسیختگی برشی

در این تیرها که با میله‌های MMFRP بدون مهار انتهایی مقاوم سازی شده‌اند، شکل اولیه ترک خوردگی تقریباً مشابه با نمونه مرجع می‌باشد. اولین ترک‌های برشی در دهانه ضعیف و در بارهای 129 و 130 کیلونیوتن به ترتیب در نمونه‌های VR و IR پدیدار شده‌اند. پس از آن ترک‌های برشی به تدریج در دهانه ضعیف در محدوده وسط ارتفاع تیر ظاهر شده‌اند. هر دو نمونه در بارهای 330/76 و 343/71 کیلونیوتن به ترتیب در نمونه‌های VR و IR، دچار گسیختگی برشی شده‌اند (شکل 21-3).



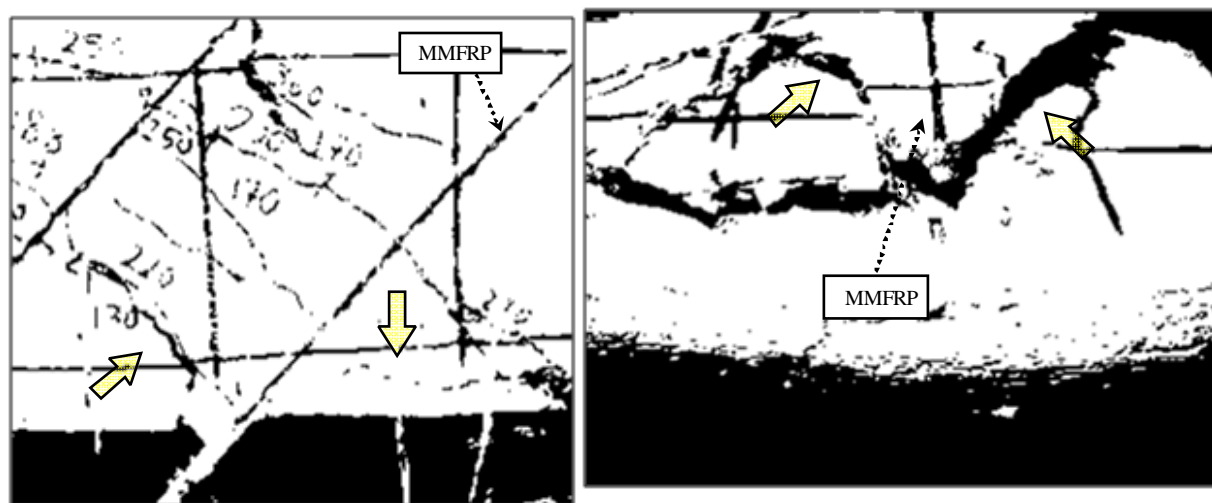
(1): نمونه VR



(2): نمونه IR

شکل 21-3: نمونه‌های VR و IR پس از گسیختگی

عامل اصلی گسیختگی این دو نمونه، جدایشگی میله‌های MMFRP بود که البته مشابه جدایشگی کامل و مشخصی که در مقاوم‌سازی برشی به روش EB اتفاق می‌افتد (Teng et al. 2002) نبوده است. بر مبنای مشاهدات و بررسی‌هایی که پس از خاتمه آزمایش صورت گرفت، مشخص شد برخی از میله‌های MMFRP به همراه بتن اطراف آن‌ها از تیر جدا شده‌اند (شکل 3-22). و به این ترتیب عملکرد یکپارچه میله‌های MMFRP و تیر از دست رفته است. همان‌طور که در شکل 3-21 دیده می‌شود، ترک‌های برشی که در طرف ضعیف در تیر IR رخ داده است تا حدی بیشتر از ترک‌های برشی واقع در نمونه VR بوده و بازشدگی ترک‌ها در نمونه IR نیز کمتر بوده است که مبین عملکرد بهتر میله‌های MMFRP مورب (با زاویه 45 درجه) نسبت به میله‌های قائم در مهار و کنترل ترک‌های برشی می‌باشد. نتایج آزمایش‌ها در جدول 3-9 آمده است.



VR نمونه (2)

IR نمونه (1)

شکل 3-22: جزئیات گسیختگی در نمونه‌های VR و IR

جدول 3-9: نتایج آزمایش‌ها

تأثیر مهار انتهایی* (%)		افزایش نسبت به نمونه مرجع (%)		α	V_f	Δ_u	P_U	Δ_{cr}	P_{cr}	نمونه
افزایش در V_f	افزایش در تغییر مکان (متناظر با بار حداکثر)	افزایش در بار حداکثر	تغییر مکان (در بار حداکثر)	°	kN	mm	kN	mm	kN	
-	-	-	-	22	-	5/98	263/94	0/73	50	مرجع
-	-	-	13/7	40	33/41	6/80	330/76	0/70	48	VR
61/40	75/0	12/41	98/9	57	53/94	11/90	371/82	0/79	40	VRA
-	-	-	16/3	28	39/88	6/96	343/71	1/01	77	IR
60/02	39/4	13/93	62/2	25	63/82	9/70	391/59	0/78	50	IRA
افزایشی نسبت به نمونه VR مشاهده نشده است		22/3	32	29/40	5/96	322/74	0/81	48	48	VRA-W

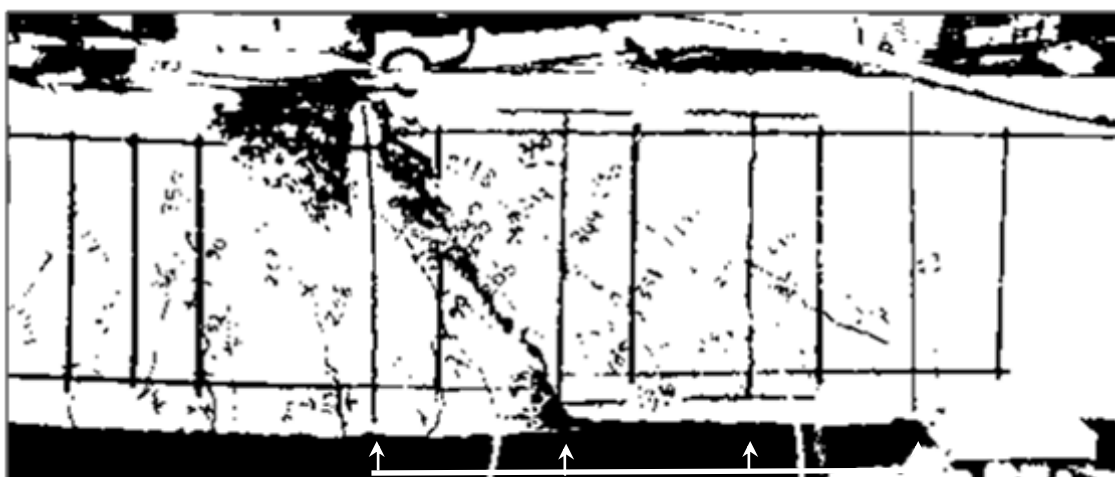
P_{cr} : بار ترک خوردگی؛ Δ_{cr} : تغییر مکان متناظر با P_{cr} ؛ P_U : مقاومت نهایی؛ Δ_u : تغییر مکان متناظر با P_U ؛ V_f : سهم میله‌های MMFRP از برش؛ α : زاویه ترک بحرانی، * تأثیر مهار انتهایی به معنی افزایش پارامترهای مربوطه در نمونه‌های VRA، IRA و VRA-W نسبت به نمونه‌های VR، IR و VR. به طور مثال افزایش V_f در نمونه VRA نسبت به نمونه VR به این صورت محاسبه می‌شود:

$$100 \times (53/94 - 33/41) / (33/41) = 61/4$$

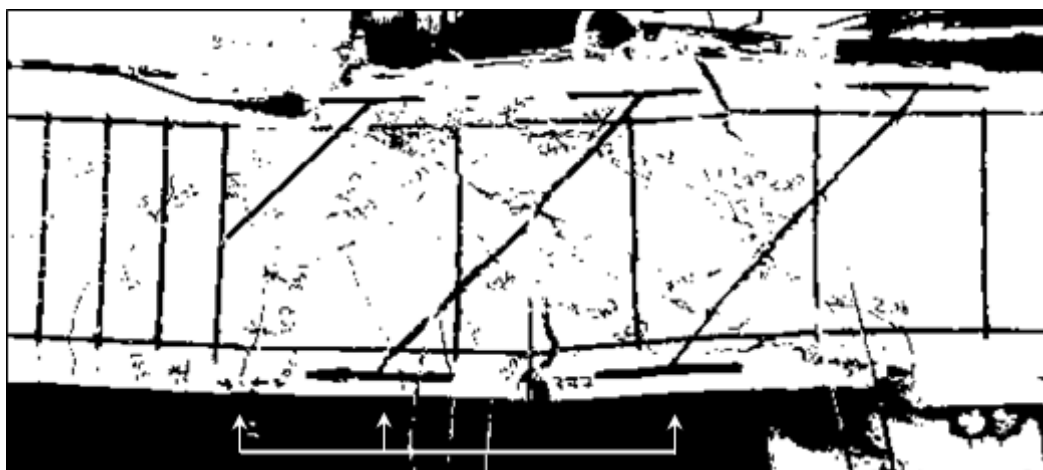
3-1-14-3 نمونه‌های VRA و IRA

الگوی ترک خوردگی ابتدایی این تیرها، که توسط میله‌های MMFRP با مهار انتهایی مقاوم سازی شده‌اند، بسیار مشابه با تیرهای VR و IR می‌باشد. اولین ترک‌های برشی در دهانه ضعیف و به ترتیب در بارهای 120 و 138 کیلونیوتن در نمونه‌های VRA و IRA ایجاد شده‌اند. پس از آن ترک‌های برشی بیشتری در دهانه ضعیف رخ داده است تا سرانجام این دو تیر در بارهای 371/82 و 391/59 کیلونیوتن به ترتیب در نمونه‌های VRA و IRA دچار گسیختگی برشی شده‌اند. شکل 3-23 وضعیت این نمونه‌ها پس از گسیختگی را نشان می‌دهد. جدایش میله‌های MMFRP در این دو نمونه مشابه آنچه در نمونه‌های VR و IR مشاهده شد، رخ نداده است. در نمونه VRA ترک برشی اصلی که منجر به گسیختگی شده است، در حد فاصل محل بارگذاری و میله MMFRP مجاور آن رخ داده است. بنابراین ترک برشی هیچ‌کدام از میله‌های MMFRP را قطع نکرده است. از این مطلب نتیجه می‌شود مهارهای انتهایی در کنترل بازشدگی ترک‌های متقاطع با میله‌های MMFRP به‌طور موثر عمل کرده‌اند به طوری که ترک برشی نهایی بر خلاف نمونه VR

که با میله MMFRP متقاطع است، به خارج از ناحیه عبور میله‌های MMFRP هدایت شده است. در مقایسه با نمونه‌های VR و IR، نمونه‌های VRA و IRA علاوه بر آنکه ترک‌های برشی بسیار زیادتری را قبل از گسیختگی تیر تجربه کرده‌اند، متحمل ترک‌های خمشی بیشتری در وسط دهانه خود نیز شده‌اند که به نوعی نشان دهنده تأثیر بیشتر مقاومت‌سازی برشی با میله‌های مهاردار، در مقایسه با میله‌های ساده، در به تعویق انداختن گسیختگی برشی و تا حدی بروز رفتار خمشی در تیرها می‌باشد. در این دو نمونه، پس از شکل‌گیری ترک برشی اصلی، جدا شدن بخش‌های قابل ملاحظه‌ای از بتن پوشش جوانب تیر مطابق شکل 3-24 باعث گسیختگی کلی و افت بار در این نمونه‌ها شده است.



(1): نمونه VRA

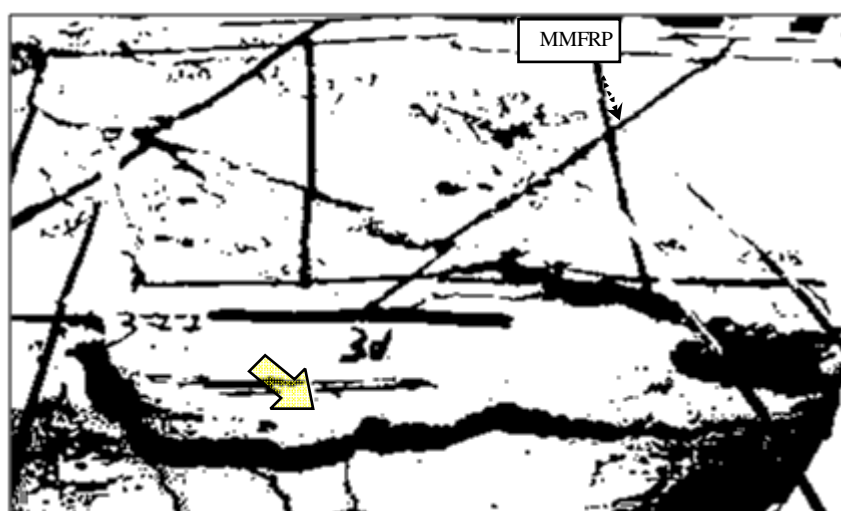


(2): نمونه IRA

شکل 3-23: نمونه‌های VRA و IRA پس از گسیختگی



(1): نمونه VRA



(2): نمونه IRA

شکل 3-24: جزئیات گسیختگی در نمونه‌های VRA و IRA

از نتایج مندرج در جدول 3-9 مشاهده می‌شود که وجود مهارهای انتهایی باعث افزایش باربری و تغییر مکان نهایی نمونه‌ها شده است.

در راستای قیاس نمونه‌های مهاردار با نمونه‌های بدون مهار، روند ایجاد ترک‌ها در نمونه‌های مهار دار (VRA, IRA) و نمونه‌های بدون مهار (VR, IR) در شکل 3-25 و شکل 3-26 ارائه شده است. البته در این دو شکل در هر دو حالت مجاور الزاما بار وارد به سازه یکسان نبوده است.



شکل 5-20: مقایسه روند ترک خوردگی در دو نمونه VK (ستون سمت راست) و VKA (ستون سمت چپ).



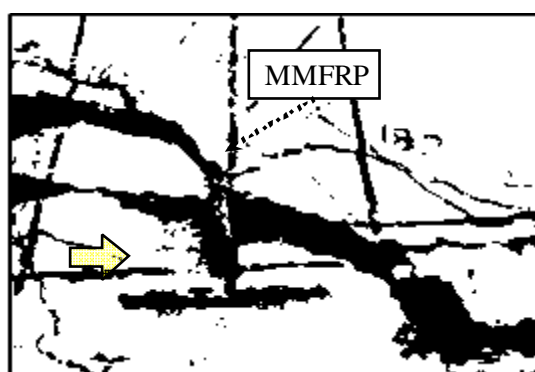
شکل 3-26: مقایسه روند ترک خوردگی نمونه‌های IR (ستون سمت راست) و IRA (ستون سمت چپ)

همان‌طور که قبلاً توضیح داده شد این نمونه مشابه نمونه VRA است با این تفاوت که در ساخت مهارهای انتهایی میله‌های MMFRP آن، 30 درصد کاهش در میزان الیاف در نظر گرفته شده است.

در این نمونه اولین ترک برشی این نمونه در دهانه ضعیف و در بار 117 کیلونیوتن مشاهده شده است. تا بار 190 کیلونیوتن این ترک‌ها گسترش یافته‌اند و تا رسیدن بار به 260 کیلونیوتن در دو راستای خود (به سمت تکیه‌گاه و به سمت محل بار) گسترش یافته‌اند. پس از آن ضمن افزایش عرض ترک‌های قبلی، ترک‌های برشی جدیدی نیز در دهانه ضعیف ایجاد شده‌اند تا این که یک ترک برشی مشخص از تکیه‌گاه به سمت محل اعمال بار شکل گرفته است. سرانجام، تیر در بار 322/7 کیلونیوتن به علت وقوع پارگی در محل اتصال میله MMFRP و مهار انتهایی، دچار گسیختگی از نوع برشی شده است (شکل 3-27 و شکل 3-28).



شکل 3-27: نمونه VRA-W پس از گسیختگی



شکل 3-28: جزئیات گسیختگی در نمونه VRA-W

علی‌رغم مهارهای انتهایی استفاده شده در طرح مقاوم‌سازی این تیر هیچ‌گونه افزایشی در ظرفیت باربری این تیر مشاهده نشده است (جدول 3-9).

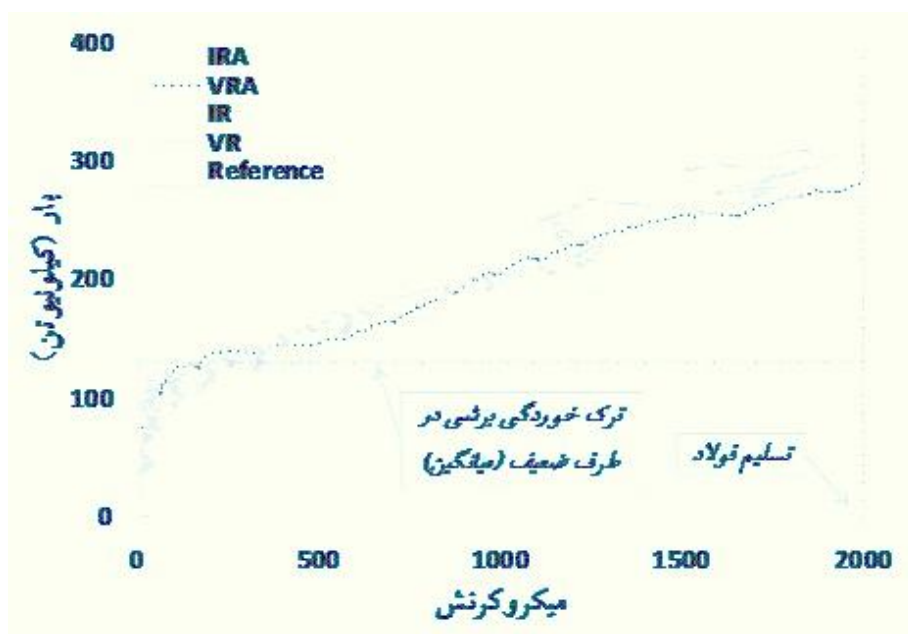
3-14-2. تغییرات کرنش و تغییر مکان

در راستای بررسی میزان تأثیر الگوهای مختلف مقاوم‌سازی، پاسخ نیرو و تغییر مکان تمامی نمونه‌ها با نمونه مرجع مقایسه می‌شود. شکل 3-29 منحنی نیروی اعمالی به تیرها در مقابل تغییر مکان وسط دهانه آن‌ها را نمایش می‌دهد.

شکل 3-29: پاسخ نیرو و -تغییر مکان نمونه‌ها

همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود سختی اولیه نمونه‌ها تقریباً متأثر از میزان و نحوه مقاوم‌سازی نمونه‌ها نبوده است و تغییرات اساسی نمودارها عمدتاً معطوف به میزان باربری و تغییر مکان وسط دهانه در لحظه گسیختگی بوده است.

با توجه به این که میزان و نحوه تغییرات کرنش در اجزا مختلف اطلاعات ذی قیمتی از نحوه عملکرد الگوی مقاومسازی بدست می‌دهد، در این قسمت جزئیات بیشتری از اطلاعات ثبت شده در آزمایش‌ها ارائه می‌گردد. شکل 3-30 منحنی نیرو-کرنش مربوط به کرنش سنج نصب شده بر روی دومین خاموت فولادی پس از تکیه‌گاه در میانه ارتفاع آن را نشان می‌دهد (محل کرنش سنج در شکل 3-30 مشخص شده است).



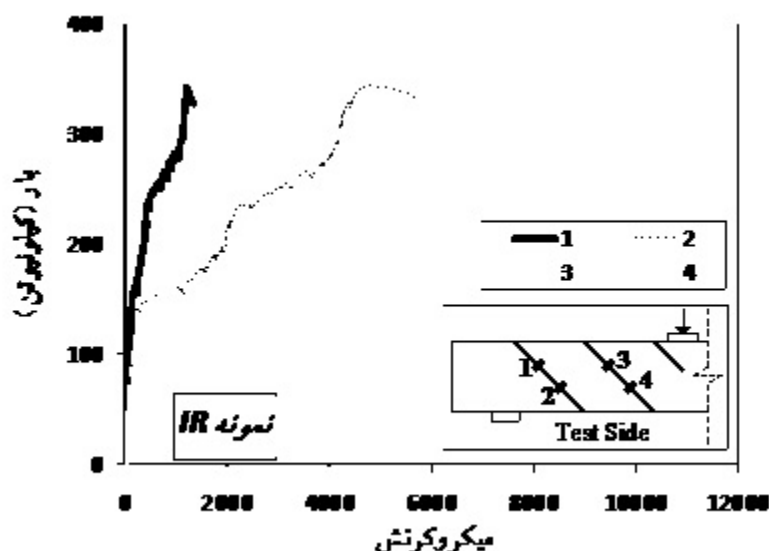
شکل 3-30: منحنی نیرو-کرنش در وسط خاموت دوم (از سمت تکیه‌گاه) در دهانه ضعیف. شکل بالا: نمودار کلی، شکل پایین: جزئیات قسمت‌های اولیه

حدودا با شروع ترک خوردگی برشی، کرنش در خاموت‌ها نیز شروع به افزایش کرده‌اند. پس از وقوع اولین ترک برشی، کرنش در خاموت‌های نمونه مرجع نرخ افزایش بیشتری را نسبت به سایر نمونه‌ها نشان داده‌اند، چرا که در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده بخشی از نیروهای برشی به میله‌های MMFRP منتقل شده است. در نتیجه این امر خاموت‌های نمونه مرجع در بار کمتری، در قیاس با نمونه‌های دیگر، تسلیم شده‌اند. در شکل 3-30 کرنش متناظر با بار حداکثر در تمامی نمونه‌ها به مراتب بزرگتر از کرنش تسلیم آرماتورها بوده است که نشان می‌دهد خاموتی که کرنش‌سنج بر روی آن نصب شده است به ظرفیت نهایی خود رسیده است. نتایج مشابهی در این رابطه در تحقیقات Rizzo and DeLorenzis (2009a) گزارش شده است. در رابطه با تسلیم خاموت‌ها نباید این نکته را دور از نظر داشت که تحقیق حاضر در ارتباط با تیرهایی است که با درصد پایین میله‌های MMFRP مقاوم‌سازی برشی شده‌اند و از طرفی در بحث مطرح شده درباره رفتار خاموت‌ها، رفتار خاموت در حوالی وسط دهانه برشی مورد بحث و بررسی قرار گرفته است (جایی که احتمالاً بیشترین کرنش خاموت را در مقایسه با سایر خاموت‌ها دارد چرا که اولین ترک‌های برشی نیز در همین نواحی رخ دادند). به هر حال اثر اندرکنشی سیستم مقاوم‌سازی و خاموت‌های فولادی، که در مقاوم‌سازی برشی تیرها به روش EB مشاهده شده است (Chen et al. 2010a, Chen et al. (2012a)، را باید مدنظر قرار داد که البته نیاز تحقیقاتی بیشتری در این رابطه احساس می‌شود.

میزان کرنش متناظر با بار حداکثر در خاموت‌های نمونه‌های تقویت شده کمتر از نمونه مرجع بوده است که دلیل اصلی آن مشارکت میله‌های MMFRP در باربری برشی می‌باشد. مهارهای تعبیه شده در انتهای میله‌های MMFRP مشارکت بیشتر سیستم مقاوم‌سازی را سبب شده است به طوری که در نمونه‌های VRA و IRA کرنش خاموت‌های فلزی داخلی حتی در بارهای نزدیک به بار نهایی تیر نیز نسبتاً ناچیز می‌باشد (در مقایسه با نمونه‌های VR و IR).

شکل 3-31 منحنی‌های بار در مقابل تغییرات کرنش در میله‌های MMFRP در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده (بجز نمونه VRA-W) را نشان می‌دهد.

شکل 3-31: منحنی نیرو-کرنش در میله‌های MMFRP در نمونه‌های مقاوم سازی شده



شکل 3-31 (ادامه): منحنی نیرو-کرنش در میله‌های MMFRP در نمونه‌های مقاوم سازی شده

از نتایج ارائه شده در این شکل، که در جدول 3-10 خلاصه شده است، مشاهده می‌شود که مقادیر کرنش قابل ملاحظه‌ای در میله‌های MMFRP متقاطع با ترک برشی اصلی ایجاد شده است. مقادیر کرنش در کرنش‌سنج شماره 4 (شکل 3-31) در نمونه‌های IR و IRA قبل از شروع ترک خوردگی برشی این دو نمونه شروع به افزایش کرده است. این افزایش کرنش ناشی از ترک‌های خمشی در حوالی وسط دهانه این تیرها بوده است که کرنش‌سنج شماره 4 بسیار نزدیک به موقعیت این ترک‌ها بوده است.

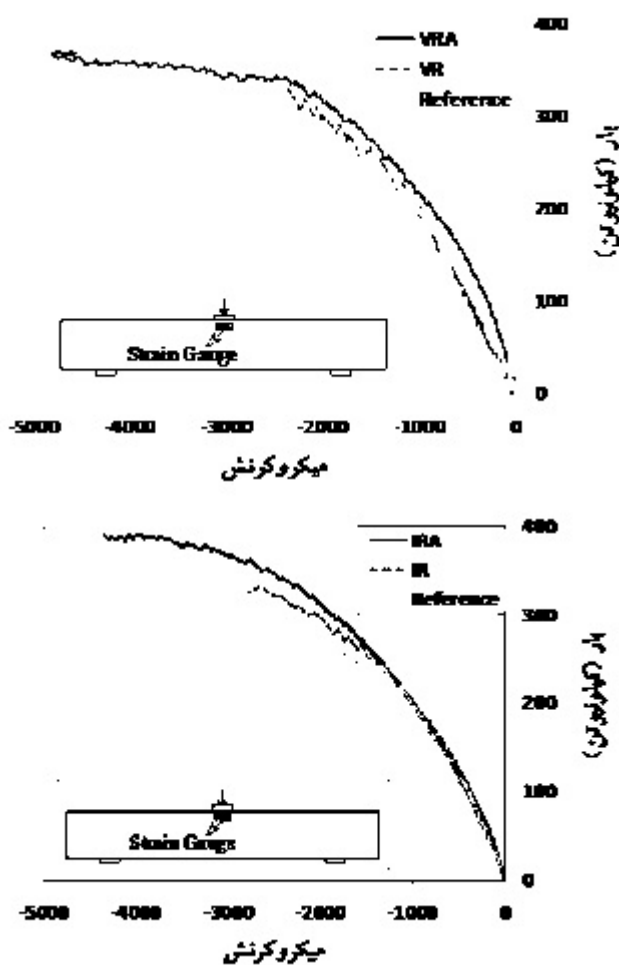
جدول 3-10: کرنش در تیرهای مقاوم‌سازی شده در حالت نهایی

کرنش در بتن فشاری		کرنش در میله MMFRP				نمونه
		افزایش کرنش متوسط (%)	میانگین (میکروکرنش)	حداکثر (میکروکرنش)	حداقل (میکروکرنش)	
افزایش (%)	حداکثر (میکروکرنش)	افزایش کرنش متوسط (%)	میانگین (میکروکرنش)	حداکثر (میکروکرنش)	حداقل (میکروکرنش)	VR
-	2365	-	4620	7622	1619	VR
92/1	4545	52/6	7054	8801	5308	IRA
-	2773	-	4810	8105	1185	IR
56/5	4340	25/2	6023	8683	2695	IRA

در سایر کرنش‌سنج‌ها مقادیر کرنش تا قبل از وقوع ترک خوردگی برشی (بین 120 تا 140 کیلونیوتن برای انواع نمونه‌ها) افزایش قابل ملاحظه‌ای نشان نداده است. در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با میله‌های

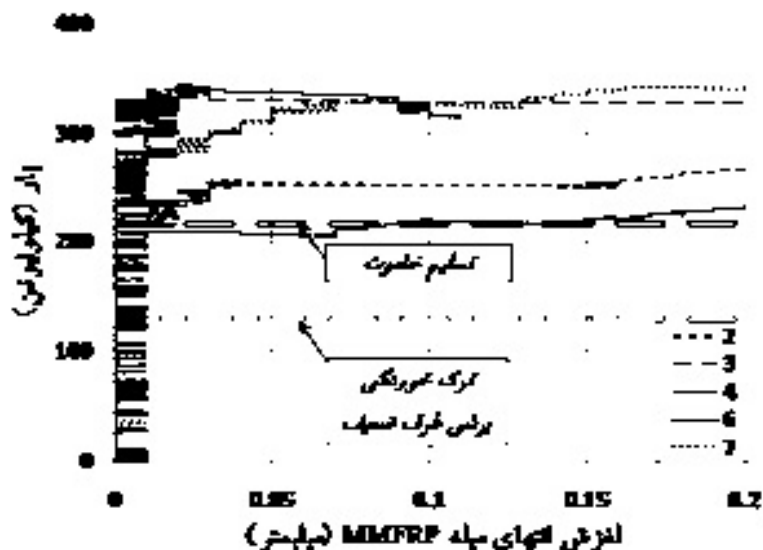
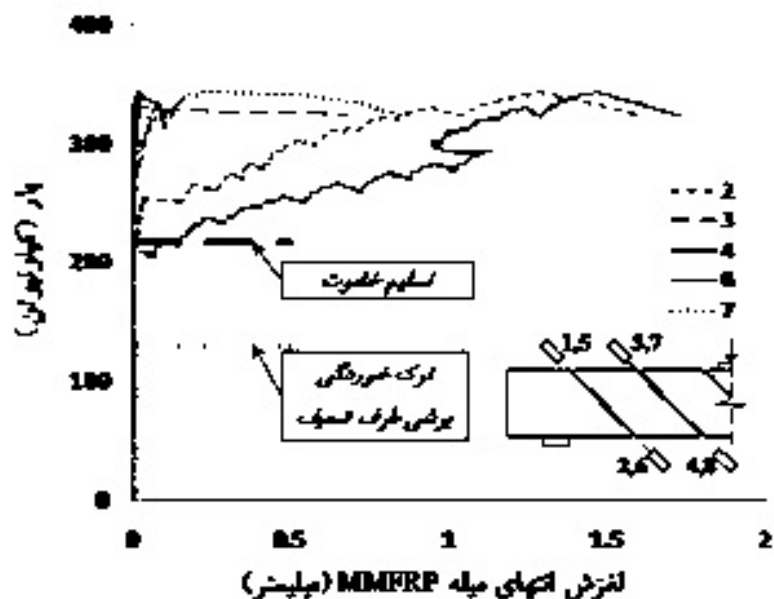
MMFRP مهاردار مشاهده می‌شود که کرنش در تمامی کرنش‌سنج‌های نصب شده بر روی میله‌های MMFRP پس از نقطه بار حداکثر با وجود کاهش باربری کلی تیر همچنان افزایش یافته‌اند. این مطلب نشان می‌دهد که گسیختگی کلی تیر ناشی از عامل دیگری جز جداشدگی زود هنگام میله‌های MMFRP بوده است (مانند از دست رفتن قفل و بست سنگدانه‌ها، که تأمین کننده مشارکت بتن هستند، به علت بازشدگی زیاد ترک برشی).

کرنش بتن فشاری وسط دهانه در مقابل بار اعمال شده به تیر در شکل 3-32 به نمایش در آمده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود کرنش بتن فشاری در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با میله‌های MMFRP مهاردار به مراتب بیشتر از سایر نمونه‌ها (جدول 3-10) بوده است.



شکل 3-32: کرنش بتن فشاری

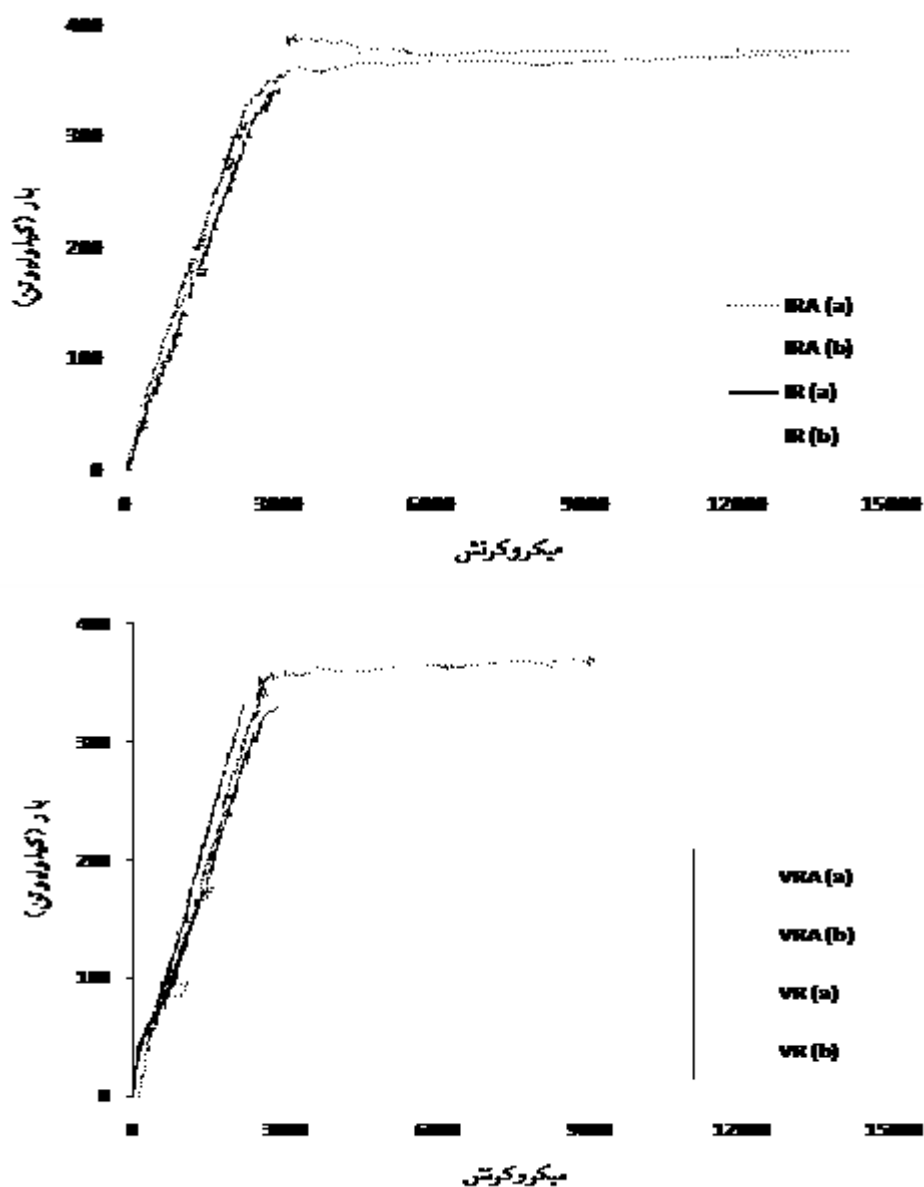
شکل 3-33 لغزش اندازه‌گیری شده در انتهای میله‌های MMFRP در نمونه IR را نشان می‌دهد. تغییر مکان سنج‌های شماره 1، 5 و 8 هیچ‌گونه لغزشی را ثبت نکرده‌اند و نتیجتاً در شکل 3-33 نتایج آن‌ها درج نشده است. همان‌طور که از این شکل برمی‌آید لغزش در قسمت انتهای میله‌های MMFRP تقریباً پس از تسلیم خاموت‌ها شروع شده است و تا بار متناظر با شروع ترک خوردگی برشی، لغزشی ثبت نشده است.



شکل 3-33: لغزش انتهای میله‌های MMFRP در نمونه IR. شکل بالا: نمودار کلی، شکل پایین: جزئیات در لغزش‌های کوچکتر از 0/2 میلی‌متر

در هر میله MMFRP لغزش قابل ملاحظه صرفاً در یکی از دو انتهای میله رخ داده است به طوری که برای اولین زوج MMFRP پس از تکیه‌گاه (یعنی تغییر مکان‌سنج‌های 1، 5، 2 و 6) لغزش قابل ملاحظه در قسمت پایینی (تغییر مکان‌سنج‌های 2 و 6) ثبت شده است. همچنین برای دومین زوج MMFRP پس از تکیه‌گاه (یعنی تغییر مکان‌سنج‌های 3، 7، 4 و 8) لغزش قابل ملاحظه در قسمت بالایی (تغییر مکان‌سنج‌های 3 و 7) ثبت شده است.

شکل 3-34 کرنش آرماتورهای کششی طولی نمونه‌ها را تا لحظه باربری حداکثر نشان می‌دهد.

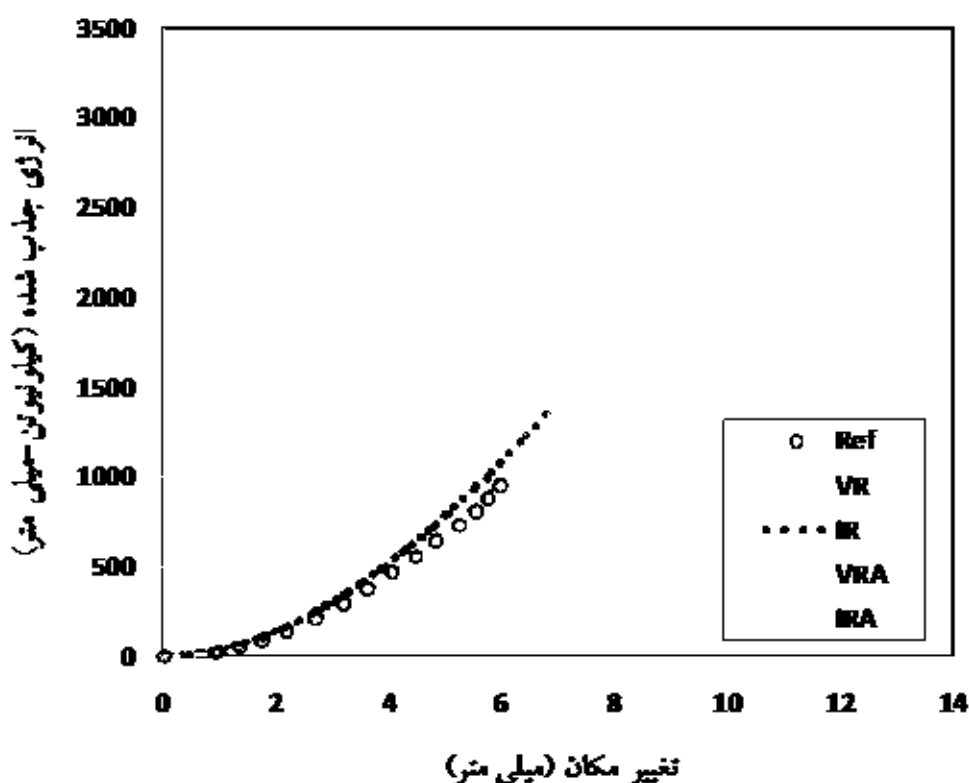


شکل 3-34: کرنش ثبت شده در آرماتورهای طولی-اندیس‌های (a) و (b) مبین هر یک از آرماتورهای کششی هستند

کرنش سنج‌ها بر روی دو آرماتور طولی شماره 20 که در گوشه‌ها قرار دارند نصب شده است. همان‌طور که از این شکل برمی‌آید در نمونه‌هایی که از میله‌های مهاردار برای مقاوم‌سازی برشی استفاده شده است کرنش در آرماتورهای کششی طولی از حد تسلیم فراتر رفته است. مطابق آزمایش کشش آرماتور، کرنش تسلیم آرماتور شماره 20، 2950 میکروکرنش می‌باشد. در سایر نمونه‌ها کرنش، کوچکتر از میزان متناظر با تسلیم آرماتور بوده است.

3-14-3 انرژی جذب شده

معیار انرژی جذب شده به لحاظ شکل پذیری از ارزش ویژه‌ای برخوردار است. در این راستا، در شکل 3-35 تغییر مکان وسط تیر در مقابل سطح زیر نمودار منحنی نیرو-تغییر مکان تا لحظه باربری حداکثر برای هر نمونه نشان داده شده است.



شکل 3-35: سطح زیر منحنی نیرو تغییر مکان (انرژی جذب شده) در برابر تغییر مکان

جدول 11-3 نشان می‌دهد هر کدام از روش های مقاوم سازی به چه میزان انرژی لازم برای تخریب نمونه را بالا می‌برند.

جدول 11-3: انرژی جذب شده نمونه‌ها

انرژی جذب شده		انرژی جذب شده (کیلو نیوتن-میلی‌متر)	نمونه
نسبت به نمونه بدون مهارانتهایی	نسبت به نمونه مرجع		
-	-	955	مرجع
-	1/29	1237	VR
2/54	3/30	3149	VRA
-	1/47	1403	IR
1/75	2/56	2451	IRA

3-15- جمع بندی

در این فصل جزئیات انجام آزمایش‌ها به تفصیل ارائه شد و مورد بحث و بررسی قرار گرفت. در یک نگاه کلی، عملکرد روش NSM-MMFRP در بهبود رفتار تیرهای مقاوم‌سازی شده قابل قبول و مناسب ارزیابی می‌شود. مهارهای انتهایی میله‌های MMFRP که از جمله نوآوری‌های تحقیق حاصل می‌باشد، رفتار بسیار خوبی در استفاده بهینه‌تر از مصالح FRP به نمایش گذاشته است.

در قسمت ضمیمه پایان‌نامه، کارایی روش NSM-MMFRP در مقاوم‌سازی برشی، با روش EB-FRP مقایسه می‌گردد.

در بحث مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح با FRP، یکی از مهم‌ترین موارد، ارائه روش تحلیل و به عبارتی روشی برای برآورد عملکرد سیستم مقاوم‌سازی می‌باشد. در فصل بعد به مطالعات تحلیلی پرداخته می‌شود.

فصل چہارم

مدل تحلیلی

4-1- مقدمه

پس از ارائه نتایج آزمایشگاهی در فصل گذشته، در این فصل از پایان نامه مطالعات تحلیلی انجام شده ارائه می‌شود. هدف اصلی، ارائه رابطه تحلیلی مناسبی برای پیش‌بینی میزان مشارکت میله‌های MMFRP در باربری برشی تیرهای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده در برش به روش NSM، می‌باشد. رابطه تحلیلی پیشنهادی عمومیت داشته و برای انواع میله‌ها و نوارهای FRP و همچنین میله‌های MMFRP که در روش NSM به کار می‌روند، قابل استفاده است.

در این فصل ابتدا رابطه تحلیلی پیشنهادی معرفی و تشریح می‌گردد. سپس به منظور ارزیابی این رابطه تحلیلی، نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های VR و IR و همچنین سایر نتایج موجود در ادبیات فنی، با نتایج پیش‌بینی‌های مدل پیشنهادی مقایسه می‌شود. همچنین رابطه تحلیلی در قیاس با دو رابطه تحلیلی موجود دیگر ارزیابی می‌شود. در خاتمه این فصل توانایی روش‌های تحلیلی مختلف در پیش‌بینی مشارکت NSM-MMFRP در باربری برشی، به‌طور خاص، بررسی می‌شود.

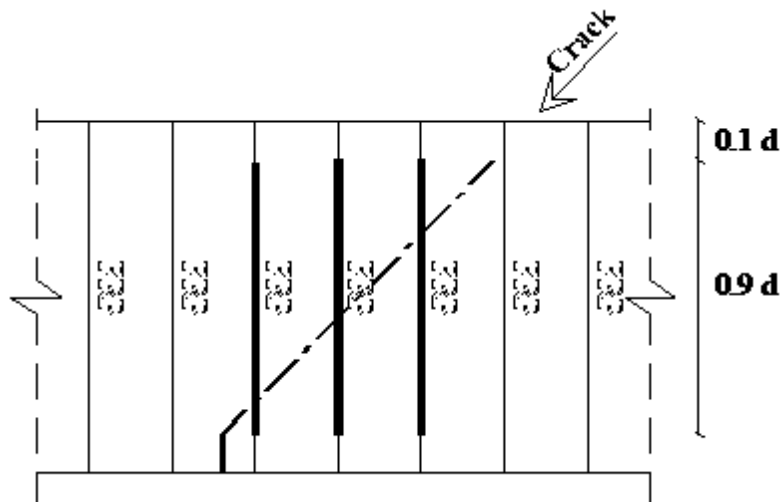
4-2- فرضیات

در این قسمت فرضیات کلی که برای استخراج مدل پیشنهادی در نظر گرفته شده‌اند تشریح می‌شوند. به منظور ارائه یک مدل تحلیلی که قادر به پیش‌بینی مشارکت FRP در مقاومت برشی یک تیر بتن مسلح باشد، در ابتدا لازم است تا شکل گسیختگی برشی مشخص شود.

ترک برشی به صورت یک ترک با زاویه 45 درجه فرض می‌شود. نتایج آزمایشگاهی در پاره‌ای از موارد حاکی از وقوع ترک‌های برشی با تعداد بیشتر و همچنین ترک‌های با زاویه‌های کمتر (زاویه بین ترک برشی با محور طولی تیر کمتر از 45 درجه) بوده‌اند اما فرض لحاظ کردن یک ترک برشی مجزا با زاویه 45 درجه، فرضی در جهت اطمینان می‌باشد. این موضوع در تحقیقات مشابه در مورد مقاوم‌سازی برشی به روش EB-

FRP که توسط (Chen and Teng (2003a, b), Chen et al. (2007), Chen (2010) انجام شده‌اند، به عنوان یک فرض محافظه کارانه معرفی شده است. قسمت فوقانی ترک برشی به اندازه 10 درصد عمق موثر مقطع، پایین‌تر از سطح فوقانی تیر فرض می‌شود. این فاصله با استناد به وجود بتن فشاری ترک نخورده در قسمت فوقانی تیر منظور شده است و میزان آن بر مبنای پیشنهاد آیین‌نامه (Eurocode-2 (2004) انتخاب شده است که البته در رابطه تحلیلی پیشنهاد شده توسط (Chen and Teng (2003b) برای مقاوم‌سازی به روش EB-FRP نیز از همین فرض استفاده شده است.

قسمت انتهایی پایینی ترک برشی در تراز عبور آرماتورهای کششی فرض شده است. معمولاً ترک‌های برشی از یک ترک قائم (مشابه ترک‌های خمشی) شروع شده و حدوداً بعد از محل عبور آرماتورهای کششی طولی تیر به صورت مایل امتداد پیدا می‌کنند. با این توضیح، فرض در نظر گرفتن انتهایی پایینی ترک برشی در محل آرماتورهای طولی کششی، فرض معقول و مناسبی به نظر می‌رسد. به منظور ایجاد سهولت در فرمول‌بندی پیشنهادی، نوارهای FRP در بازه ارتفاعی حداقل دو انتهایی ترک برشی (10 درصد ارتفاع موثر از سطح فوقانی تیر و تراز آرماتورهای کششی در قسمت تحتانی) در نظر گرفته می‌شوند. این فرض صرف نظر از ماهیت محافظه کارانه‌اش تا حدی نیز درست است چرا که در عمل با وجود رواداری‌های نصب ممکن است نوارهای FRP تمام ارتفاع تیر را پوشش ندهند و کمی کوتاه‌تر از ارتفاع کلی تیر باشند. (Chen and Teng (2003b) نیز از همین فرض برای مدل پیشنهادی خود برای پیش‌بینی مشارکت در باربری برشی EB-FRP استفاده کرده‌اند. اخیراً (Chen et al. (2010b) میزان تاثیر این فرض را مورد بررسی قرار داده‌اند. آن‌ها ارتفاع FRP را با ارتفاع کلی تیر برابر در نظر گرفتند و نتایج را با نتایج روش قبلی خود (Chen and Teng 2003b) مقایسه کردند که در نتیجه این تحقیق، تخمین مدل اولیه را مناسب دانسته و با توجه به ایجاد سهولت قابل ملاحظه در روابط، استفاده از آن را توصیه کرده‌اند. شکل 4-1 ترک برشی را به همراه FRP های متقاطع با ترک برشی که فرض‌های فوق‌الذکر در آن رعایت شده است، نشان می‌دهد.



شکل 1-4: فرضیات مدل تحلیلی پیشنهادی - خطوط ضخیم تر: قسمت در نظر گرفته شده در مدل پیشنهادی

گذشته از فرض مطرح شده درباره ترک برشی، فرض می‌شود طرح مقاوم‌سازی با استفاده از نوارها یا میله‌های FRP با میزان و الگوی یکسان در دو طرف انجام شود. در عمل این فرض صادق بوده و در اغلب موارد نیز همین اتفاق رخ می‌دهد. لازم به ذکر است روش تحلیلی پیشنهادی قادر است مشارکت برشی را برای هر زاویه قرارگیری دلخواه FRP نسبت به محور طولی تیر، محاسبه نماید.

در مقاوم‌سازی به روش NSM به منظور چسباندن FRP درون شیارها از چسب اپوکسی یا ملات‌های پایه سیمانی استفاده می‌شود (DeLorenzis and Teng 2007). نتایج تحقیقات نشان داده است که ملات‌های پایه سیمانی مقاومت مناسبی را در مقایسه با چسب‌های اپوکسی فراهم نمی‌کنند و به همین جهت کاربرد آن‌ها نسبتاً منسوخ شده است (DeLorenzis et al. 2002). در روش پیشنهادی در این تحقیق روی سخن معطوف به مواردی است که از چسب‌های اپوکسی با محدوده مقاومت‌های متعارف (مقاومت‌هایی که تا کنون در آزمایش‌ها استفاده شده است) به منظور چسباندن FRP استفاده می‌شود.

4-3 - مفاهیم و اصول به کار رفته در روش پیشنهادی

یکی از مواردی که در برآورد میزان مشارکت FRP در طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی همواره مورد توجه محققین بوده است استفاده از نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی بوده است (DeLorenzis and Teng 2002, DeLorenzis et al. 2007). در بحث مقاوم‌سازی خمشی سازه‌ها، تشابه چندانی بین مدهای گسیختگی خمشی و رفتار FRP در آزمایش‌های بیرون کشیدگی مشاهده نشده است (DeLorenzis and Teng 2007) در بحث مقاوم‌سازی برشی، عملکرد متقابل FRP و ترک برشی تا حدی مشابه وضعیتی است که در آزمایش‌های بیرون کشیدگی اتفاق می‌افتد. البته لازم به توضیح است که تاکنون هیچ کدام از مدل‌های تحلیلی موجود در بحث مقاوم‌سازی برشی به روش NSM-FRP از روش تعمیم نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی، به صراحت استفاده نکرده‌اند.

مدل‌های تحلیلی موجود اغلب بر مبنای فرضیات نسبتاً ساده شده مقاومتی (DeLorenzis and Nanni 2004, Anwarul-Islam 2009, Nanni et al. 2001a) یا بر مبنای فرضیات و روش‌های دقیق و بسیار پیچیده که در آن از رفتار لغزش-چسبندگی ایده آل شده استفاده شده است (Bianco et al. 2010, Bianco et al. 2011, Rizzo and Delorenzis 2009b) قرار دارند.

در روش پیشنهادی حاضر در ابتدا بر مبنای مشاهدات صورت گرفته بر روی نحوه گسیختگی تیرهای تقویت شده در برش به روش NSM-FRP، مد گسیختگی (جداشدگی) غالب در نوارها یا میله‌های FRP شناسایی می‌شود و سپس بر مبنای نتایج حاصل از آزمایش‌های بیرون کشیدگی و هم‌چنین فرمول‌بندی ریاضی، مشارکت برشی مصالح FRP محاسبه می‌گردد. در انتهای روش ارائه شده، کنترل‌هایی به منظور اطمینان از وقوع گسیختگی FRP مطابق با فرض اولیه انجام می‌گیرد.

1-3-4. مود گسیختگی (جداشدگی) FRP در مقاوم سازی برشی به روش NSM

آزمایش‌های انجام شده در زمینه مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی با روش NSM در مقایسه با روش EB محدودتر می‌باشند. عمده نتایج به دست آمده حاکی از جداشدگی نوارها (میله‌های) FRP از داخل لایه بتن بوده‌اند و آزمایش‌های انجام شده در تحقیق حاضر، که از میله‌های MMFRP در آن‌ها استفاده شده است، نیز مؤید این موضوع می‌باشند. البته در موارد محدودی گسیختگی از داخل لایه چسب اپوکسی یا پارگی FRP (Dias and Barros 2012) نیز گزارش شده است. در آزمایش‌های بیرون کشیدگی، سایر انواع مدهای گسیختگی مانند پارگی FRP یا گسیختگی از محل اتصال اپوکسی-FRP نیز گزارش شده است (Seracino et al. 2006, Sena-cruz et al. 2007a). اما مدهای گسیختگی FRP در تیرها محدود به مواردی است که ذکر شد. در روش پیشنهادی، گسیختگی FRP از داخل لایه بتن و مشابه شکل 2-4 فرض می‌گردد، یعنی فرض می‌شود FRP به همراه بخشی از بتن اطرافش از تیر جدا شود.



شکل 2-4: گسیختگی نوار FRP از داخل لایه بتن فرض لحاظ شده در مدل تحلیلی پیشنهادی

4-4 - محاسبه میزان مشارکت FRP - فرمول بندی کلی

چنانچه بتوان حداکثر نیروی قابل حصول توسط هر میله یا نوار FRP متقاطع با ترک برشی را تخمین زد، می توان مقاومت برشی تأمین شده توسط سیستم مقاوم سازی را به صورت مجموع مقاومت های تأمین شده توسط FRP های متقاطع با ترک برشی محاسبه کرد:

$$V_f = \sum_{i=1}^n V_{fi} \sin \alpha \quad (1-4)$$

که n تعداد نوارهای FRP است که با ترک برشی متقاطع هستند و α زاویه نوارهای FRP با محور طولی تیر می باشد. V_{fi} حداکثر میزان نیروی کششی قابل حصول در هر نوار FRP می باشد. چنانچه میله FRP به مقاومت نهایی خود نرسد (که در اغلب موارد این چنین است)، V_{fi} برابر با نیروی متناظر با جداشدگی FRP خواهد بود؛ بنابراین:

$$V_{fi} = \min \{ V_f^{db}, V_f^{rup} \} \quad (2-4)$$

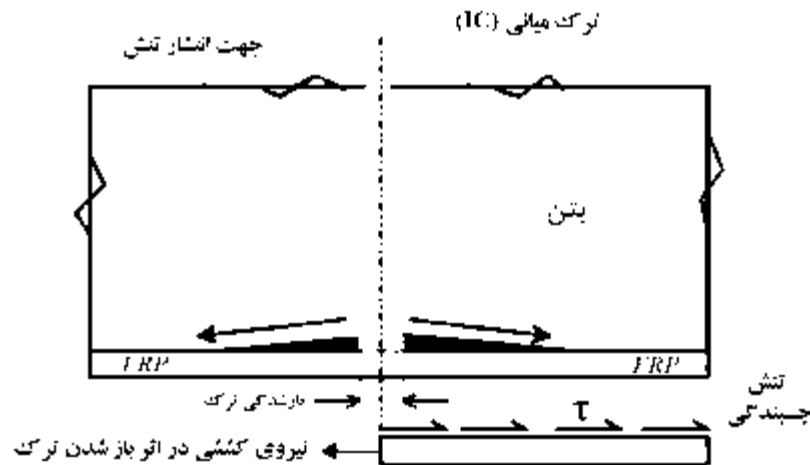
که در آن V_f^{db} نیروی متناظر با جداشدگی و V_f^{rup} نیروی متناظر با گسیختگی (پاره شدن) FRP می باشند. مسئله مهم و اساسی تعیین V_f^{db} برای هر نوار FRP می باشد که در ادامه مورد بررسی قرار گرفته است.

4-4-1. نحوه محاسبه V_{fi}

به منظور محاسبه V_{fi} لازم است تا ابتدا مد گسیختگی FRP در مقاوم سازی برشی مورد بررسی قرار گیرد. پس از آن رابطه مناسب برای محاسبه V_f^{db} قابل محاسبه خواهد بود.

1-1-4-4 جدادشدگی FRP از نوع ترک میانی (IC) (Intermediate Crack)

این نوع جدادشدگی به واسطه ایجاد ترک متقاطع با FRP ایجاد می‌گردد که در شکل 3-4 نشان داده شده است.



شکل 3-4: سازوکار ترک میانی (IC)

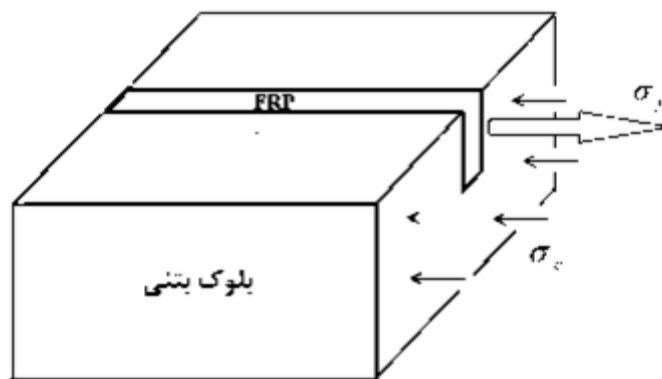
در این نوع گسیختگی چنانچه جدا شدن FRP به همراه اپوکسی و بخشی از بتن اطرافش رخ دهد، گسیختگی در بهترین و به عبارتی مطلوب‌ترین حالت خود رخ داده است چرا که ضعف اصلی متوجه سیستم مقاوم‌سازی نبوده و به مقاومت بتن، که از شرایط حاکم بر سازه است، برمی‌گردد (Vasquez and Seracino 2010). در گسیختگی برشی یک تیر، ترک‌های برشی مورب در وضعیتی مشابه با آنچه در گسیختگی از نوع ترک میانی وجود دارد FRP ها را قطع می‌کنند، بنابراین چنان چه مقاومت جدادشدگی FRP در جدادشدگی از نوع ترک میانی در دسترس باشد می‌توان آن را به حالت مقاوم‌سازی برشی تعمیم داد.

2-1-4-4 محاسبه مقاومت جدادشدگی FRP در ترک میانی

شکل و عملکرد FRP در جدادشدگی ترک میانی را می‌توان بسیار مشابه با رفتار آن در آزمایش بیرون کشیدگی دانست. بنابراین با داشتن مقاومت بیرون کشیدگی FRP می‌توان به تخمین مناسبی از نیروی

جداشدگی در ترک میانی دست یافت. آزمایش‌های متعددی در زمینه بیرون کشیدگی FRP به روش NSM انجام شده است و نتایج آن‌ها در دسترس است و البته در اینجا مفید خواهد بود.

با نوشتن تعادل نیروها در راستای محور طولی FRP (در اینجا محور x) مطابق شکل 4-4 و شکل 5-4 در آزمایش بیرون کشیدگی (Mohamed Ali et al. 2008):



شکل 4-4: تنش‌ها و نیروهای وارد به بلوک بتنی در آزمایش بیرون کشیدگی FRP، (فاقد مقیاس)

$$d\sigma_f A_f = \tau L_{per} dx \rightarrow \frac{d\sigma_f}{dx} = \frac{\tau L_{per}}{A_f} \quad (3-4)$$

$$\sum f(x) = 0 \rightarrow \sigma_f A_f + \sigma_c A_c = 0 \quad (4-4)$$

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f = E_f \frac{du_f}{dx} \rightarrow \frac{du_f}{dx} = \frac{\sigma_f}{E_f} \quad (5-4)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c = E_c \frac{du_c}{dx} \rightarrow \frac{du_c}{dx} = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-4)$$

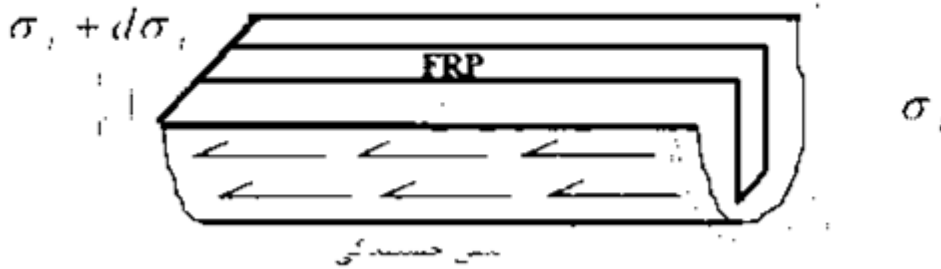
در روابط فوق:

σ_f : تنش در FRP

A_f : سطح مقطع FRP

τ : تنش چسبندگی در پیرامون ناحیه گسیختگی (شکل 5-4)

L_{per} : طول ناحیه مرز گسیختگی مطابق شکل 5-4



شکل 5-4: نمایش تنش‌ها در FRP جدا شده به همراه بتن اطرافش

σ_c : تنش فشاری در بتن

A_c : سطح بتن فشاری

ϵ_f : کرنش در FRP

ϵ_c : کرنش در بتن

E_f : مدول الاستیسیته FRP

E_c : مدول الاستیسیته بتن

u_f : جابجایی FRP

u_c : جابجایی بتن

میزان لغزش FRP داخل بتن، δ ، برابر با اختلاف جابجایی FRP و بتن می‌باشد؛

$$\delta = u_f - u_c \quad (7-4)$$

از رابطه فوق دوبار نسبت به x مشتق‌گیری می‌شود؛

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{d^2u_f}{dx^2} - \frac{d^2u_c}{dx^2} \quad (8-4)$$

با جاگذاری روابط (3-4) و (5-4) در رابطه (8-4) رابطه زیر به دست می آید؛

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{d\sigma_f}{E_f dx} - \frac{d^2u_c}{dx^2} \rightarrow \frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{\tau L_{per}}{E_f A_f} - \frac{d^2u_c}{dx^2} \quad (9-4)$$

مشتق گیری از روابط (4-4) و (6-4) و جایگذاری آن ها در رابطه (3-4) به رابطه زیر منتهی می گردد؛

$$(10-4)$$

از جاگذاری رابطه (10-4) در (9-4)؛

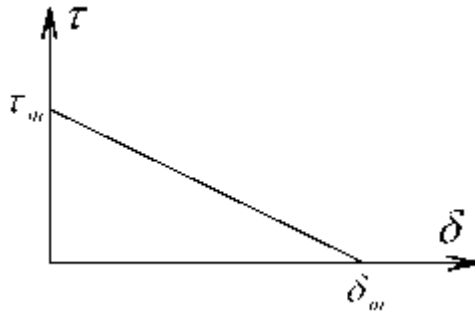
$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{\tau L_{per}}{A_f} \left(\frac{1}{E_f} + \frac{A_f}{E_c A_c} \right)$$

$$\rightarrow \frac{d^2\delta}{dx^2} = \beta \tau \quad (11-4)$$

$$\beta = \frac{L_{per}}{A_f} \left(\frac{1}{E_f} + \frac{A_f}{E_c A_c} \right)$$

رابطه (12-4) تابع منحنی یک خطی لغزش-چسبندگی ارائه شده در شکل 6-4 را نشان می دهد.

$$\begin{cases} \tau = \frac{\tau_m}{\delta_m} (\delta_m - \delta) & \delta < \delta_m \\ \tau = 0 & \delta \geq \delta_m \end{cases} \quad (12-4)$$



شکل 6-4: منحنی لغزش چسبندگی ایده آل شده یک خطی

از جاگذاری رابطه (12-4) در رابطه (11-4)؛

$$\begin{cases} \frac{d^2 \delta}{dx^2} - \beta \frac{\tau_m}{\delta_m} (\delta_m - \delta) = 0 & \delta < \delta_m \\ \frac{d^2 \delta}{dx^2} = 0 & \delta \geq \delta_m \end{cases} \quad (13-4)$$

بنابراین؛

$$\frac{d^2 \delta}{dx^2} + \delta \left(\beta \frac{\tau_m}{\delta_m} \right) - \delta_m \left(\beta \frac{\tau_m}{\delta_m} \right) = 0 \quad (14-4)$$

فرض می‌شود:

$$\beta \frac{\tau_m}{\delta_m} = \lambda^2 \quad \rightarrow \quad \lambda^2 = \frac{\tau_m}{\delta_m} \frac{L_{per}}{A_f} \left(\frac{1}{E_f} + \frac{A_f}{E_c A_c} \right) \quad (15-4)$$

معمولا A_c خیلی بزرگتر از A_f است و می‌توان از عبارت $A_f/(E_c A_c)$ در رابطه β صرف‌نظر کرد:

$$\frac{A_f}{E_c A_c} \approx 0 \quad \rightarrow \quad \lambda^2 = \frac{\tau_m}{\delta_m} \frac{L_{per}}{A_f E_f} \quad (16-4)$$

$$\rightarrow \quad \lambda = \sqrt{\frac{\tau_m}{\delta_m} \frac{L_{per}}{A_f E_f}} \quad (17-4)$$

در نتیجه معادله دیفرانسیل (14-4) به فرم زیر در می‌آید:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} + \delta\lambda^2 = \delta_m\lambda \quad (18-4)$$

با در نظر گرفتن شرایط مرزی و حل معادله دیفرانسیل فوق و با در نظر گرفتن رابطه (12-4) روابط زیر حاصل می‌گردند:

$$\delta = \delta_m (1 - \cos (x - (L - g))) \quad (19-4)$$

$$\tau = \tau_m \cos \lambda (x - (L - g)) \quad (20-4)$$

$$\sigma_f = \frac{\tau_m}{\lambda t_p} \sin \lambda (x - (L - g)) \quad (21-4)$$

$$P_L = \frac{\tau_m L_{per}}{\lambda} \sin \lambda g \quad (22-4)$$

در روابط بالا:

g : قسمتی از طول FRP که در باربری فعال شده است.

L : کل طول FRP (توجه: این طول در بحث آزمایش بیرون کشیدگی است)

P_L : نیروی کششی FRP

P_L در صورتی به حداکثر مقدار خود خواهد رسید که $\sin \lambda g = 1$ شود، یعنی اینکه؛

$$\sin \lambda g = 1 \quad \rightarrow \quad \lambda g = \frac{\pi}{2} \quad \rightarrow \quad g = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (23-4)$$

به عبارت دیگر حداقل طول چسبندگی (یا مهاری) لازم برای حصول حداکثر نیروی چسبندگی، L_e برابر است با:

$$L_e = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (24-4)$$

L_e طول موثر نوار (یا میله) FRP نامیده می‌شود. با توجه به روابط (22-4) و (23-4) حداکثر نیروی کششی قابل تحمل توسط FRP تا قبل از گسیختگی برابر است با:

$$P_{IC, \max} = \frac{\tau_m L_{per}}{\lambda} \quad (25-4)$$

نیروی فوق در صورتی قابل دستیابی است که طول مهاری FRP بزرگتر از L_e باشد. چنانچه این طول کمتر از L_e باشد، $P_{IC, \max}$ از رابطه (22-4) قابل محاسبه است و به عبارتی جمله $\sin \lambda a$ مقداری کوچکتر از یک خواهد داشت. چنانچه λ را در رابطه (25-4) قرار دهیم، خواهیم داشت؛

$$(26-4)$$

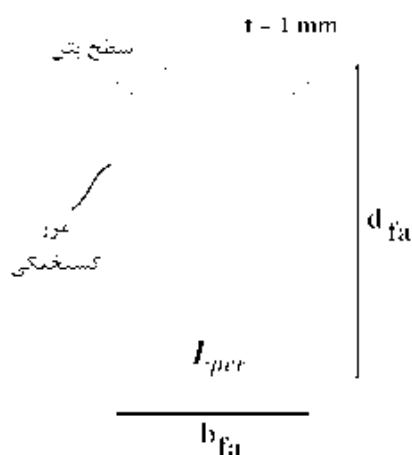
رابطه فوق کاملاً تحلیلی است و Seracino et al. (2007b) آن را به شرحی که در ادامه می‌آید، با نتایج آزمایشگاهی کالیبره کرده است.

هدف اصلی در تحقیقات Seracino et al. (2007b)، بدست آوردن رابطه‌ای برای تخمین نیروی متناظر با جداشدگی FRP در آزمایش بیرون کشیدگی بوده است و به همین دلیل ایشان مدل تحلیلی را صرفاً با نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی کالیبره کرده‌اند. در واقع هیچ فعالیتی در زمینه تعمیم نتایج به تیرهای تقویت شده در برش انجام نشده است.

یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های سیستم NSM افزایش دورگیری FRP توسط بتن است به طوری که با افزایش نسبت عمق به عرض FRP (منظور از عمق، آن بعد نوارهای FRP است که داخل کاور بتن می‌شود)

چسبندگی بهبود قابل ملاحظه‌ای می‌یابد (شکل 7-4). لذا به منظور در نظر گرفتن این عامل، پارامتر φ_f به صورت نسبت عمق به عرض ناحیه جدا شدگی تعریف می‌شود (تعریف d_{fa} و b_{fa} مطابق شکل 7-4 است):

$$\varphi_f = \frac{d_{fa}}{b_{fa}} \quad (27-4)$$



شکل 7-4: مشخصات سطح گسیختگی

از آنجایی که در رابطه (26-4) از فرض ساده شده منحنی یک خطی لغزش-چسبندگی (شکل 6-4) استفاده شده است و از طرفی جداشدگی FRP از داخل لایه بتن فرض می‌شود، برای در نظر گرفتن شرایط واقعی، جمله اول از عبارت سمت راست رابطه (26-4) به صورتی که در رابطه (28-4) آمده است، بازنویسی می‌شود. به این ترتیب اثر عمق قرارگیری FRP و هم‌چنین اثر مقاومت بتن، f_c در نیروی حداکثر جداشدگی وارد می‌شود:

$$\tau_m \delta_m = C \varphi_f^{m1} f_c^{n1} \quad (28-4)$$

که در این رابطه C ، $m1$ و $n1$ ثابت‌هایی هستند که با تحلیل آماری به شرحی که در ادامه می‌آید توسط Seracino et al. (2007b) تعیین شده‌اند. نتایج نیروی جداشدگی در آزمایش‌های بیرون کشیدگی (2005) Yao et al.، (2007a) Seracino et al.، (1997) Taljsten در رابطه (26-4) قرار می‌گیرد و حاصل ضرب $\tau_m \delta_m$ محاسبه شده و در رابطه (28-4) قرار می‌گیرد. سپس با تغییر دادن هر کدام از ثابت‌ها در

معادله (28-4) به طور مستقل و استفاده از تحلیل رگرسیون خطی مقادیر ثابت‌ها به شرح زیر بدست می‌آید:

$$\sqrt{C\varphi_f^{m1} f_c^{m1}} = 0.7225\varphi_f^{0.25} f_c^{0.33} \quad (29-4)$$

به این ترتیب نیروی متناظر با جداشدگی (رابطه (26-4)) به شکل زیر درمی‌آید؛

$$(30-4)$$

مقدار بدست آمده از رابطه (30-4) به نیروی متناظر با پارگی FRP محدود می‌شود. در این رابطه برای محاسبه φ_f مقدار d_{fa} و b_{fa} با اضافه نمودن یک میلیمتر به ابعاد شیار به دست می‌آیند (شکل 4-7). درحقیقت فرض می‌شود صفحه گسیختگی به اندازه یک میلیمتر داخل بتن قرار دارد. به این ترتیب L_{per} نیز قابل محاسبه خواهد بود:

$$\begin{aligned} d_{fa} &= d_g + 1 \\ b_{fa} &= b_g + 1 + 1 \end{aligned} \quad (31-4)$$

$$L_{per} = 2d_{fa} + b_{fa} \quad (32-4)$$

پس از محاسبه مقاومت جداشدگی FRP در ترک میانی لازم است تا مقاومت محاسبه شده به مقاومت برشی تیر مقاوم‌سازی شده در برش بسط داده شود. این مطلب در ادامه مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

4-5- گام‌های اصلی در برآورد میزان مشارکت NSM-FRP در باربری برشی

ابتدا حداکثر نیروی قابل حصول در FRP از رابطه (30-4) محاسبه می‌شود. سپس تنش چسبندگی حداکثر از رابطه زیر محاسبه می‌شود. این رابطه بر مبنای یافته‌های آزمایشگاهی توسط Seracino et al. (2007b) پیشنهاد شده است:

$$\tau_{\max} = (0.802 + 0.078\phi_f) f_c^{0.6} \quad (33-4)$$

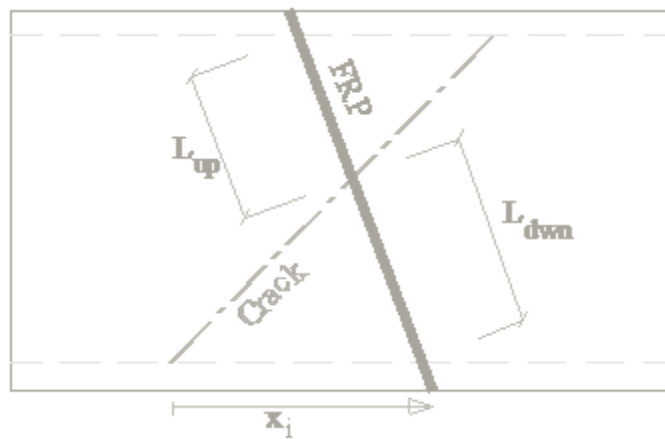
با داشتن τ_{\max} ، بر مبنای رابطه (28-4) حداکثر لغزش، δ_m ، قابل محاسبه است. در ادامه کار L_e از رابطه (4-24) محاسبه می‌شود. (L_e از این پس L_{crit} نامیده می‌شود)

چنانچه در FRP متقاطع با ترک برشی، طول قطعه کوتاهتر، از میزان L_{crit} بزرگتر باشد، طول اضافی مقاومت بیشتری را فراهم نمی‌کند. اما چنانچه طول قطعه کوتاهتر، از میزان L_{crit} کوتاهتر باشد، نیروی جداشدگی کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (30-4) خواهد بود که میزان دقیق آن از حاصلضرب $sin\lambda g$ (رابطه (4-22)) در عدد بدست آمده از رابطه (30-4) بدست می‌آید (FRP توسط ترک برشی مشابه شکل 8-4 به دو قسمت کوتاهتر و بلندتر تقسیم می‌شود). استفاده از این تخمین دقیق ادامه روند محاسبات را بسیار پیچیده می‌کند، لذا در جهت اجتناب از پیچیدگی زیاد به جای استفاده از رابطه سینوسی مذکور ($sin\lambda g$) از یک تابع خطی استفاده می‌شود. در نتیجه چنانچه طول قطعه کوتاهتر FRP در محل تقاطع ترک برشی χ برابر L_{crit} باشد (χ کوچکتر از یک است)، نیروی حدکثر قابل تحمل توسط آن (متناظر با جداشدگی از نوع IC) برابر با χ برابر مقدار بدست آمده از رابطه (30-4) در نظر گرفته می‌شود. عدم اعمال این فرض روند محاسبات را بسیار پیچیده می‌کند. این فرض محافظه کارانه بوده و مقایسه نتایج مدل پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی موجود (در ادامه) نشان می‌دهد با وجود اعمال این فرض نتایج رضایت بخش هستند.

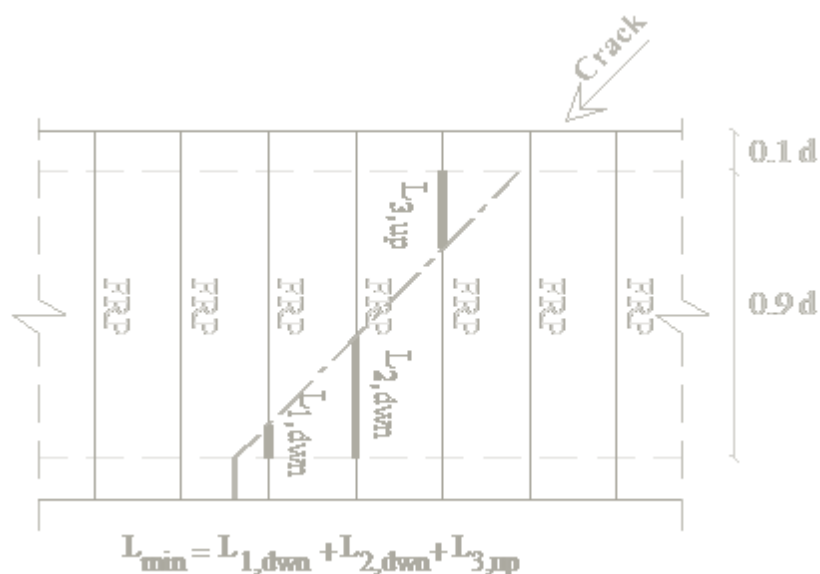
در این قسمت لازم است تا ترک بحرانی تیر مشخص شده تا بتوان موقعیت FRP ها نسبت به آن را تعیین کرد.

1-5-4. مشخص کردن موقعیت ترک بحرانی برشی

فرض می‌شود ترک برشی بحرانی یک ترک 45 درجه است که مجموع کل طول‌های FRP متقاطع با آن (L_{min}) حداقل باشد. هر FRP نسبت به ترک برشی به دو قسمت تقسیم می‌شود (شکل 8-4)، روش محاسبه مجموع کل طول‌های FRP متقاطع با ترک برشی به این شکل است که برای هر FRP متقاطع با ترک، طول قسمت کوتاهتر آن انتخاب می‌گردد. حاصل جمع این طول‌ها برای کلیه FRP های متقاطع با ترک برشی، L_{min} را بدست می‌دهند. به این ترتیب برای هر ترک برشی دلخواه L_{min} قابل محاسبه خواهد بود (شکل 9-4)



شکل 8-4: میله FRP که توسط ترک برشی به دو قسمت بالایی و پایینی تقسیم شده است



شکل 9-4: محاسبه L_{min} با تغییر موقعیت ترک برشی مقدار L_{min} نیز تغییر می کند

ترک برشی که منجر به حداقل مقدار L_{min} شود، ترک بحرانی خواهد بود که در ادامه روش پیدا کردن آن تشریح می شود. در واقع فرض می شود گسیختگی برشی از محلی رخ می دهد که متناظر با کمترین طول های FRP باشد. وجود خاموت های فولادی موجود در تیر از جمله عوامل مهم در به چالش کشیدن این فرض هستند چرا که این خاموت ها می توانند مسیر بحرانی ترک را تغییر دهند.

ترک برشی هر نوار FRP را به دو قسمت تقسیم می کند. طول قسمت بالایی و پایینی به ترتیب با l_{up} و l_{down} مطابق شکل 8-4 مشخص شده و از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$l_{down} = \frac{1}{\sin \alpha + \cos \alpha} x_i \quad (34-4)$$

$$l_{up} = \frac{h}{\sin \alpha} - l_{down} \quad (35-4)$$

X_i فاصله انتهای ترک برشی با انتهای FRP i ام می باشد (شکل 8-4). i^* تعداد FRP هایی است که طول قسمت پایینی آن ها کوچکتر از طول قسمت بالایی است و در ادامه نحوه محاسبه آن تشریح می شود. ابتدا فرمول (34-4) برای حالتی که چند نوار FRP با ترک برشی متقاطع هستند بازنویسی می شود:

$$l_{down} = \frac{1}{\sin \alpha + \cos \alpha} (z_1 + (i-1)s_f) \quad (36-4)$$

که Z_1 و s_f به ترتیب فاصله اولین FRP با انتهای ترک و فاصله میله ها (یا نوارها)ی FRP در راستای محور طولی تیر هستند. چنانچه رابطه (36-4) را مساوی با نصف ارتفاع تیر قرار دهیم i (در اینجا i^*) بدست می آید (h همان 0/9 برابر عمق موثر مقطع است):

$$(37-4)$$

L_{min} از مجموع طول‌های FRP در پایین ترک برشی برای FRP های شماره 1 تا i^* و طول‌های بالای ترک برشی برای سایر FRP های متقاطع با ترک برشی بدست می‌آید؛

(38-4)

همان‌طور که در رابطه (38-4) مشاهده می‌شود L_{min} تابع خطی درجه اول از Z_I می‌باشد و مقدار کمینه آن (که $L_{min,abs}$ نامیده می‌شود) در ازای $Z_I=0$ بدست می‌آید:

$$z_1 = 0;$$

(39-4)

$n_{f,z_I=0}$ تعداد کل FRP‌هایی است که در یک ترک برشی با فرض $Z_I=0$ قطع شده‌اند:

$$n_{f,z_I=0} = \left\lfloor \frac{h + h \cot \alpha}{s_f} \right\rfloor + 1 \quad (40-4)$$

2-5-4. محاسبه V_f

میزان مشارکت سیستم مقاوم‌سازی NSM-FRP در باربری برشی از مجموع نیروی تحمل شده توسط هر نوار FRP که در راستای قائم تصویر شده است، به دست می‌آید:

(41-4)

با جاگذاری L_{crit} و P_{IC} از روابط (24-4) و (30-4) در رابطه فوق، رابطه ساده شده زیر بدست می‌آید:

(42-4)

نکته بسیار مهمی که باید به آن توجه کرد این است که هیچکدام از l_{down} ها در بازه $i=0$ تا $i_{z_1=0}^*$ و همچنین هیچ یک از l_{up} ها در بازه $i_{z_1=0}^*$ تا n_f نباید بزرگتر از l_{crit} باشند تا بتوان از فرمول‌های (41-4) یا (42-4) برای محاسبه V_f استفاده کرد. چنانچه شرط ذکر شده برای تعدادی از نوارهای FRP برقرار نباشد باید در رابطه (41-4) نسبت l_i / l_{crit} را برای آن میله‌ها مساوی یک قرار داد. به عبارتی این نسبت باید همیشه کوچکتر از یک باشد و چنانچه بزرگتر از یک شد باید مساوی یک منظور شود. همچنین باید توجه کرد که $P_{IC}(l_i / l_{crit})$ کوچکتر از نیروی متناظر با پارگی FRP باشد.

V_f تا اینجا با این فرض محاسبه شد که گسیختگی نوارهای FRP به صورت جداشدگی از داخل لایه بتن باشد. با وجود اینکه اغلب نتایج آزمایشگاهی در این زمینه موید این نوع گسیختگی هستند اما همان‌طور که پیش‌تر نیز بحث شد، در موارد نادری گسیختگی در لایه چسب نیز رخ داده است. در این قسمت به منظور اطمینان از وقوع گسیختگی (جداشدگی) FRP از داخل لایه بتن باید یک کنترل ویژه انجام شود. به این منظور از رابطه پیشنهادی (Ceroni et al. (2012) به شرح زیر استفاده می‌شود.

در این رابطه به منظور لحاظ کردن ابعاد شیار (جداشدگی از محل تماس چسب-بتن) و ابعاد نوار (یا میله) FRP (جداشدگی از محل تماس FRP-چسب) دو رابطه پارامتری زیر را ارائه شده است؛

$$\mathcal{E}_{\max 1, Ceroni} = \alpha_1 \frac{(\rho_{f,g})^{\alpha_2}}{(E_f A_f)^{\alpha_3}} \quad (43-4)$$

$$\mathcal{E}_{\max 2, Ceroni} = \alpha_1 \frac{(\rho_{f,NSM})^{\alpha_2}}{(E_f A_f)^{\alpha_3}} \quad (44-4)$$

سپس با استفاده از نتایج آزمایش‌ها بیرون کشیدگی (مراجع مندرج در جدول 1-4) ضرایب رگرسیون α_1 ، α_2 و α_3 تعیین شده‌اند:

$$\varepsilon_{\max 1, Ceroni} = 272 \frac{(\rho_{f,g})^{0.861}}{(E_f A_f)^{0.88}} \quad (45-4)$$

$$\varepsilon_{\max 2, Ceroni} = 272 \frac{(\rho_{f,NSM})^{0.931}}{(E_f A_f)^{0.871}} \quad (46-4)$$

اگرچه Ceroni و همکاران در کار خود به طور ضمنی اشاره کرده‌اند که رابطه پیشنهادی آن‌ها برای انواع گسیختگی ناشی از ناحیه چسب می‌باشد اما به طور صریح و واضح این موضوع را بیان نکرده‌اند که روابط فوق دقیقاً برای کدام یک از انواع گسیختگی کالیبره شده است. به منظور اطمینان از این موضوع، کلیه نتایج آزمایشگاهی که ایشان برای کالیبره کردن رابطه تجربی پیشنهادی استفاده کرده بودند، در تحقیق حاضر مورد موشکافی قرار می‌گیرند. نتایج این بررسی در جدول 1-4 ارائه شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، اغلب گسیختگی‌ها در ناحیه اپوکسی گزارش شده‌اند. با این توضیح می‌توان گفت روابط (45-4) و (46-4) کرنش حداکثر را با فرض وقوع گسیختگی از داخل لایه چسب ارائه می‌کنند.

حال چنانچه حداکثر کرنش موجود در FRP در تیر بتنی مقاوم‌سازی شده در برش به روش NSM-FRP، که با استفاده از روش پیشنهادی بدست آمده است (روش محاسبه آن در ادامه آمده است)، از مقدار حاصل از روابط (45-4) و (46-4) کمتر باشد می‌توان نتیجه‌گیری کرد که مد گسیختگی FRP از داخل لایه چسب، حاکم نمی‌باشد و به عبارتی مدل تحلیلی پیشنهادی صادق است. در غیر این صورت فرض گسیختگی از داخل لایه بتن که در روش پیشنهادی در نظر گرفته شده است، صادق نمی‌باشد.

جدول 4-1: خلاصه نتایج آزمایش‌های بیرون کشیدگی به کار رفته در کالیبره کردن رابطه (4-43) و (4-44)

نام مرجع	گسیختگی	مقاومت فشاری بتن مگاپاسکال	نوع چسب FRP	مشخصات چسب مگاپاسکال		
				مقاومت کششی	مقاومت فشاری	مدول الاستیسیته
Sena-cruz et al. 2006	از محل چسب FRP. هیچ ترکی در بتن مشاهده نشد. ترک خوردگی جزئی در اپوکسی	41	Strip	21/8±5/5	67/5±3/6	گزارش نشده
Teng et al. 2006	از محل چسب FRP. در مراحل انتهایی بارگذاری ترک خوردگی جزئی در بتن رخ داده است	35	Strip	42	گزارش نشده	2620
Sena-cruz an Barros 2004	از محل چسب FRP و هم‌چنین چسب بتن. هیچ ترکی در بتن مشاهده نشد	33-70	Strip	25/8±2/1	44/4±5/3	گزارش نشده
DeLorenzis and Nanni 2002	Epoxy splitting، از محل چسب FRP و هم‌چنین ترک خوردگی بتن (کمتر مشاهده شده). مدهای گسیختگی ترکیبی نیز گزارش شده است	27/6	Rod	13/8	55/2	2757
DeLorenzis et al. 2002	در حالت استفاده از اپوکسی: از محل چسب بتن در حالت استفاده از Mortar* از محل چسب بتن و هم‌چنین وقوع Mortar splitting	22	Rod	اپوکسی: 28 Mortar: 6/3	گزارش نشده	گزارش نشده
DeLorenzis et al. 2004	مد گسیختگی قالب Epoxy splitting بوده است. ترک خوردگی اطراف FRP مشاهده شده است.	22	Rod	اپوکسی: 28 Mortar: 6/3	اپوکسی: 68 Mortar: 38	اپوکسی: 6000 Mortar: 5500
Seracino et al. 2007a	بیرون کشیده شدن FRP از داخل چسب به همراه تخریب چسب - گسیختگی از داخل لایه بتن (مرز بتن و چسب) پارگی FRP	30-64	Strip	16	گزارش نشده	5210

* چسب با پایه سیمانی

به منظور محاسبه حداکثر کرنش موجود در FRP با استفاده از روش پیشنهادی، فرض می‌شود ترک برشی از وسط یک میله FRP عبور نماید. این فرض متناظر با بیشترین نیروی جداسازی ممکن می‌باشد و اگرچه اندکی محافظه‌کارانه است اما سهولت زیادی در روند کار ایجاد می‌کند.

$$\varepsilon_{ava} = \frac{P_{IC,(l/2)}}{E_f A_f} \quad (47-4)$$

$$P_{IC,(l/2)} = \frac{(0.5h / \sin \alpha)}{L_{crit}} P_{IC} \quad (48-4)$$

$$\text{if } \frac{(0.5h / \sin \alpha)}{L_{crit}} > 1 \rightarrow P_{IC,(l/2)} = P_{IC}$$

با انجام کنترل زیر برای هر حالت دلخواه می‌توان مشخص کرد که فرض گسیختگی لحاظ شده در روش پیشنهادی، برای آن صادق است یا خیر:

$$\text{if } \left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_{ava}}{\varepsilon_{\max 1, Ceroni}} < 1 \\ \text{and} \\ \frac{\varepsilon_{ava}}{\varepsilon_{\max 2, Ceroni}} < 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Proposed model is applicable} \quad (49-4)$$

$$(50-4)$$

4-6- مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از مدل پیشنهادی

به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، تمامی آزمایش‌های انجام شده (منتشر شده در مجلات معتبر) در زمینه تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش به روش NSM-FRP جمع آوری شدند و میزان مشارکت FRP درباربری برشی با استفاده از روش پیشنهادی محاسبه و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. جدول 2-4 مشخصات نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نتایج مربوط به کنترل گسیختگی از محل چسب که توسط روابط Ceroni et al. (2012) انجام می‌شود نیز در دو ستون آخر این جدول ارائه شده است (d_g و b_g ابعاد شیار هستند)

جدول 24: مشخصات تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش به روش NSM به منظور ارزیابی مدل تحلیلی پیشنهادی

	Specimen Label	b_g (mm)	d_g (mm)	A_f (mm ²)	E_f (MPa)	F'_c (MPa)	FRP percentage (%)	Stirrup percentage (%)	Cerami check 1	Cerami check 2
<i>Dias and Barros 2010 (Strip)</i>	2S-4LV	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.08	0.1	0.62	0.64
	2S-7LV	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.13	0.1	0.62	0.64
	2S-10LV	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.18	0.1	0.62	0.64
	2S-4LI45	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.08	0.1	0.88	0.90
	2S-7LI45	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.13	0.1	0.88	0.90
	2S-10LI45	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.19	0.1	0.88	0.90
	2S-4LI60	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.07	0.1	0.71	0.74
	2S-6LI60	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.11	0.1	0.71	0.74
	2S-9LI60	4.5	13.5	13.3	170900	39.7	0.16	0.1	0.71	0.74
<i>Dias and Barros 2008 (Strip)</i>	2S-5LV	5	13.5	14	166600	31.1	0.10	0.1	0.51	0.49
	2S-8LV	5	13.5	14	166600	31.1	0.16	0.1	0.51	0.49
	2S-5LI45	5	13.5	14	166600	31.1	0.10	0.1	0.73	0.69
	2S-8LI45	5	13.5	14	166600	31.1	0.16	0.1	0.73	0.69
	2S-3LI60	5	13.5	14	166600	31.1	0.06	0.1	0.59	0.56
	2S-5LI60	5	13.5	14	166600	31.1	0.09	0.1	0.59	0.56
	2S-8LI60	5	13.5	14	166600	31.1	0.13	0.1	0.59	0.56
	<i>Barros and Dias 2006 (Strip)</i>	A10_VL	5	12	14	166000	49.2	0.09	0	0.66
A10_IL		5	12	14	166000	49.2	0.088	0	0.94	0.81
A12_VL		5	12	14	166000	49.2	0.186	0	0.66	0.58
A12_IL		5	12	14	166000	49.2	0.176	0	0.94	0.81
B10_IL		5	12	14	166000	56.2	0.176	0	0.47	0.41
B12_VL		5	12	14	166000	56.2	0.373	0	0.34	0.29
B12_IL		5	12	14	166000	56.2	0.35	0	0.47	0.41
<i>Dias and Barros 2011 (Strip)</i>		2S7LV	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.13	0.1	0.38
	2S4LI45	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.08	0.1	0.54	0.53
	2S7LI45	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.13	0.1	0.54	0.53
	2S4LI60	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.07	0.1	0.44	0.43
	2S6LI60	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.11	0.1	0.44	0.43
	4S4LI45	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.08	0.17	0.54	0.53
	4S7LI45	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.13	0.17	0.54	0.53
	4S4LI60	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.07	0.17	0.44	0.43
	4S6LI60	4.5	13.5	13.3	174300	18.6	0.11	0.17	0.44	0.43
	<i>Rizo DeLorenzis 2009a (Rod-Strip)</i>	Specimen Label	b_g (mm)	d_g (mm)	A_f (mm ²)	E_f (MPa)	F'_c (MPa)	FRP percentage (%)	Stirrup percentage (%)	Cerami check 1
NB90-73-a		14	14	50.26	145700	29.3	0.688	0.176	0.24	0.26
NB45-146-a		14	14	50.26	145700	29.3	0.48	0.176	0.35	0.37
NB45-73-a		14	14	50.26	145700	29.3	0.97	0.176	0.35	0.37

	NS-90-73-a	5	18	32	121500	29.3	0.43	0.176	0.30	0.17
	NS-45-146-a	5	18	32	121500	29.3	0.3	0.176	0.43	0.32
<i>Jalali et al. 2012 (MMFRP)</i>	Specimen Label	b_g (mm)	d_g (mm)	A_f (mm²)	E_f (MPa)	F_c (MPa)	FRP percentage (%)	Stirrup percentage (%)	Ceroni check 1	Ceroni check 2
	VR	15	15	12	225000	36.4	0.075	0.188	0.39	0.37
	IR	15	15	12	225000	36.4	0.071	0.188	0.55	0.52
<i>Dias and Barros 2012 (Strip)</i>	Specimen Label	b_g (mm)	d_g (mm)	A_f (mm²)	E_f (MPa)	F_c (MPa)	FRP percentage (%)	Stirrup percentage (%)	Ceroni check 1	Ceroni check 2
	3S-6LV	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.1	0.81	0.85
	3S-10LV	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.13	0.1	0.81	0.85
	3S-5LI45	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.1	1.15	1.20
	5S-5LI45	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.16	1.15	1.20
	3S-9LI45	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.13	0.1	1.15	1.20
	5S-9LI45	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.13	0.16	1.15	1.20
	3S-5LI60	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.07	0.1	0.94	0.98
	5S-5LI60	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.07	0.16	0.94	0.98
	5S-8LI60	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.11	0.16	0.94	0.98
	3S-5LI45F1	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.1	1.15	1.20
	5S-5LI45-F	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.16	1.15	1.21
	5S-5LI45-F2	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.08	0.1	1.16	1.21
5S5LI60F	4.5	15	13.3	174300	59.4	0.07	0.16	1.16	1.22	

نتایج آماری حاصل از کلیه نمونه‌ها در جدول 4-3 خلاصه شده است. نتایج این جدول مربوط به میزان مشارکت برشی سیستم مقاوم‌سازی NSM-FRP هستند. نتایج هم‌چنین حاکی از دقت مناسب و قابل قبول روش پیشنهادی می‌باشند. شکل 4-10 نتایج آزمایشگاهی را در قیاس با نتایج آزمایشگاهی به صورت گرافیکی و به تفکیک آزمایش‌ها نشان می‌دهد.

نتایج حاصل از کنترل گسیختگی در لایه چسب در دو ستون آخر جدول 4-2 به ترتیب مربوط به روابط (4-49) و (4-50) می‌باشند. به جز مقادیر مربوط به نمونه‌های (Dias and Barros (2012)، در سایر نمونه‌ها مقادیر کوچک‌تر از یک برای دو کنترل مذکور حاصل شده است. در نمونه‌های (Dias and Barros (2012 این مقدار در اغلب نمونه‌ها بیشتر از یک به دست آمده است که به معنی وقوع گسیختگی از داخل لایه چسب می‌باشد و البته نتایج آزمایشگاهی این محققین، مؤید این موضوع می‌باشد. همان‌طور که در شکل 4-10 ملاحظه می‌شود نتایج حاصل از مدل تحلیلی پیشنهادی برای نمونه‌های (Dias and Barros (2012 اگر چه تا حدی در محدوده قابل قبول قرار دارد اما نسبت به سایر نمونه‌ها از دقت کمتری برخوردار بوده

است و نتایج تحلیلی کمتر از نتایج واقعی به دست آمده‌اند. دلیل این مطلب به وقوع گسیختگی از داخل لایه چسب برمی‌گردد، چراکه مطابق کنترل‌های مربوطه، قبل از وقوع گسیختگی از داخل بتن، گسیختگی از داخل لایه چسب رخ داده است و مدل تحلیلی پیشنهادی به خوبی این مسئله را نشان داده است.

جدول 3-4: نتایج آماری حاصل از مقایسه نتایج تحلیلی (مدل پیشنهادی) و نتایج آزمایشگاهی

مقدار	شرح
52	تعداد کل داده‌های استفاده شده
0/902	میانگین نسبت «نتایج تحلیلی» به «نتایج آزمایشگاهی»
0/256	انحراف استاندارد (مربوط به نسبت «نتایج تحلیلی» به «نتایج آزمایشگاهی»)
28/5	ضریب تغییرات (درصد)

شکل 10-4: نتایج تحلیلی (مدل پیشنهادی) در مقابل نتایج آزمایشگاهی (مشارکت FRP در باربری برشی)

4-7 - مقایسه مدل پیشنهادی با سایر مدل‌های موجود

در اغلب راهنماها و آیین‌نامه‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح به کمک FRP (fib-Bulletin 2001,) برای محاسبه میزان مشارکت سیستم مقاوم‌سازی EB-FRP در باربری برشی ارائه شده است، اما تاکنون در رابطه با محاسبه میزان مشارکت NSM-FRP در باربری برشی هیچ رابطه‌ای در آیین‌نامه‌ها (یا راهنماهای) طراحی ارائه نشده است و تنها دو رابطه تحلیلی ارائه شده توسط Nanni et al. (2004) و Bianco et al. (2006, 2009, 2011) مطرح می‌باشند.

در این قسمت نتایج حاصل از مدل پیشنهادی به همراه نتایج حاصل از دو روش تحلیلی که توسط Nanni et al. (2004) و Bianco et al. (2011) ارائه شده‌اند با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند. نتایج مقایسه به همراه مقدار ضریب تغییرات هر روش در شکل 4-11 ارائه شده است.

شکل 4-11: مقایسه نتایج مدل پیشنهادی و نتایج سایر روش‌های تحلیلی موجود با نتایج آزمایشگاهی

همان‌طور که مشاهده می‌شود روش پیشنهادی نسبت به مدل (Nanni et al. (2004) نتایج بسیار بهتری را به لحاظ ضریب تغییرات COV^1 داشته است. همچنین مقدار ضریب تغییرات آن با روش Bianco et al. (2011) که روش بسیار پیچیده‌ای (بنا به اظهار پیشنهاد دهندگان این روش) است یکسان به دست آمده است. روش پیشنهاد شده در تحقیق حاضر نتایج مناسبی را ضمن سادگی و قابل کاربرد بودن ارائه کرده است.

8-4- مشارکت برشی سیستم مقاوم سازی NSM-MMFRP

در این قسمت میزان مشارکت برشی سیستم مقاوم‌سازی NSM-MMFRP در نمونه‌های IR و VR با استفاده از رابطه تحلیلی پیشنهادی و همچنین دو رابطه تحلیلی موجود، محاسبه می‌شود.

نمونه‌های VRA و IRA در این مقایسه مطرح نشده‌اند چرا که رفتار مهارهای انتهایی با فرضیات مدل‌های تحلیلی همخوانی ندارند. از آنجایی که نتایج آزمایشگاهی نشان داده است مهارهای انتهایی منجر به افزایش 60 درصدی در میزان مشارکت NSM-MMFRP در باربری برشی می‌شوند، می‌توان مشارکت برشی میله‌های مهاردار را $1/6$ برابر نتایج متناظر با حالت بدون مهار آن در نظر گرفت.

مشارکت برشی NSM-MMFRP با استفاده از روابط (1-2) و (4-2) که به ترتیب توسط Nanni et al. (2004) و Bianco et al. (2006) معرفی شده‌اند و همچنین رابطه تحلیلی پیشنهادی، در جدول 4-4 ارائه شده‌اند. از نتایج ذکر شده در جدول 4-4 مشاهده می‌شود روش پیشنهادی و روش Bianco et al. (2006) مناسب‌ترین تخمین‌ها را ارائه کرده‌اند.

¹ Coefficient Of Variation

جدول 4-4: مشارکت سیستم NSM-MMFRP در باربری برشی، نتایج تحلیلی در قیاس با نتایج آزمایشگاهی

نمونه	نتایج آزمایشگاهی (kN)	Nanni et al. (2004)		Bianco et al.. (2006)		مدل پیشنهادی	
		نتایج تحلیلی	تحلیلی به آزمایشگاهی	نتایج تحلیلی	تحلیلی به آزمایشگاهی	نتایج تحلیلی	تحلیلی به آزمایشگاهی
VR	33/41	31/86	0/95	36/40	1/09	32/07	0/96
IR	39/88	22/52	0/56	37/96	0/95	27/92	0/70

4-9- جمع بندی

در این فصل روش تحلیلی جدیدی به منظور پیش بینی میزان مشارکت NSM-FRP در باربری برشی تیرهای مقاوم سازی شده ارائه شد. همان طور که مشاهده گردید روش پیشنهادی در مقایسه با سایر روش های تحلیلی موجود در عین سادگی، تخمین قابل قبولی از نتایج آزمایشگاهی را ارائه می نماید.

در فصل بعد بحث مطالعات عددی ارائه می شود. از آنجایی که توجه اصلی تحقیق حاضر معطوف به مطالعات آزمایشگاهی و پس از آن مطالعات تحلیلی بوده است، در قسمت مطالعات عددی گستره تحقیق تا حدی محدود شده است.

فصل پنجم

مطالعات عددی

5-1- مقدمه

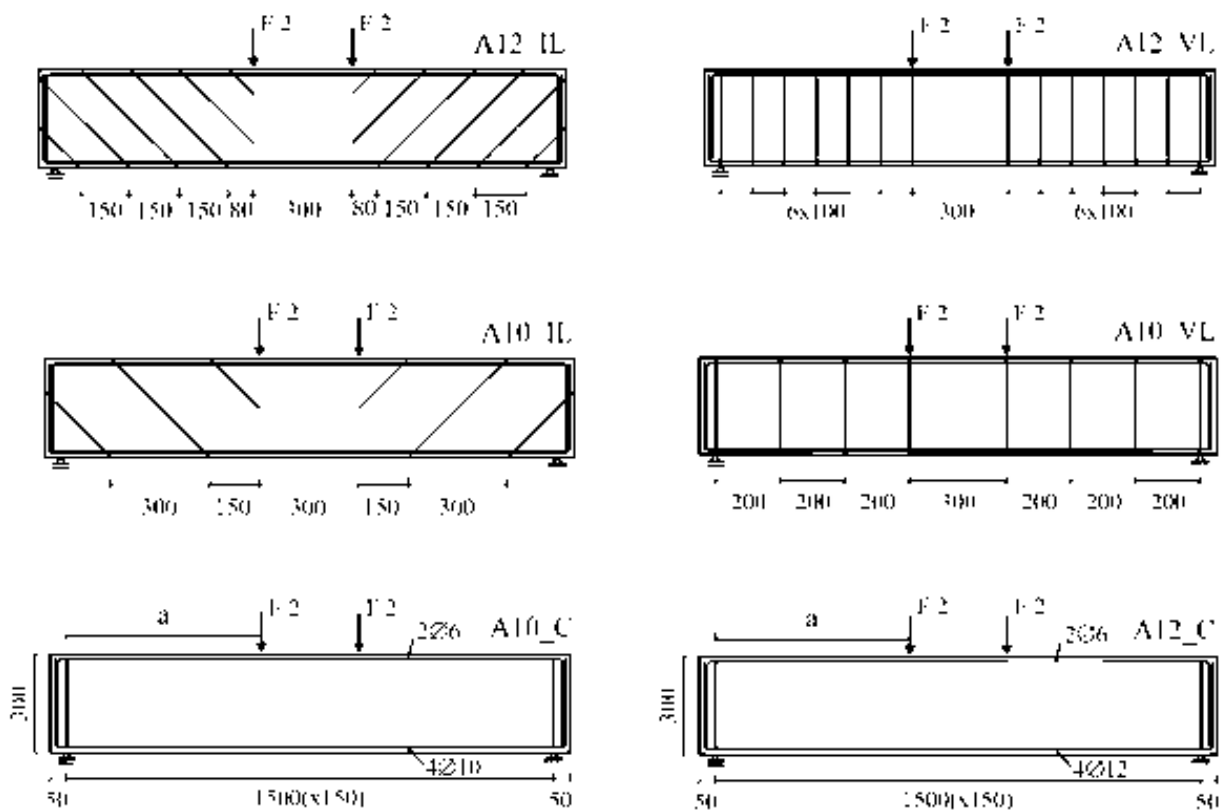
در تکمیل مطالعات پایان نامه، در این فصل مطالعات عددی ارائه می‌گردد. برای مدل‌سازی عددی سازه‌های بتن مسلح مقاوم شده با FRP دو رویه کلی در ادبیات فنی وجود دارد. در رویه اول رفتار چسبندگی مصالح مدل‌سازی نمی‌شود و به عبارتی مدل‌سازی با فرض چسبندگی کامل اجزا مختلف انجام می‌شود. هم‌چنین از مدل‌های متعارف موجود در بسته‌های نرم افزاری برای مدل‌سازی رفتار بتن و سایر مصالح استفاده می‌شود. در رویه دوم رفتار چسبندگی متناسب با رفتار واقعی سازه مدل‌سازی می‌شود و بعضاً روش‌های متفاوتی برای مدل‌سازی رفتار بتن در نظر گرفته می‌شود. علی‌رغم کاستی‌ها و انتقاداتی که به رویه اول وارد است اما پیچیدگی‌ها و ابهاماتی که در رویه دوم وجود دارد باعث شده تا رویه اول به مراتب فراگیرتر باشد و این در حالی است که کاستی‌های این روش در زمینه مدل‌سازی رفتار برشی تیرهای بتن مسلح کمتر مورد تفحص قرار گرفته است.

هدف اصلی این فصل ارائه روش مدل‌سازی عددی تیرهای بتن مسلح تقویت شده در برش با روش NSM، با توجه به روش‌های متعارف مدل‌سازی عددی (رویه اول) و ارائه پیشنهادهایی در آن‌ها است. هم‌چنین نقاط قوت و ضعف روش مدل‌سازی مورد موشکافی و تحلیل نقادانه قرار می‌گیرد.

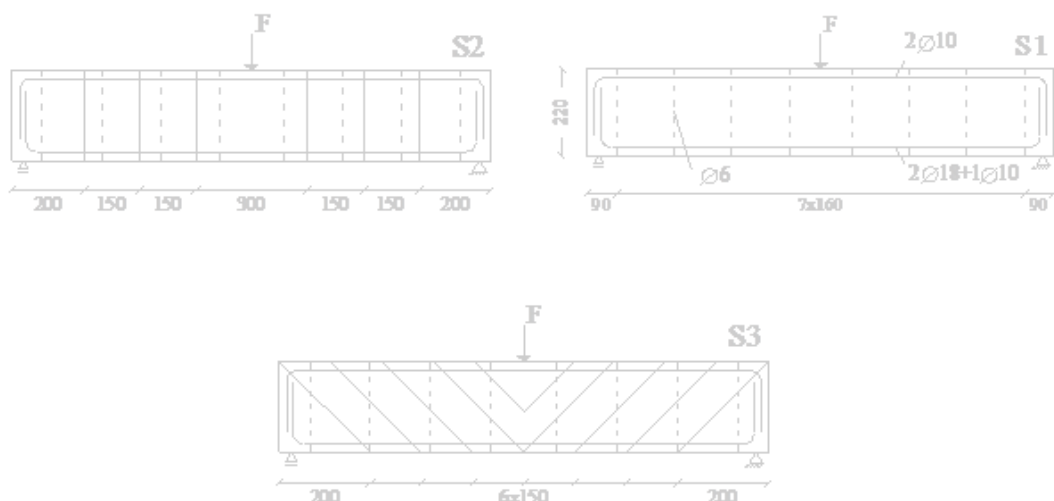
5-2- نمونه‌های آزمایشگاهی برای انجام مدل‌سازی عددی

به منظور بررسی نتایج مدل‌سازی‌های عددی و قیاس آن‌ها با نتایج واقعی لازم است تا مدل‌سازی بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی انجام شود. برای نیل به این هدف دو گروه از نمونه‌ها در نظر گرفته شده است. در گروه اول از آزمایش‌هایی که در دانشگاه مینه‌سوتا در کشور پرتغال توسط Barros and Dias (2006) انجام شده است، استفاده می‌شود. ابعاد مقطع این تیرها 150×300 میلیمتر و تیرها به طول 1600 میلیمتر هستند. شکل 5-1 و جدول 5-1 مشخصات نمونه‌های گروه اول را ارائه می‌کنند. در گروه دوم، از سه عدد تیر

مستطیلی به طول $170 \times 220 \times 1300$ میلیمتر که توسط Sharbatdar et al. (under review) در دانشگاه سمنان طراحی و آزمایش شده‌اند، استفاده می‌گردد. مشخصات ابعادی و جزئیات تقویت تیرهای گروه دوم در شکل 2-5 و جدول 1-5 نشان داده شده‌اند. تیرهای گروه اول فاقد خاموت فلزی بوده و خاموت‌های گروه دوم به صورت خط چین در شکل 2-5 نمایش داده شده‌اند. هر دو گروه از تیرها به روش NSM مقاوم‌سازی برشی شده‌اند. تیرهای گروه اول تحت بارگذاری چهارنقطه‌ای و تیرهای گروه دوم تحت بارگذاری سه نقطه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. تجهیزات اندازه‌گیری کرنش که از قبل بر روی آرماتورها و میله‌های FRP در گروه دوم نصب شده بودند امکان اندازه‌گیری مقادیر کرنش در طول آزمایش را ایجاد کردند (محل نصب آن‌ها در ادامه در قسمت‌های مورد نیاز آمده است).



شکل 1-5: نمونه‌های در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی عددی - گروه اول



شکل 5-2: نمونه‌های در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی عددی - گروه دوم

جدول 5-1: مشخصات تسلیح نمونه‌های مورد استفاده در مطالعه عددی

FRP			آرماتور فولادی			نام نمونه
زاویه نوارها (میلها)	فاصله نوارها (میلها)	تعداد و نوع FRP	خاموت	آرماتور فشاری	آرماتور کششی	
-	-	-	-	2 Φ 6	4 Φ 10	A10_C
90	200	CFRP 16 نواری	-	2 Φ 6	4 Φ 10	A10_VL
45	300	CFRP 12 نواری	-	2 Φ 6	4 Φ 10	A10_IL
-	-	-	-	2 Φ 6	4 Φ 12	A12_C
90	100	CFRP 28 نواری	-	2 Φ 6	4 Φ 12	A12_VL
45	150	CFRP 24 نواری	-	2 Φ 6	4 Φ 12	A12_IL
-	-	-	Φ6@16	2 Φ 10	2Φ18 +1Φ10	S1
90	150	MMFRP 12	Φ6@16	2 Φ 10	2Φ18 +1Φ10	S2
45	150	MMFRP 20	Φ6@16	2 Φ 10	2Φ18 +1Φ10	S3

3-5- مدل‌سازی اجزای محدود

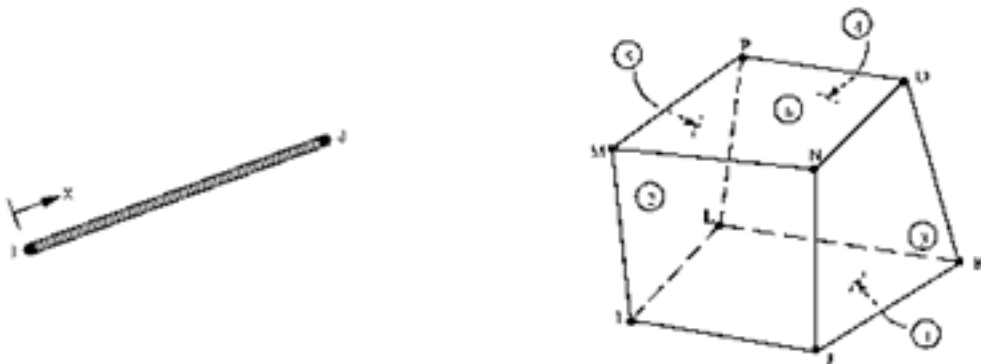
3-5-1. هدف مدل‌سازی

همان‌طور که اشاره شد، تحقیق و بررسی موشکافانه و عمیق در روش‌های متعارف مدل‌سازی عددی ضمن آنکه به تکامل و بهبود روش‌های مدل‌سازی عددی کمک قابل ملاحظه‌ای می‌کند، نقاط ضعف و قوت این

روش‌ها را برای استفاده کنندگان آن‌ها روشن‌تر می‌نماید. در این مجموعه نتایج مختلف مدل‌سازی‌های عددی با روش‌های معمول، بررسی می‌شود. در مدل‌سازی عددی از نرم افزار اجزا محدود (ANSYS 2009) استفاده شده است.

2-3-5. المان‌های استفاده شده در مدل‌سازی

چهار نوع المان برای مدل‌سازی عددی در نظر گرفته شده است. المان SOLID65 یک المان هشت گره‌ای است که در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهات x ، y و z دارد. این المان برای مدل‌سازی‌های سه بعدی با یا بدون تسلیح بکار می‌رود و توانایی ترک خوردن در کشش و خرد شدن در فشار را دارد. از این المان برای مدل‌سازی بتن استفاده می‌شود (شکل 3-5).



شکل 3-5: المان SOLID65 (سمت راست) و LINK8 (سمت چپ)

المان LINK8 المانی یک بعدی با قابلیت تحمل فشار یا کشش می‌باشد و در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهات x ، y و z دارد (شکل 3-5). از این المان برای مدل‌سازی آرماتورهای فولادی طولی و عرضی استفاده شده است. از آنجایی که نوارها و میله‌های FRP اعضای صرفاً کششی¹ هستند و توانایی تحمل فشار را ندارند، در مدل‌سازی آن‌ها از المان LINK10 که توانایی ارائه رفتار صرفاً کششی را دارد، استفاده شده است. این المان مشابه المان LINK8 است، با این تفاوت که رفتار صرفاً کششی را مدل‌سازی می‌کند. چنانچه

¹ Tension only

المان LINK10 در معرض نیروی فشاری قرار گیرد، سختی آن صفر خواهد شد. در مدل‌سازی صفحات بارگذاری از المان SOLID45 استفاده شده است. این المان هشت گره‌ای بوده و در هر گره سه درجه آزادی انتقالی در جهات x ، y و z دارد (ANSYS 2009).

3-3-5. مشخصات و نحوه مدل‌سازی مصالح

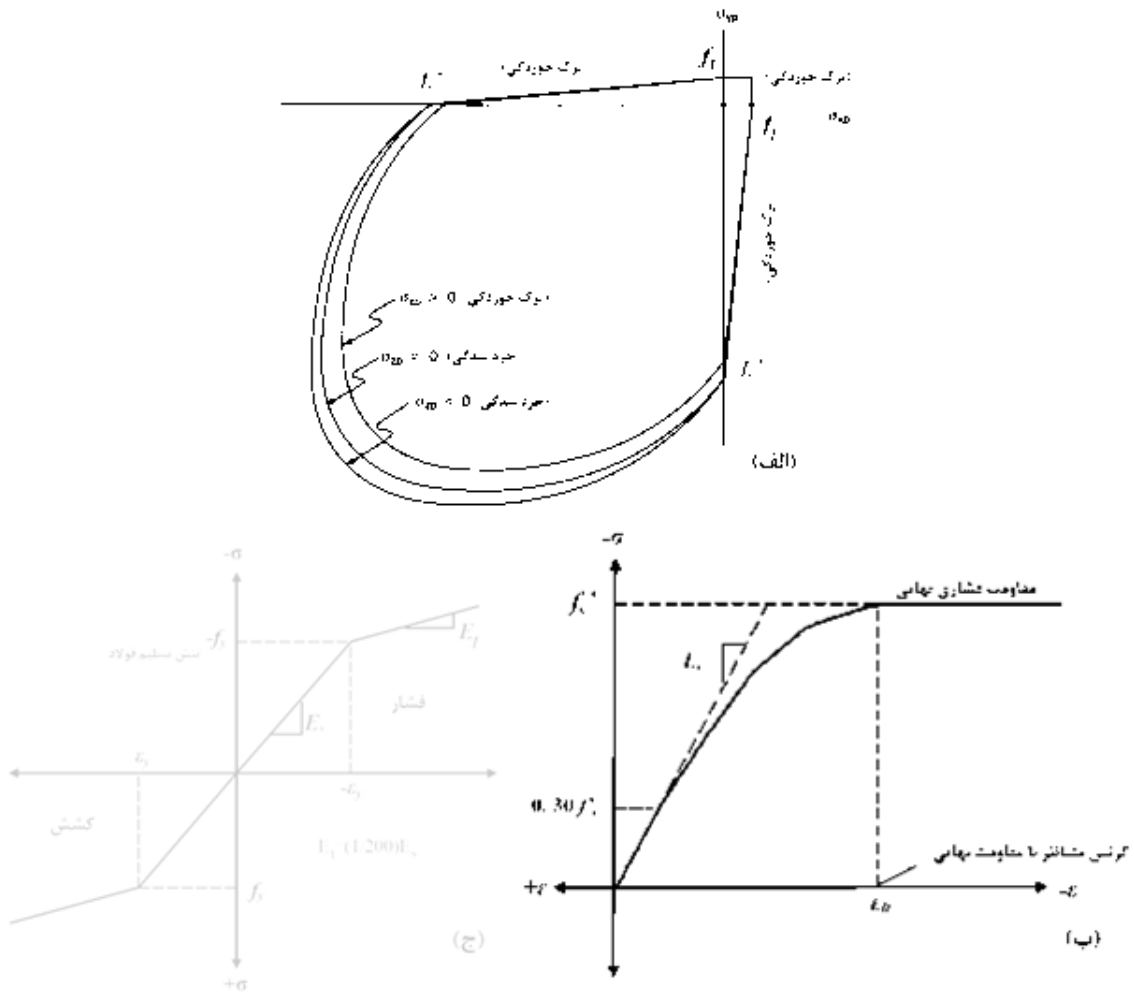
در مدل‌سازی بتن، سطوح گسیختگی تئوری پیشنهاد شده توسط Willam and Warnke (1975) به عنوان معیار گسیختگی پذیرفته شده‌اند. مطابق شکل 4-5 (الف)، در این مدل σ_{xp} و σ_{yp} تنش‌های اصلی در جهات x و y هستند و مد گسیختگی تابعی از علامت تنش‌های اصلی در جهت z ، σ_{zp} می‌باشد. رفتار تک محوره تنش-کرنش بتن در فشار بر مبنای روابط تئوری ارائه شده توسط Desayi and Krishnan (1964) و همچنین Gere and Timoshenko (1997)، که در ادامه آمده است؛ در نظر گرفته شده است:

$$f = \frac{E_c \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (1-5)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (2-5)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (3-5)$$

در این روابط f_c مقاومت فشاری استوانه‌ای بتن، f ، ε_0 و E_c به ترتیب تنش در کرنش مفروض ε ، کرنش متناظر با مقاومت فشاری نهایی بتن و مدول الاستیسیته بتن هستند. همان‌طور که در شکل 4-5 (ب) نشان داده شده است رفتار تنش-کرنش بتن تا 30 درصد مقاومت فشاری استوانه‌ای آن به صورت الاستیک خطی و پس از آن به صورت غیرخطی مدل می‌شود. رفتار آرماتورهای فولادی به صورت الاستو-پلاستیک دو خطی، مطابق شکل 4-5 (ج)، در نظر گرفته شده است. شیب سخت‌شدگی کرنش به صورت یکنواخت و به میزان (0/005) برابر شیب منحنی در قسمت الاستیک در نظر گرفته می‌شود (Godat et al. 2007a).



شکل 4-5: مدل رفتاری بتن، (الف): معیار شکست؛ (ب): منحنی تنش-کرنش تک محوره بتن (ج): مدل رفتاری در نظر گرفته شده برای فولاد

برای FRP نیز رفتار الاستیک خطی لحاظ شده است. مشخصات مصالح در جدول 2-5 آمده است.

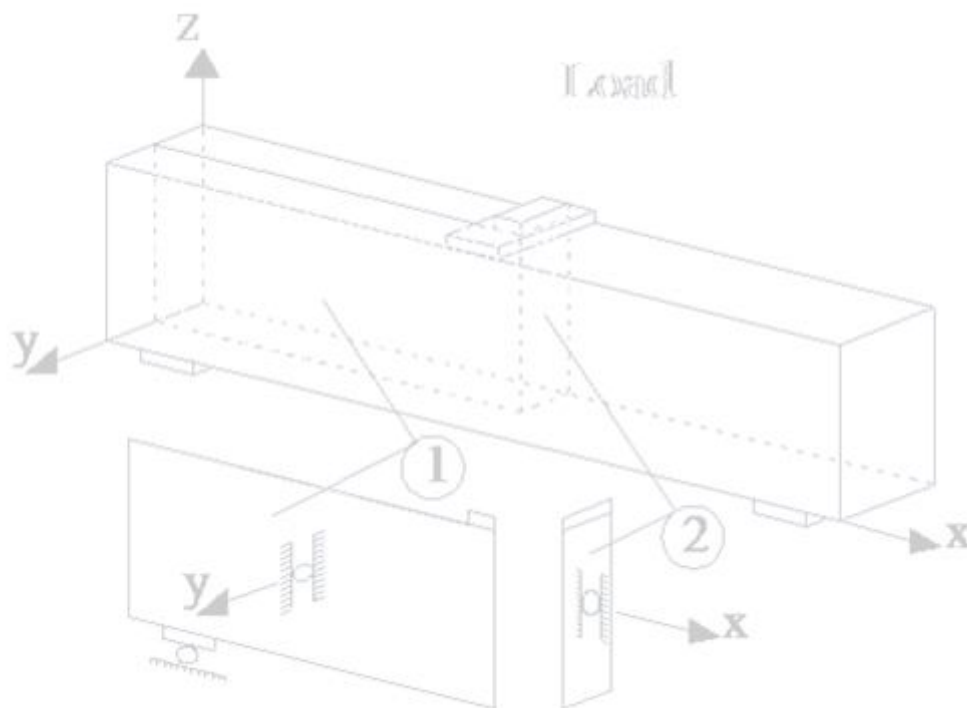
جدول 2-5: مشخصات مصالح

تنش تسلیم آرماتور (مگاپاسکال)	بتن			FRP			گروه‌های در نظر گرفته شده برای مدل‌سازی عددی
	مقاومت فشاری استوانه‌ای در زمان آزمایش (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	مدول گسیختگی (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	کرنش نهایی (درصد)	سطح مقطع (میلی‌متر مربع)	
Φ6 Φ10 Φ12 Φ18	49/2	32967	4/3	166000	1/3	14	گروه اول
190 335 - 480	22	22045	2/9	225000	1/5	7/8	گروه دوم

در هر دو گروه، مدول الاستیسیته و مدول گسیختگی بتن بر مبنای روابط ارائه شده در ACI 318-05 (2005) محاسبه شده‌اند.

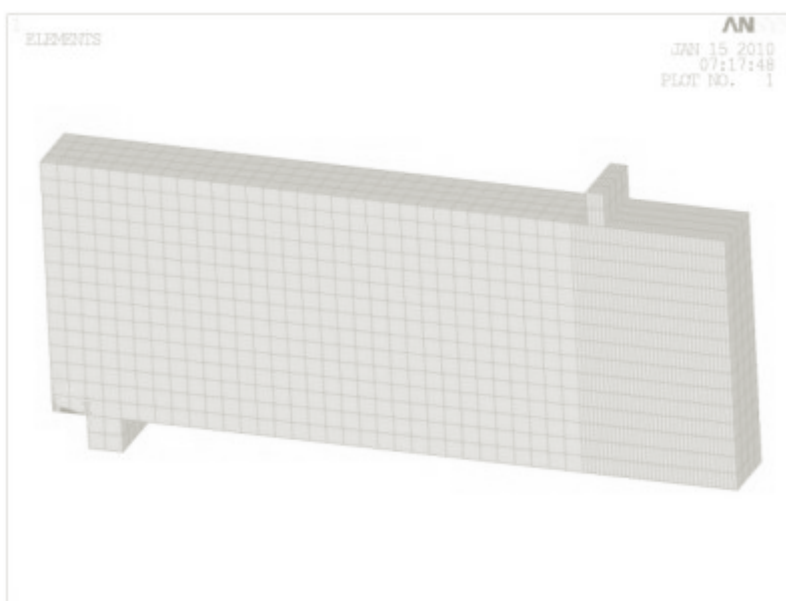
4-3-5. روش مدل‌سازی

از آنجایی که در کلیه مدل‌ها شرایط هندسی، بارگذاری و همچنین شرایط تکیه‌گاهی نسبت به دو صفحه 1 و 2 (شکل 5-5) متقارن هستند، از این مزیت در مدل‌سازی آن‌ها استفاده شده و تنها یک چهارم از سازه تیرها مانند شکل 5-6 مدل می‌شوند. با توجه به انجام تحلیل غیر خطی، این موضوع زمان تحلیل را به میزان محسوسی کاهش می‌دهد. در نتیجه مطابق شکل 5-5، صفحه 1 در جهت y و صفحه 2 در جهت x مقید می‌شود. به این ترتیب که مولفه تغییر مکان در جهت y برای کلیه گره‌های المان‌های واقع در صفحه 1 مقید می‌شوند.

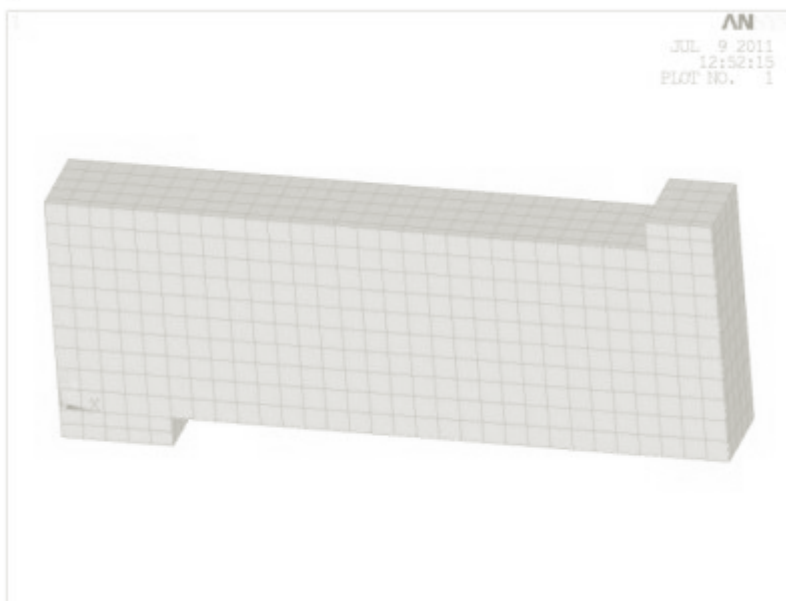


شکل 5-5: مدل‌سازی یک چهارم تیر، ناحیه هاشور خورده: قسمت مدل‌سازی شده

همچنین مولفه تغییر مکان در جهت x برای کلیه گره‌های المان‌های واقع در صفحه 2 به صورت مقید در نظر گرفته می‌شود. در گروه اول که بارگذاری به صورت چهار نقطه‌ای انجام شده است، در قسمت میانی تیر، حدفاصل دو نقطه بارگذاری، ابعاد شبکه المان‌ها مطابق شکل 5-6 (الف) در جهت طولی تیر کاهش داده شد. این ناحیه تحت اثر خمش خالص بوده و متحمل ترک‌های خمشی می‌شود و المان بندی انجام شده، فراهم کننده همگرایی بهتری در حل اجزا محدود می‌باشد.



(الف)



(ب)

شکل 5-6: شبکه المان‌ها، (الف): گروه اول؛ (ب): گروه دوم

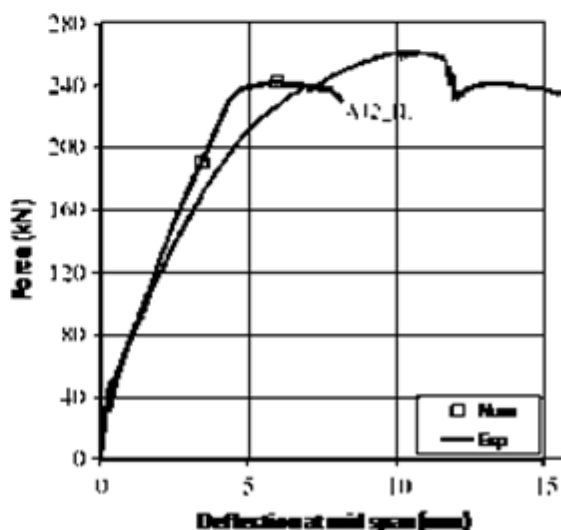
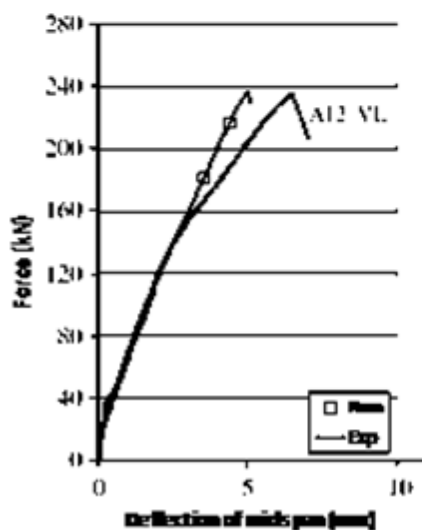
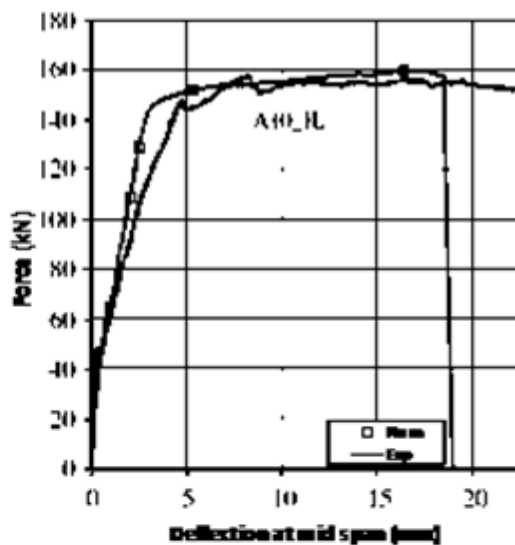
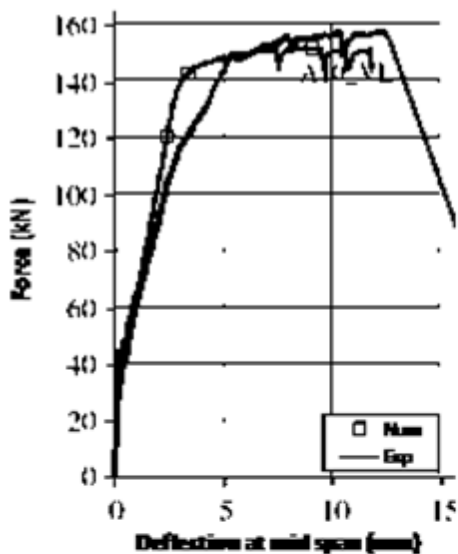
در گروه دوم مطابق شکل 5-6(ب)، بارگذاری تیر به صورت سه نقطه‌ای انجام شد و ابعاد شبکه المان‌ها در کلیه نقاط یکسان در نظر گرفته شده است (شکل 5-5 مربوط به بارگذاری گروه دوم است که از نوع سه نقطه‌ای است).

لغزش بین آرماتورها و بتن و همچنین بین FRP و بتن در مدلسازی در نظر گرفته نمی‌شود و شبکه المان‌ها به گونه‌ای تنظیم شده است تا کلیه گره‌های آرماتورها و FRP بر گره‌های المان‌های بتن منطبق شده و به یکدیگر متصل شوند. قبل از نصب FRP، بتن دارای کرنش اولیه نبوده است و لذا تمهید خاصی از این حیث در مدلسازی لحاظ نشده است. در مدلسازی صفحات بارگذاری، مصالح آن‌ها از نوع الاستیک خطی با مدول الاستیسیته زیاد در نظر گرفته شد تا صلبیت آن‌ها حفظ شود. بارگذاری به صورت کنترل تغییر مکان انجام شد و از قابلیت تقسیم خودکار گام‌های حل در نرم افزار استفاده گردید.

5-4- نتایج مدل عددی و بحث روی آن‌ها

5-4-1. پاسخ نیرو - تغییر مکان

منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای گروه اول برگرفته از نتایج آزمایشگاهی و مدلسازی عددی در شکل 5-7 نشان داده شده است. از دیدگاه تطابق شکل کلی نمودار، مدل عددی نتایج نسبتاً قابل قبولی را ارائه کرده است. با وجود آنکه مقادیر باربری حداکثر تیرها در مدل عددی تخمین مناسبی از نتایج واقعی ارائه کرده‌اند اما در پیش‌بینی مناسب مد گسیختگی نهایی و به عبارتی تطابق میزان جابجایی حداکثر، نتایج چندان رضایت بخش نیست. به منظور داشتن درک بهتر از پاسخ نیرو-تغییر مکان مدل‌های عددی تیرهای گروه اول، میزان باربری حداکثر و همچنین سختی قسمت‌های مختلف منحنی نیرو-تغییر مکان در قیاس با نتایج واقعی، در جدول 5-3 ارائه شده است. همچنین، منحنی نیرو-تغییر مکان مطابق شکل 5-8 به سه ناحیه تقسیم شده است.

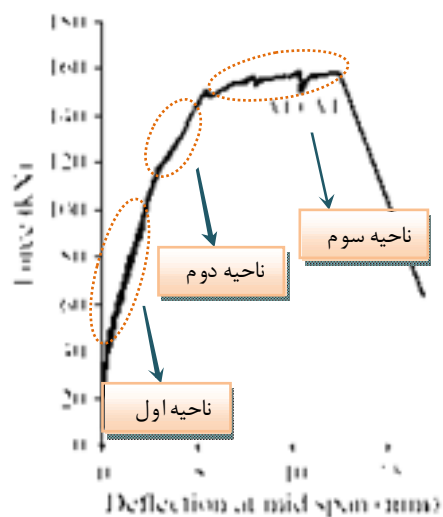


شکل 5-7: منحنی نیرو و -تغییر مکان تیرهای گروه اول - نتایج مدل‌های عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

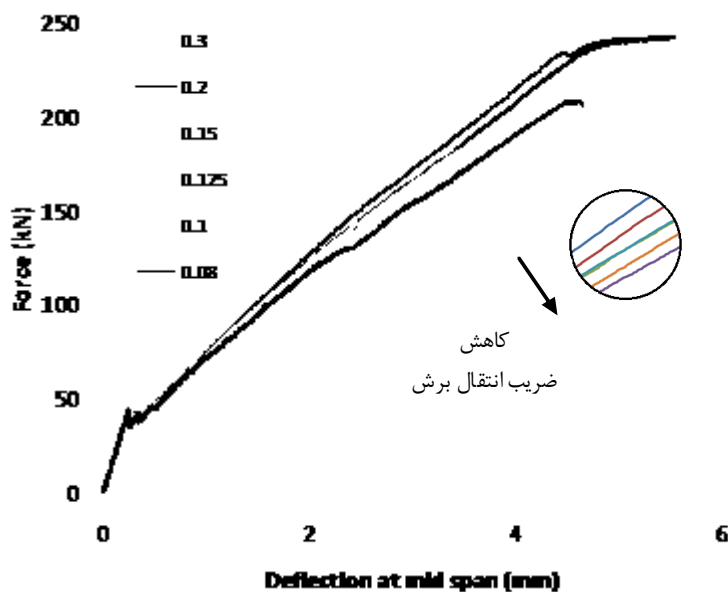
جدول 3-5: مقایسه نتایج مدل‌های عددی گروه اول با نتایج آزمایشگاهی (واقعی)

میزان باربری حداکثر			نسبت سختی منحنی نیرو-تغییر مکان (حاصل تقسیم نتایج مدل عددی بر نتایج آزمایشگاهی)			نام نمونه
نسبت باربری (مدل عددی تقسیم بر آزمایشگاهی)	مدل آزمایشگاهی (کیلونیوتن)	مدل عددی (کیلونیوتن)	ناحیه سوم	ناحیه دوم	ناحیه اول	
0/960	158	151/5	0/62	2/21	1/58	A10-VL
1/011	158	159/8	0/91	1/86	1/53	A10-IL
1/000	235	235/0	-	1/42	1/05	A12-VL
0/925	262	242/6	-	1/68	1/30	A12-IL

یکی از دلایل بروز اختلاف در مقادیر سختی، مربوط به ضریب انتقال برش¹ می‌باشد. به منظور ارزیابی چگونگی تاثیر این ضریب، منحنی‌های نیرو-تغییر مکان برای نمونه A12-VL و به ازای مقادیر مختلف ضریب انتقال برش، در شکل 5-9 مقایسه شده‌اند.



شکل 5-8: دسته بندی نواحی سه گانه منحنی نیرو-تغییر مکان



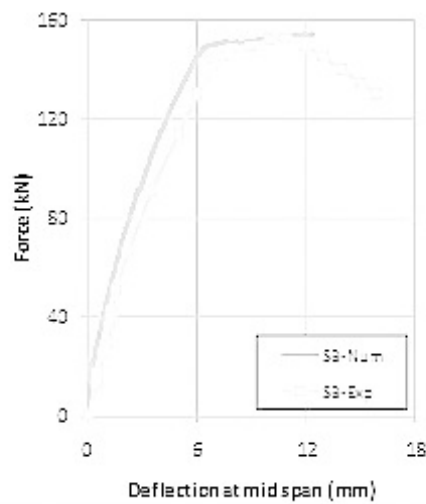
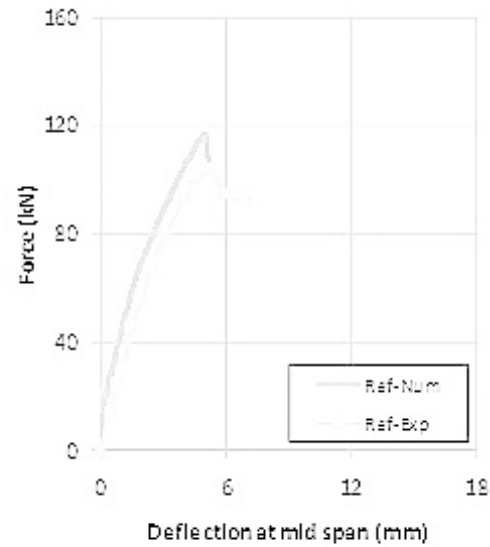
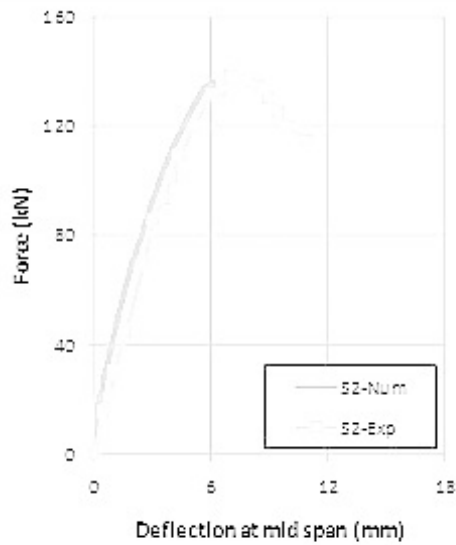
شکل 5-9: اثر کاهش ضریب انتقال برش بر روی سختی منحنی نیرو-تغییر مکان (منحنی‌ها به ترتیب از 0/08 در پایین ترین قسمت تا 0/3 در بالاترین قسمت می‌باشند)

¹ Shear transfer coefficient

همان‌طور که مشاهده می‌شود با کاهش مقدار این ضریب، سختی منحنی نیرو-تغییر شکل، کاهش یافته است. کاهش مقدار ضریب انتقال برش مترادف با افزایش احتمال ایجاد عدم همگرایی در حل بوده و روند حل را با مشکلات زیادی روبرو می‌کند. به همین دلیل میزان جابجایی حداکثر، همزمان با کاهش این ضریب، کاهش یافته است. در مدل‌های گروه اول با توجه به بروز مشکلات همگرایی متعدد در روند حل، ضریب انتقال برش مقدار $0/3$ منظور شد.

در نمونه‌های A12 قسمت سوم به طور واضح وجود ندارد و لذا برای قسمت سوم آن‌ها در جدول 3-5 مقایسه‌ای انجام نشده است. در مدل‌های گروه دوم ضریب انتقال برش مقدار $0/08$ در نظر گرفته شده است و برای احتراز از وقوع ناپایداری زود هنگام در حل، تعداد گام‌های حل در مراحل پایانی تحلیل مدل‌ها افزایش داده شده است. این کار با استفاده از قابلیت شروع مجدد در نرم افزار انجام شده است که مدت زمان تحلیل را به شدت افزایش داده است. شکل 5-10 منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های گروه دوم را به همراه نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

مقایسه مقادیر نسبت سختی منحنی نیرو-تغییر مکان در گروه اول و دوم (جدول 3-5 و جدول 4-5) نشان می‌دهد که کاهش ضریب انتقال برش در گروه دوم، نسبت به گروه اول، منجر به نتایج بهتری در سختی منحنی نیرو-تغییر مکان شده است.



شکل ۳-۱۷. منحنی نیرو-تغییر مکان بیرمی تروه دوم - نتایج مدل‌های عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

جدول 4-5: مقایسه نتایج مدل‌های عددی گروه دوم با نتایج آزمایشگاهی (واقعی)

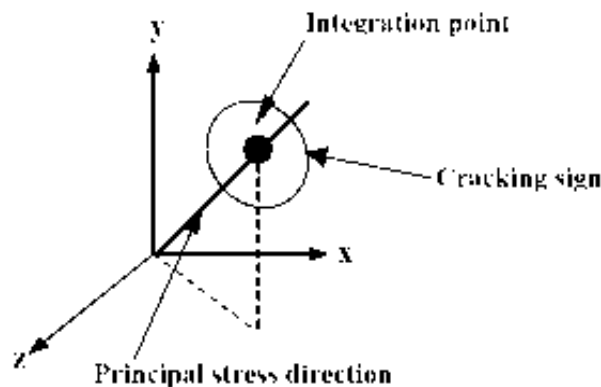
میزان باربری حداکثر			نسبت سختی منحنی نیرو-تغییر مکان (حاصل تقسیم نتایج مدل عددی بر نتایج آزمایشگاهی)			نام نمونه
نسبت باربری (نتایج عددی تقسیم بر آزمایشگاهی)	مدل آزمایشگاهی (کیلو نیوتن)	مدل عددی (کیلو نیوتن)	ناحیه سوم	ناحیه دوم	ناحیه اول	
1/13	104	117/15	-	1/2	1/32	S1 (Ref)
0/99	138	136/15	-	1/07	1/13	S2
1/01	153	154/80	1/09	1/18	1/20	S3

مدل عددی در گروه اول، سختی منحنی نیرو-تغییر مکان در قسمت‌های اول، دوم و سوم را به طور متوسط به ترتیب 1/36، 1/79 و 0/76 برابر مقادیر سختی واقعی ارائه کرده است. این نسبت‌ها در مدل‌های گروه

دوم به ترتیب 1/21، 1/15 و 1/09 بدست آمده است. بهبود مقادیر نسبت سختی میانگین در گروه دوم نسبت به گروه اول، ناشی از کاهش ضریب انتقال برش از 0/3 در مدل‌های گروه اول به 0/08 در مدل‌های گروه دوم بوده است. نسبت باربری حداکثر مدل‌های عددی به نتایج مدل‌های واقعی به طور میانگین در گروه اول 0/974 و در گروه دوم 1/043 برابر مقادیر واقعی بدست آمده است که بیانگر تخمین قابل قبولی می‌باشند.

2-4-5. الگوی ترک خوردگی

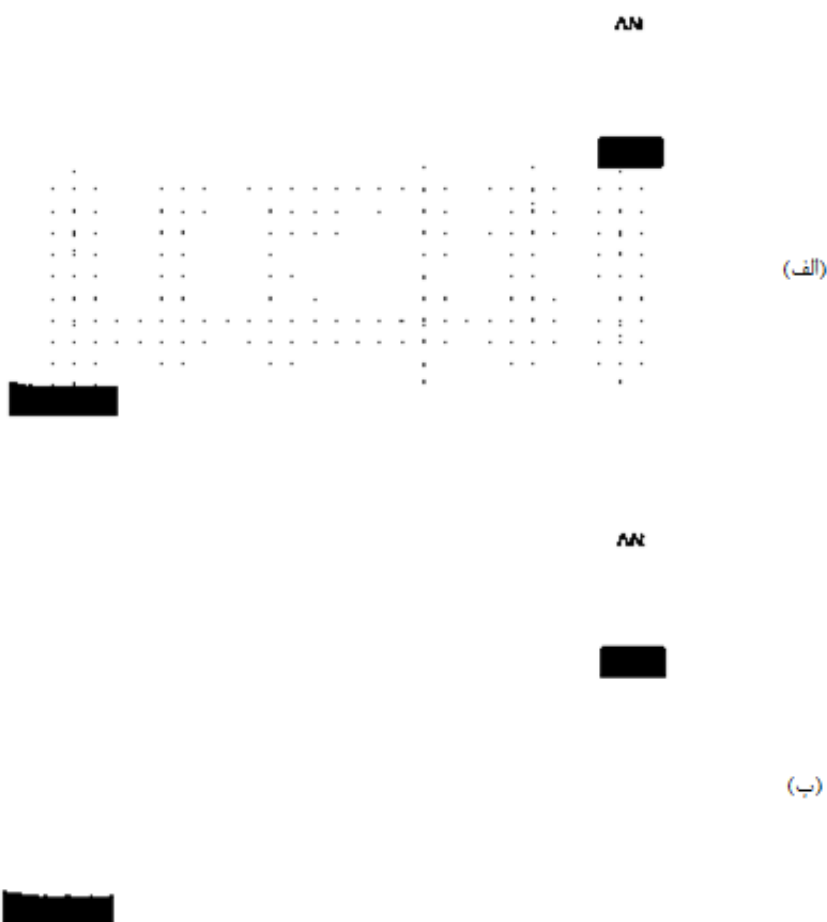
در نمایش الگوی ترک خوردگی، نرم افزار ANSYS پارامتر عرض ترک را در نظر نگرفته و ترک‌ها را بدون توجه به این موضوع نمایش می‌دهد (شکل 5-11).



شکل 5-11: نحوه نمایش ترک در ANSYS

در این راستا و به منظور یافتن نواحی با بیشترین میزان ترک خوردگی در مدل‌های عددی ساخته شده، یک شبکه المان‌های خرپایی LINK10 با سختی و سطح مقطع بسیار کم در یک وجه سازه تیر ایجاد شد. مطابق شکل 5-12 این شبکه در مدل S2 به صورت متعامد و در مدل S3 به صورت مورب لحاظ شد. این شبکه از المان‌های خرپایی نقش باربری سازه‌ای نداشته و کلیه گره‌های آن به گره‌های المان‌های اصلی در یک وجه تیر متصل شده‌اند.

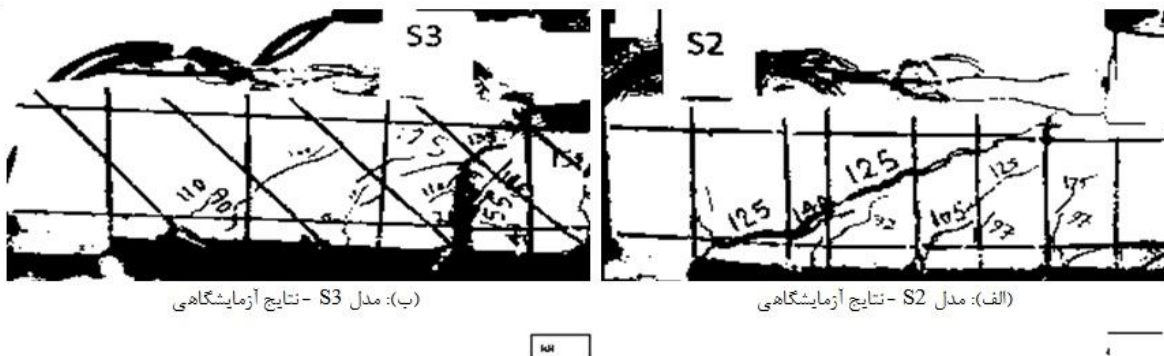
به این ترتیب این شبکه متناسب با تغییر مکان های تیر اصلی، تغییر شکل داده و می توان از آن به عنوان سیستم مناسبی برای مشاهده محل های ترک خوردگی تیر اصلی استفاده کرد (جندقی علایی و همکاران 1388). شکل 5-13 (ج) و (د) المان هایی از این شبکه خرابایی که متحمل بیشترین کرنش ها شده اند را نمایش می دهد. این المان ها در شکل 5-13 توسط یک سری از خطوط راهنما به یکدیگر متصل شدند تا مسیر ترک خوردگی ها در مدل های عددی مشخص شده و قابل قیاس با نتایج آزمایشگاهی باشد.



شکل 5-12: تعریف شبکه المان های LINK10 به منظور نمایش بهتر محل ترک ها در مدل عددی؛ (الف) مدل S2، (ب) مدل S3

نتایج مدل عددی حاکی از وقوع ترک های متعددی است که در یک محدوده، و نه در یک موضع مشخص، رخ داده اند. این در حالی است که مدل های آزمایشگاهی مبین وقوع یک ترک مشخص در لحظه نهایی

می‌باشند. به علاوه مسیر ترک خوردگی‌های حداکثر در مدل‌های عددی انطباق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی ندارد (شکل 5-13).



شکل 5-13: مقایسه نتایج الگوی ترک خوردگی

در روش تحلیل اجزا محدود دو روش اصلی برای تعریف ترک خوردگی بتن وجود دارد که عبارتند از روش ترک مجزا¹ و روش ترک گسترده² (ACI 446-3R, 1997). در روش ترک گسترده، ترک به صورت "پخش شده" و با اعمال تئوری مکانیک محیط‌های پیوسته، مدل می‌شوند. حال آنکه در روش ترک مجزا، ترک به صورت گسترده و به عنوان یک موجودیت هندسی تعریف می‌شود. در این روش، بجز در حالتی که محل ترک از قبل مشخص است، برای مدلسازی و گسترش ترک‌ها در هر مرحله، نیاز به المان‌بندی مجدد بوده و به این واسطه زمان حل مدل به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد (ACI 446-3R, 1997). در نتیجه روش ترک مجزا در مقایسه با روش ترک گسترده پیچیدگی‌های متعددی داشته و در اغلب نرم‌افزارهای اجزا محدود مانند ANSYS از روش ترک گسترده استفاده شده است. زمانی که از روش ترک گسترده استفاده می‌شود، به منظور مدلسازی مناسب رفتار ترک خوردگی موضعی در عضو بتن مسلح، تعریف مدلی که رفتار

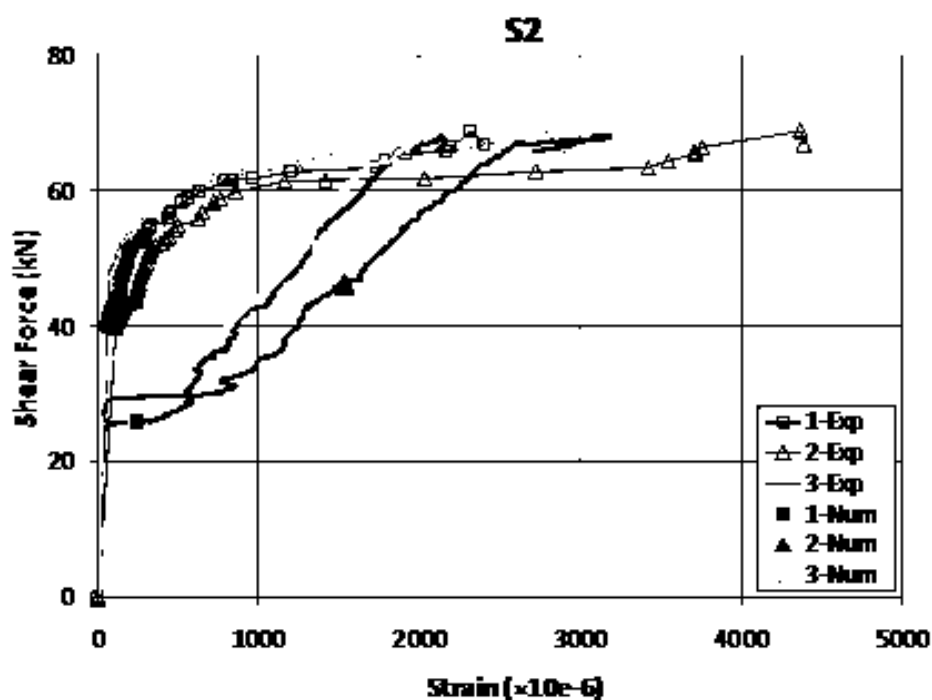
¹ Discrete Crack

² Smeared Crack

کششی پس از ترک خوردن بتن¹ را لحاظ کند، ضروری است (Chen et al. 2012b). در مدلسازی حاضر استفاده از روش ترک گسترده به همراه عدم مدلسازی دقیق رفتار "پس از ترک خوردگی بتن"، یکی از دلایل بروز الگوی ترک خوردگی گسترده و ناهماهنگ با مدل‌های واقعی می‌باشد.

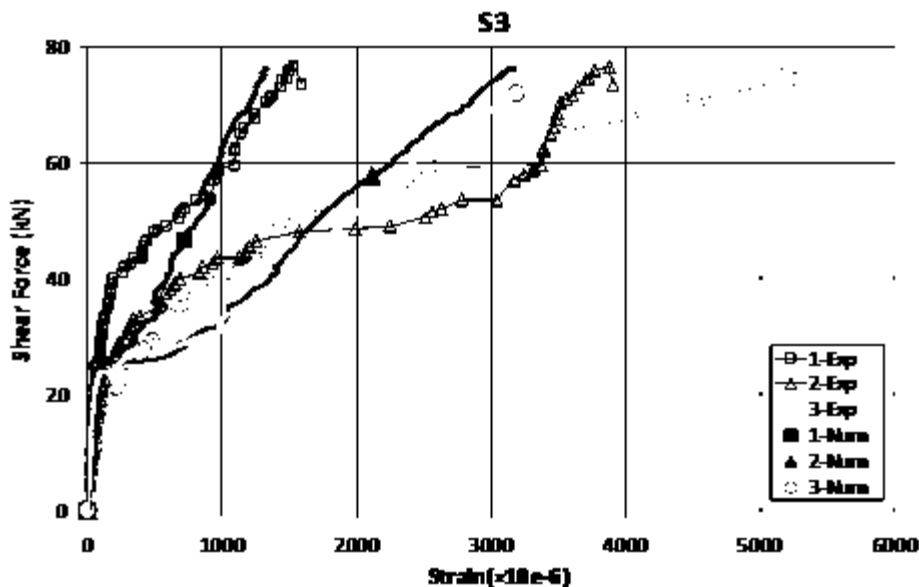
3-4-5. توزیع کرنش در FRP و خاموت‌ها

شکل 5-14 توزیع کرنش در میله‌های FRP در نمونه‌های S2 و S3 را نشان می‌دهد و موید این مطلب است که مدل عددی نتایج توزیع کرنش در میله‌های FRP را، در برخی موارد، با اختلاف محسوسی نسبت به نتایج آزمایشگاهی ارائه کرده است.



شکل 5-14: توزیع کرنش در میله‌های FRP - نمونه‌های S2 و S3

¹ Post-Cracking Behavior



شکل 5-14 (ادامه): توزیع کرنش در میله‌های FRP - نمونه‌های S2 و S3

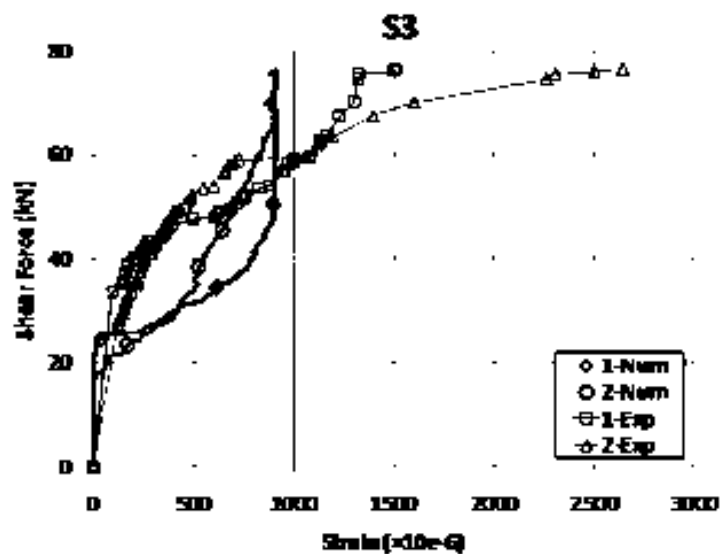
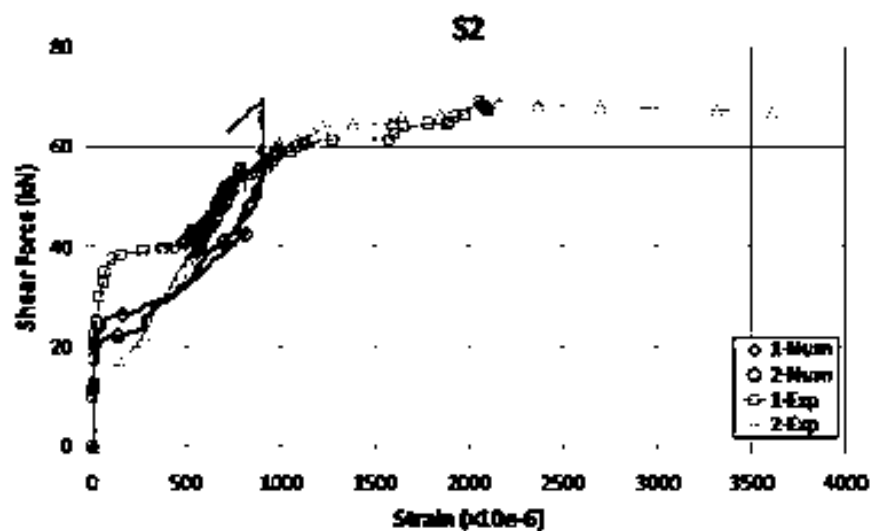
جدول 5-5، نسبت بین نتایج حداکثر کرنش در مدل عددی نسبت به مدل واقعی را بین 0/66 تا 0/89 گزارش می‌دهد.

جدول 5-5: مقایسه مقادیر حداکثر کرنش در میله‌های FRP - نمونه‌های S2 و S3

نسبت کرنش‌ها (حاصل تقسیم نتایج عددی بر نتایج آزمایشگاهی)		کرنش حداکثر ($\times 10^6$)				شماره کرنش‌سنج‌ها *
		S3		S2		
S3	S2	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	
0/83	0/89	1590	1329	2400	2146	1
0/81	0/72	3900	3180	4387	3179	2
0/66	0/69	5300	3492	2900	1996	3

توزیع کرنش در خاموت‌های فلزی در شکل 5-15 عدم تطابق قابل ملاحظه‌تری را نسبت به میله‌های FRP نشان می‌دهد. همان‌طور که پیشتر عنوان شد، مدل عددی در پیش‌بینی نحوه ترک‌خوردگی تیر تا حدی ناتوان بوده است که می‌توان این مطلب را به عنوان یکی از علل اصلی بروز اختلاف در نتایج توزیع کرنش در

میله‌های FRP و هم‌چنین خاموت‌های فولادی برشمرده. عدم مدل‌سازی رفتار لغزشی بین مصالح تسلیح و بتن عامل مهم دیگری است که منجر به بروز خطا شده است. این مطلب در مورد خاموت‌های فولادی اهمیت مضاعفی دارد.



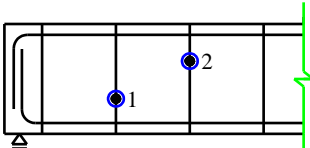
شکل 5-15: توزیع کرنش در خاموت‌های فولادی - نمونه‌های S2 و S3

از آنجایی که خاموت‌های فولادی بدون آج می‌باشند چسبندگی بسیار کمی را با بتن نشان داده‌اند و عملکرد کششی آن‌ها عمدتاً ناشی از شکل هندسی بسته خاموت‌ها بوده است. در مدل عددی آرماتورهای فولادی در تمامی گره‌ها به بتن متصل شده‌اند که این نحوه مرسوم مدل‌سازی به هیچ عنوان تخمین مناسبی از رفتار

واقعی حلقه بسته فولادی نمی‌باشد. رفتار کششی در میله‌های FRP عمدتاً ناشی از چسبندگی مستقیم FRP با بتن می‌باشد و نقش مدلسازی رفتار چسبندگی اگر چه قابل کتمان نبوده است (شکل 5-14)، اما در قیاس با خاموت‌های فولادی، کمتر بوده است (شکل 5-15). مقادیر بیشینه کرنش‌ها در مدل عددی نسبت به نتایج آزمایشگاهی برای میله‌های FRP در هر دو نمونه S2 و S3 به طور میانگین 0/76 بدست آمده است. این مقدار برای خاموت‌های فولادی با استناد به اعداد جدول 5-6 در نمونه‌های S2 و S3 به ترتیب 0/34 و 0/47 بدست آمده‌اند.

جدول 5-6: مقایسه مقادیر حداکثر کرنش در خاموت‌های فولادی - نمونه‌های S2 و S3

نسبت کرنش‌ها (نتایج عددی تقسیم بر آزمایشگاهی)		کرنش حداکثر ($\times 10^6$)				شماره کرنش‌سنج‌ها *
		S3		S2		
S3	S2	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	مدل آزمایشگاهی	مدل عددی	
0/60	0/43	1505	913	2101	906	1
0/35	0/25	2642	906	3614	906	2



* محل نصب کرنش‌سنج‌ها بر روی خاموت‌های فولادی:

5-5 - جمع‌بندی

در این فصل مطالعات عددی بر روی تیرهای بتن مسلح مقاوم‌سازی شده در برش به روش NSM ارائه گردید. روش‌های متعارف مدلسازی و تحلیل تا حدی در پیش‌بینی رفتار NSM-MMFRP موفق ظاهر شده‌اند که دلایل اختلاف‌ها علاوه بر آنکه ناشی از ساده‌سازی‌های انجام شده در روند مدلسازی بوده است، به مشخصات ابعادی میله‌های MMFRP نیز مرتبط بوده است. در مواردی که از نوارهای FRP در مقاوم‌سازی استفاده می‌شود، مدلسازی آن با المان خرابایی تا حدودی نزدیک به واقعیت است. اما در بحث میله‌های MMFRP که قطر آن‌ها قابل ملاحظه است مدلسازی با المان خطی تا حدی باعث ایجاد خطا

می‌گردد که در صورت استفاده از روش‌های متعارف مدل‌سازی عددی باید به آن توجه کرد و البته نیاز به تحقیقات بیشتر در این زمینه احساس می‌شود.

فصل ششم

نتیجه گیری

6-1- مقدمه

در این پایان نامه مقاوم سازی برشی تیرهای بتن مسلح با استفاده از روش NSM در سه بخش آزمایشگاهی، تحلیلی و عددی ارائه گردید. در مطالعات آزمایشگاهی از میله های MMFRP به منظور مقاوم سازی نمونه ها استفاده شد. همچنین نوع جدیدی از مهارهای انتهایی برای این میله ها پیشنهاد و مورد آزمایش قرار گرفت. در حیطه مطالعات تحلیلی روش جدیدی به منظور پیش بینی میزان مشارکت FRP در مقاوم سازی برشی به روش NSM پیشنهاد گردید. همچنین مشارکت میله های MMFRP در باربری برشی با استفاده از روش پیشنهادی و همین طور روش های تحلیلی موجود محاسبه و با مقادیر آزمایشگاهی مقایسه شد. در بحث مطالعات عددی نیز به مدلسازی عددی تیرهای مقاوم سازی شده در برش به روش NSM با استفاده از روش های متعارف مدلسازی پرداخته شد.

6-2- ارائه نتایج

6-2-1. مطالعات آزمایشگاهی

1- نتایج آزمایش ها نشان دهنده عملکرد مطلوب میله های MMFRP ارائه شده در مقاوم سازی برشی تیرهای بتن مسلح می باشد. همچنین مهار انتهایی ارائه شده برای میله های MMFRP باعث بهبود رفتار میله های MMFRP شده است. در قیاس با نمونه مرجع، نمونه های مقاوم سازی شده با میله های MMFRP بدون مهار انتهایی (نمونه های VR و IR) منجر به افزایش 25 تا 30 درصدی در باربری نهایی تیر شده اند. میزان افزایش باربری در نمونه های مقاوم شده با میله های MMFRP با مهار انتهایی (نمونه های VRA و IRA) بین 41 تا 48 درصد حاصل شده است.

2- در نمونه های مقاوم سازی شده با میله های MMFRP با مهار انتهایی، ترک های خمشی قابل ملاحظه ای در وسط دهانه تیر تا قبل از لحظه گسیختگی، در قیاس با نمونه های مقاوم سازی شده با

میله‌های MMFRP بدون مهار انتهایی، مشاهده شده است. همچنین مهارهای انتهایی منجر به افزایش کرنش در بتن فشاری تیر (در زیر محل اعمال بار) شده است به طوری که حداکثر کرنش ثبت شده در بتن فشاری در نمونه‌های VRA و IRA به ترتیب 92 و 56 درصد نسبت به نمونه‌های VR و IR افزایش داشته است.

3- وجود مهارهای انتهایی باعث افزایش کرنش در میله‌های MMFRP شده است به طوری که متوسط حداکثر کرنش‌های ثبت شده در میله‌های MMFRP با مهارهای انتهایی در نمونه‌های VRA و IRA به ترتیب 52 و 25 درصد نسبت به نمونه‌های VR و IR افزایش داشته است.

4- حداکثر کرنش ثبت شده در میله‌های MMFRP به میزان 8801 میکروکرنش در نمونه VRA بوده است.

5- در نمونه‌هایی که از میله‌های مهاردار برای مقاوم‌سازی برشی استفاده شده است کرنش در آرماتورهای کششی طولی از حد تسلیم فراتر رفته است. در سایر نمونه‌ها، کرنش کوچکتر از میزان متناظر با تسلیم آرماتور بوده است.

6- انرژی جذب شده نهایی (متناظر با بار حداکثر) در نمونه‌های با میله‌های MMFRP مهاردار نسبت به نمونه‌های با میله‌های MMFRP مستقیم، بین 1/75 تا 2/54 بدست آمده است.

7- مشارکت میله‌های MMFRP مهاردار در باربری برشی 60 درصد بیشتر از میله‌های MMFRP مستقیم به دست آمده است.

8- گسیختگی نهایی در نمونه‌های VR و IR اغلب ناشی از جداسازی میله‌های MMFRP بوده است درحالی که در نمونه‌های VRA و IRA گسیختگی تیر ابتدا بواسطه ترک خوردگی کلی تیر و از

دست رفتن مقاومت برشی بتن بوده و سپس میله‌های MMFRP مهاردار به همراه بخش‌های قابل ملاحظه‌ای از بتن پوشش آرماتورها از جوانب تیر جدا شده‌اند.

9- آرماتورهای برشی فولادی واقع در وسط دهانه ضعیف در همه نمونه‌ها قبل از گسیختگی نهایی تیر به مرز تسلیم رسیده‌اند.

10- کاهش سطح مقطع الیاف FRP در محل مهارهای انتهایی میله‌های MMFRP در نمونه VRA-W منجر به گسیختگی محل اتصال مهارهای انتهایی به میله‌های MMFRP شده است و بهبودی در نتایج نهایی نمونه VRA-W نسبت به نمونه VR مشاهده نشده است. در نتیجه کاهش میزان الیاف FRP در قسمت مهار انتهایی توصیه نمی‌شود.

11- میله‌های MMFRP پیشنهادی و مهارهای انتهایی آن‌ها در این تحقیق به روش دست ساز ساخته شده‌اند و امکان ساخت و تولید ماشینی آن نیز امکان‌پذیر می‌باشد.

2-2-6. مطالعات تحلیلی

1- تعداد 52 نمونه تیر آزمایشگاهی مقاوم‌سازی شده در برش به روش NSM-FRP در ارزیابی کارایی روش تحلیلی پیشنهادی به کار گرفته شد. میزان انحراف استاندارد به دست آمده 0/256 بوده است که مبین تخمین قابل قبول مدل پیشنهادی در پیش بینی میزان مشارکت NSM-FRP در باربری برشی می‌باشد. بنا بر نتایج این مقایسه، مدل پیشنهادی برای انواع متعارف میله‌ها و نوارهای FRP و همچنین میله‌های MMFRP قابل استفاده است.

2- در قیاس با سایر روش‌های تحلیلی موجود، ضریب تغییرات به دست آمده از روش پیشنهادی 0/282 بوده است. مقدار این ضریب در دو روش دیگر 0/281 و 0/581 به دست آمده است و مدل

پیشنهادی نتایج قابل قبول و مناسبی ارائه کرده است. همچنین، روش پیشنهادی پیچیدگی چندانی نداشته و به راحتی قابل کاربرد می‌باشد.

3- مشارکت برشی NSM-MMFRP با استفاده از رابطه تحلیلی پیشنهادی 70 تا 95 درصد مقادیر آزمایشگاهی به دست آمد که بیانگر تخمین قابل قبولی می‌باشد.

3-2-6. مطالعات عددی

1- نسبت باربری حداکثر مدل‌های عددی به نتایج مدل‌های واقعی بین 0/925 و 1/13 متغیر بوده است که مبین توانایی مناسب مدل عددی پیشنهادی در تخمین باربری حداکثر در حالت‌های مختلف بوده است.

2- مدل عددی ضمن آنکه شکل کلی منحنی نیرو-تغییر مکان را به خوبی ارائه کرده است، سختی منحنی نیرو-تغییر مکان را عمدتاً بیشتر از مقادیر واقعی تخمین زده است. توزیع کرنش در میله‌های FRP در مدل عددی در برخی موارد تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان نداده است. این در حالی است که در خاموت‌های فولادی عدم تطابق محسوس‌تری در نتایج توزیع کرنش مشاهده شده است. این تأثیر در میله‌های FRP نسبت به خاموت‌های فولادی کمتر بوده است، به طوری که نسبت کرنش بیشینه حاصل از مدل‌های عددی به مدل‌های آزمایشگاهی، در بدترین حالت، در میله‌های FRP، 0/66 و در خاموت‌های فولادی، 0/25 گزارش شده است. دلیل این مطلب به رفتار چسبندگی متفاوت FRP و خاموت‌های فولادی و نحوه یکسان مدلسازی آن‌ها برمی‌گردد.

3- کاهش ضریب انتقال برش در مدل‌های گروه دوم با وجود ایجاد مشکلات همگرایی حل عددی، منجر به نتایج بهتری در پاسخ کلی نیرو-تغییر مکان تیر شده است، به طوری که نسبت بیشینه سختی منحنی نیرو-تغییر مکان (حاصل تقسیم نتایج مدل عددی بر نتایج آزمایشگاهی) از 2/21 در گروه اول به 1/32 در گروه دوم کاهش یافته است. در نتیجه، بر مبنای مدلسازی‌های انجام شده در این تحقیق استفاده از

ضرایب برش کمتر از 0/1 برای تیرهای برشی قابل توصیه است، که البته برای عمومیت دادن به این توصیه نیاز به تحقیقات بیشتری می‌باشد.

6-3- پیشنهاد برای تحقیقات آتی

1- از آنجایی که میله‌های MMFRP فراهم کننده چسبندگی مناسبی بین FRP و بتن هستند، تمایل به گسیختگی از داخل بتن بیشتر می‌شود و از این رو زمانی که مقاومت بتن افزایش می‌یابد کارایی این میله‌ها نیز محسوس‌تر می‌باشد. لذا پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی تأثیر مقاومت بتن بر کارایی روش NSM-MMFRP مورد بررسی قرار گیرد.

1- تا کنون مقایسه‌ای بین کارایی میله‌های MMFRP و سایر انواع میله‌های FRP انجام نشده است و نیاز به تحقیقات بیشتر در این زمینه وجود دارد.

2- رفتار لغزش-چسبندگی میله‌های MMFRP و هم‌چنین میله‌های MMFRP مهاردار تاکنون بررسی نشده و نیاز تحقیقاتی جامعی را طلب می‌کند. این رفتار با انجام آزمایش‌های بیرون کشیدگی قابل بررسی است.

3- نتایج بدست آمده در این تحقیق مربوط به مشاهدات حاصل از آزمایش 6 نمونه تیر بزرگ مقیاس می‌باشد و به منظور مشخص شدن جنبه‌های مختلف رفتار میله‌های MMFRP و مهارهای پیشنهادی، انجام آزمایش‌های تکمیلی با درصد‌های مختلف میله‌های MMFRP و بررسی استفاده از میله‌های MMFRP مهاردار بر روی تیرهای T-شکل به عنوان نیازهای تحقیقاتی آتی قابل طرح می‌باشند.

4- تسلیم یا عدم تسلیم خاموت‌های داخلی تابعی از درصد تسلیح به مصالح FRP و/یا درصد آرماتورهای برشی فولادی موجود در تیر بوده و نیاز تحقیقاتی بیشتری در این ارتباط احساس می‌شود.

5- لازم است تا برای مدل تحلیلی پیشنهادی، ضرایب مناسب بار و مقاومت با انجام تحلیل‌های قابلیت اعتماد در نظر گرفته شود تا بتوان از آن در مقاصد طراحی استفاده کرد و نیاز به تحقیقات در این زمینه احساس می‌شود.

6- استفاده از المان‌های حجمی در مدلسازی عددی میله‌های MMFRP و مقایسه آن با حالتی که از المان خرپایی استفاده شده است به عنوان نیاز تحقیقاتی قابل طرح می‌باشد. به این منظور می‌توان از مدلسازی آزمایش بیرون گشیدگی کمک گرفت و در گام‌های اولیه، الزامی به مدلسازی‌های بزرگ مقیاس نیست.

7- در زمینه مقایسه نتایج مدلسازی با استفاده از روش‌های متعارف و روش‌های دقیق‌تر و همچنین مقایسه آنها با نتایج آزمایشگاهی، نیاز به تحقیقات بیشتر احساس می‌شود.

مراجع

- ACI 211.1-91; American Concrete Institute. ACI Committee 211. “Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete”. Farmington Hills, Michigan; Reapproved 2002.
- ACI 318(M); American Concrete Institute. ACI Committee 318. “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”. Farmington Hills, Michigan: 2005.
- ACI 318(M); American Concrete Institute. ACI Committee 318. “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”. Farmington Hills, Michigan; 2002.
- ACI 440.2R-08; American Concrete Institute. ACI Committee 440. “Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures”. Farmington Hills, Michigan; 2008.
- ACI 445R; 1999; American Concrete Institute. ACI Committee 445. “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”. Farmington Hills, Michigan.
- ACI 445R; 1999; American Concrete Institute. ACI Committee 446. “Finite Element Analysis of Fracture in Concrete Structures: State-of The-Art”. Farmington Hills, Michigan: 1997.
- AL-Mahmoud F, Castel A, François R, Tourneur C. “Anchorage and tension-stiffening effect between near-surface-mounted CFRP rods and concrete”. *Cement and Concrete Composite*, 2011; 33(2):346-52.
- AL-Mahmoud F, Castel A, François R, Tourneur C. “Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP rods”. *Composite Structures*, 2009; 91(2):138-47.
- ANSYS User’s Manual Revision 12.1, ANSYS, Inc. 2009, Canonsburg, Pennsylvania.
- Anwarul-islam AKM. “Effective methods of using CFRP bars in shear strengthening of concrete girders”. *Engineering Structures*, 2009;31(3):709-14.
- Barros JAO, Dias SJE. “Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams”. *Cement and Concrete Composites*, 2006; 28(3): 276–92.
- Bianco V, Barros JAO. Monti G. “New approach for modeling the contribution of NSM FRP strips for shear strengthening of RC beams”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2010; 14(1): 36-48.

- Bianco V, Barros JAO, Monti G. “Shear strengthening of RC beams by means of NSM laminates: Experimental evidence and predictive models”. Technical Report. 06-DEC/E-18, Dept. Civil Engineering, Univ. of Minho, Guimarães-Portugal; 2006.
- Bianco V, Barros JAO, Monti G. “Theoretical model and computational procedure to evaluate the NSM FRP strips shear strength contribution to a RC beam”. ASCE Journal of Structural Engineering, 2011; 137(11): 1359-72.
- Canadian Standards Association. CAN/CSA. “Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers”. Rexdale, Canada:CSA S806-02; 2002.
- Ceroni F, Pecce M, Bilotta A, Nigro E. “Bond behavior of FRP NSM systems in concrete elements”. Composites Part B: Engineering, 2012; 43(2): 99–109.
- Chen GM, Teng JG, Chen JF, Rosenboom OA. “Interaction between Steel stirrups and shear-strengthening FRP strips in RC beams”. Journal of Composites for Construction, ASCE 2010a;14(5):498-509.
- Chen GM, Teng JG, Chen JF. “RC beams shear-strengthened with FRP: shear resistance contributed by FRP”. Magazine of Concrete Research, 2010b; 62(4): 301–311.
- Chen GM, Teng JG, Chen JF. “Shear strength model for FRP-strengthened RC beams with adverse FRP-steel interaction”. Journal of Composites for Construction ASCE, 2012a; doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000313.
- Chen JF, Teng JG. “Shear capacity of FRP strengthened RC beams: fibre reinforced polymer rupture”. Journal of Structural Engineering ASCE, 2003;129(5):615-25.
- Chen JF, Teng JG. “Shear capacity of FRP strengthened RC beams: FRP debonding”. Construction and Building Materials, 2003;17(1):27-41.
- Chen JF, Yuan H, and Teng JG. “Debonding failure along a softening FRP-to-concrete interface between two adjacent cracks in concrete members”. Engineering Structures, 2007; 29(2):259-70.
- Chen JF, Teng JG. “Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete”. Journal of Structural Engineering ASCE, 2001;127(7):784-91.
- Chen, G.M. “Behaviour and Strength of RC Beams Shear-Strengthened With Externally Bonded FRP Reinforcement”, PhD Thesis, Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China; 2010.

- Chen, G.M., Chen, J.F., Teng, J.G. "On The Finite Element Modelling of RC Beams Shear- Strengthened With FRP", *Construction and Building Materials*, 2012b; 32: 13-26.
- CNR-DT 200/04. "Instructions for design, execution and control of strengthening interventions through fiber-reinforced composites". Consiglio Nazionale delle Ricerche, Rome, Italy (English version), 2005.
- De Lorenzis L, Nanni A. "Bond between NSM fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening". *ACI Structural Journal*, 2002; 99(2):123–32.
- DeLorenzis L, Ludgren K, Rizzo A. "Anchorage length of near surface mounted FRP bars for concrete strengthening – experimental investigation and numerical modelling". *ACI Structural Journal*, 2004;101(2):269-78.
- DeLorenzis L, Nanni A. "Characterization of FRP rods as near-surface mounted reinforcement". *Journal of Composites for Construction*, 2001b ;5(2):114-21.
- DeLorenzis L, Nanni A. "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with NSM Fiber-Reinforced Polymer Rods". *ACI Structural Journal*, 2001a ; 98(1): 60-8.
- DeLorenzis L, Rizzo A, La Tegola A. "A modified pull-out test for bond of near surface mounted FRP rods in concrete". *Composites Part B: Engineering*, 2002;33(8):589–603.
- DeLorenzis L, Teng JG. "Near-surface mounted FRP reinforcement: an emerging technique for strengthening structures". *Composites Part B: Engineering*, 2007;38:119–43.
- Desayi P, Krishnan S. "Equation for The Stress-Strain Curve of Concrete". *ACI Journal of the American Concrete Institute*, 1964; 61: 345-350.
- Dias SJE, Barros JAO. "NSM shear strengthening technique with CFRP laminates applied in high-strength concrete beams with or without pre-cracking". *Composites Part B: Engineering*, 2012; 43(2): 290–301
- Dias SJE, Barros JAO. "Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP laminates". *Engineering Structures*, 2010 ;32(2): 373-84.

- Dias SJE, Barros JAO. “Shear strengthening of RC T-section beams with low strength concrete using NSM CFRP laminates”. *Cement and Concrete Composites*, 2011; 33 (2): 334–345.
- Dias SJE, Barros JAO. “Shear strengthening of T cross section reinforced concrete beams by near surface mounted technique”. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 2008; 12(3):300-11.
- Elyasian I, Abdol N, Ronagh HR. “Evaluation of Parameters Effective in FRP Shear Strengthening of RC Beams Using FE Method”, *Asian Journal of Civil Engineering*, 2006; 7(3): 249–57.
- Eurocode-2. “Design of concrete structures – part 1-1: general rules and rules for buildings”. European standard, CEN, Brussels, Belgium; 2004.
- Fib-Bulletin 14. “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”. Technical report by Task Group 9.3 FRP reinforcement for concrete structures. Fédération Internationale du Bétonfib; 2001.
- Galati D, DeLorenzis L. “Effect of Construction Details on the Bond Performance of NSM FRP Bars in Concrete”. *Advances in Structural Engineering*, 2009; 12(5): 683-700.
- Gere JM, Timoshenko SP. “Mechanics of Materials”, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, 1997.
- Godat A, Neale KW, Labossière P. “Numerical Modeling of FRP Shear-Strengthened Reinforced Concrete Beams”. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 2007a; 11(6): 640-9.
- Godat A, Neale KW, Labossiere P. “Towards Modeling FRP Shear-Strengthened Reinforced Concrete Beams”. *Proceedings, Eighth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-8)*, Patras, Greece, July 16-18, 2007b.
- Hollaway LC, Teng JG. “Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites”. Cambridge, UK: Woodhead Publishing Limited; 2008.
- Jalali M, Sharbatdar MK, Chen JF, Jandaghi Alaei F. “Shear strengthening of RC beams using innovative manually made NSM FRP bars”. *Construction and Building Materials*, 2012; Article in Press. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.06.068

- Kachlakev D. “Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates”. Oregon Department of Transportation Research Group. Final Report, SPR 316. 2002.
- Kalfat R, Al-Mahaidi R, Scott T. Smith. “Anchorage Devices used to improve the Performance of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with FRP Composites: A-State-of-the-Art-Review”. ASCE Journal of Composites for Construction, 2011; DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000276
- Khalifa A, Alkhrdaji T, Nanni A, Lansburg S. “Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement”. ACI Concrete International: Design and Construction, 1999; 21 (10): 49-54.
- Kim SJ, Smith ST. “Behaviour of Handmade FRP Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete”. Advances in Structural Engineering, 2009; 12 (6): 845-65.
- Lu XZ, Teng JG, Ye LP, Jiang JJ. ”Bond–Slip models for FRP Sheets/Plates Bonded to Concrete”. Engineering Structures, 2005; 27(6): 920–37.
- Mohamed Ali MS, Oehlers DJ, Griffith MC, Seracino R. “Interfacial stress transfer of near surface-mounted FRP-to-concrete joints”. Engineering Structures, 2008; 30(7): 1861-8.
- Nanni A, Di Ludovico M, Parretti R. “Shear strengthening of a PC bridge girder with NSM CFRP rectangular bars”. Advances in Structural Engineering, 2004; 7(4):97–109.
- Niemitz C, James R, Breña S. ”Experimental Behavior of Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP) Sheets Attached to Concrete Surfaces Using CFRP Anchors”. ASCE Journal of Composites for Construction, 2010; 14(2): 185–194.
- Otoom OFA, Smith ST, Foster SJ. “Finite Element Modeling of FRP Shear-Strengthened RC Beams”, Proceedings, Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006), Miami, Florida, USA, pp. 437-440.
- Parretti R, Nanni A. “Strengthening of RC Members Using Near-Surface Mounted FRP Composites: Design Overview”. Advances in Structural Engineering, 2004; 7(5): 1-15.

- Qu Z, Lu XZ, Ye LP, Chen JF, Rotter JM. "Numerical Modeling of FRP Shear Strengthened RC Beams Using Compression Field Theory", Proceedings, Third International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2006), Miami, Florida, USA, pp. 391-394.
- Razaqpur A, Shedid M, Petrina, D. "Behavior of Beams Strengthened with Novel Self-Anchored Near-Surface-Mounted CFRP Bars". ASCE Journal of Composites for Construction, 2011; 15(4): 625–634.
- Rizzo A, De Lorenzis L. "Behaviour and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement". Construction and Building Materials, 2009a; 23(4): 1555–67.
- Rizzo A, De Lorenzis L. "Modeling of debonding failure for RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement". Construction and Building Materials, 2009b; 23(4):1568–77.
- Santhakumar R, Chandrasekaran E. "Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Shear Beams using Carbon Fiber Composites", Electronic Journal of Structural Engineering, 2004; 4: 66-74.
- Sena-Cruz JM, Barros JAO, Gettu R, Azevedo AFM. "Bond behavior of near surface mounted CFRP laminate strips under monotonic and cyclic loading". ASCE Journal of Composites for Construction, 2006; 10(4):295-303.
- Sena-Cruz JM, Barros JAO. "Bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete in structural strengthening". ASCE Journal of Composites for Construction, 2004;8(6):519-27.
- Seracino R, Jones NM, Ali MSM, Page MW, Oehlers DJ. "Bond strength of near-surface mounted FRP strip-to concrete joints." ASCE Journal of Composites for Construction, 2007a; 11(4):401-409.
- Seracino R, Raizal Saifulnaz MR, Oehlers DJ. "Generic Debonding Resistance of EB and NSM Plate-to-Concrete Joints". ASCE Journal of Composites for Construction, 2007b; 11(1): 62-70.
- Sharbatdar MK. "Concrete columns and beams reinforced with FRP bars and grids under monotonic and reversed cyclic loading". PhD Thesis, University of Ottawa, Canada 2003.

Standards Australia. "Design handbook for RC Structures retrofitted with FRP and metal plates: beams and slabs". HB 305-2008; 2008.

Taljsten B. "Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete". International Journal of Adhesion and Adhesives, 1997; 17(4), 319–327.

Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L. "Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review". Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings 2003; 156(SB1); 51-62.

Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L. "FRP-strengthened RC structures". Chichester, UK: John Wiley and Sons Inc;2002.

Teng JG, De Lorenzis L, Wang B, Li R, Wong TN, Lam L. "Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips". ASCE Journal of Composites for Construction, 2006; 10(2):92-105.

Teng JG, Lam L, Chen JF. "Shear strengthening of RC beams using FRP composites". Progress in Structural Engineering Material, 2004;6:173-84

Teng JG, Yuan H, and Chen JF. "FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks: Theoretical model for debonding failure". International journal of Solids and Structures, 2006; 43(18-19):5750-78.

Vasquez D, Seracino R. "Assessment of the Predictive Performance of Existing Analytical Models for Debonding of Near-Surface Mounted FRP Strips". Advances in Structural Engineering, 2010; 13(2): 299-308.

Willam KJ, Warnke EP. "Constitutive Model for The Triaxial Behavior of Concrete". Proceedings of International Association for Bridge and Structural Engineering, 1975, Bergamo (Italy). ISMES.

Wong, RSY, Vecchio FJ. "Towards Modeling of Reinforced Concrete Members With Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites", ACI Structural Journal, 2003; 100(1): 47-55.

Yao J, Teng JG, Chen JF. "Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints." Composites Part B: Engineering, 2005; 36(2), 99-113.

پایا ساز آژند، شرکت خدمات مهندسی و مقاوم سازی. "مجموعه مشخصات فنی انواع محصولات چسب و

رزین اپوکسی". تهران؛ 1389.

جلالی میثم، شربتدار محمدکاظم، جندقی علایی فرشید. "ساخت و ارائه مهار انتهایی برای میله های پلیمری مسلح به الیاف به منظور مقاوم سازی برشی تیرهای بتن مسلح". سازمان ثبت اسناد و املاک کشور، اداره کل مالکیت صنعتی، اداره ثبت اختراعات. 1390، 73918.

جندقی علایی فرشید، شربتدار محمدکاظم، جلالی میثم. "بررسی جنبه‌های گوناگون مدلسازی عددی تیرهای بتن مسلح مقاوم شده در برش با پلیمرهای مسلح به الیاف (FRP) به روش نصب در نزدیکی سطح (NSM)". مجله علمی-پژوهشی مدلسازی در مهندسی دانشگاه سمنان سال هفتم شماره 19، زمستان 1388، صفحات 69-85.

شربتدار محمدکاظم، جابری سید مصطفی و پارک علم و فناوری انشگاه سمنان. "ساخت و تولید میله‌های دست ساز FRP و به کارگیری تکنیک جدید NSM برای مقاوم سازی سازه های بتنی ضعیف". سازمان ثبت اسناد و املاک کشور، اداره کل مالکیت صنعتی، اداره ثبت اختراعات. 1389، 66185.

پیوست

مقاوم‌سازی برشی به روش NSM-MMFRP

در مقایسه باروش EB

یکی از ویژگی‌های مهم میله‌های MMFRP فراهم کردن نسبت محیط به سطح مقطع بالا در مقایسه با میله‌های متعارف FRP می‌باشد. اما در مقاوم‌سازی به روش EB نیز با توجه به این که سطح تماس FRP با عضو بتنی زیاد می‌باشد، لذا باز هم نسبت محیط به سطح مقطع مقدار قابل ملاحظه‌ای می‌باشد. به منظور ارزیابی این مهم، در این قسمت کارایی روش NSM-MMFRP در مقایسه با روش نصب صفحات FRP بر روی سطوح خارجی عضو بتنی (EB) ارائه می‌شود. در این راستا میزان حداکثر کرنش و همچنین مشارکت میله‌های MMFRP در باربری برشی در روش NSM با مقادیر متناظر آن در صفحات FRP در روش EB، مقایسه می‌شود.

برای انجام این مقایسه فرض می‌شود سطح مقطع و مدول ارتجاعی FRP در روش EB با مقادیر متناظر در میله‌های MMFRP یکسان باشد. از آنجایی که نتایج آزمایشگاهی برای روش EB در دسترس نمی‌باشد، برای این روش از نتایج تحلیلی موجود استفاده می‌شود. از میان روش‌های موجود برای محاسبه میزان مشارکت EB-FRP در باربری برشی (Hollaway and Teng 2008) دو روش آیین نامه ACI-440-2R (2008) و (Chen and Teng 2003) انتخاب شده‌اند. در ادامه بحث این دو روش معرفی شده و سپس نتایج حاصل از آنها مورد بحث و بررسی قرار خواهد گرفت.

روش (2008) ACI-440-2R در محاسبه میزان مشارکت EB-FRP در باربری برشی

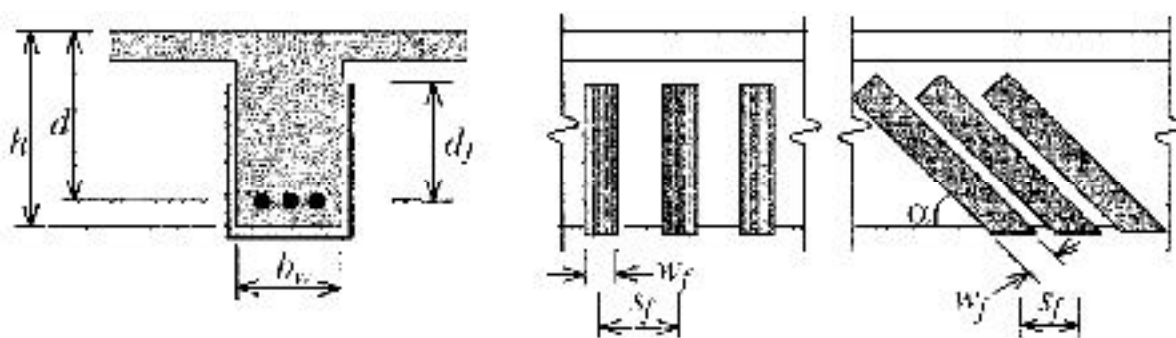
مطابق با راهنمای (ACI-440-2R 2008)، به منظور در نظر گرفتن تاثیر اثرات محیطی در مقاومت و کرنش مصالح FRP در طول عمر آنها، مشخصات مکانیکی مصالح FRP قبل از استفاده در همه فرمول‌ها، باید در ضریب کاهش اثرات محیطی (C_E در آیین‌نامه (2008) ACI-440-2R) ضرب شود. همچنین از ضرایب

افزاینده بار و ضرایب کاهنده مقاومت مطابق با آیین نامه (2002) ACI-318 استفاده می‌شود. گذشته از ضرایب گفته شده، از یک ضریب کاهش مقاومت اضافی، ψ_f ، برای محاسبه ظرفیت برشی مصالح FRP استفاده شده است. از آنجایی که کلیه مقاومت‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی به طور دقیق در دسترس می‌باشند و فرض می‌شود که در روش EB نیز از همان مصالح استفاده شود کلیه ضرایب کاهش مقاومت برابر با "یک" در نظر گرفته می‌شود.

مشارکت صفحات FRP در باربری برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود (کلیه واحدها در سیستم آحاد SI هستند)؛

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

در این رابطه A_{fv} دو برابر سطح مقطع هر صفحه FRP در یک طرف جان است. α ، d_{fv} و s_f به ترتیب عبارتند از: زاویه صفحات FRP نسبت به محور طولی تیر، ارتفاع صفحات FRP مطابق تعریف مندرج در ACI-440 (2008) و فاصله صفحات FRP در راستای محور تیر. پارامترهای استفاده شده در رابطه فوق در شکل 1 نشان داده شده‌اند.



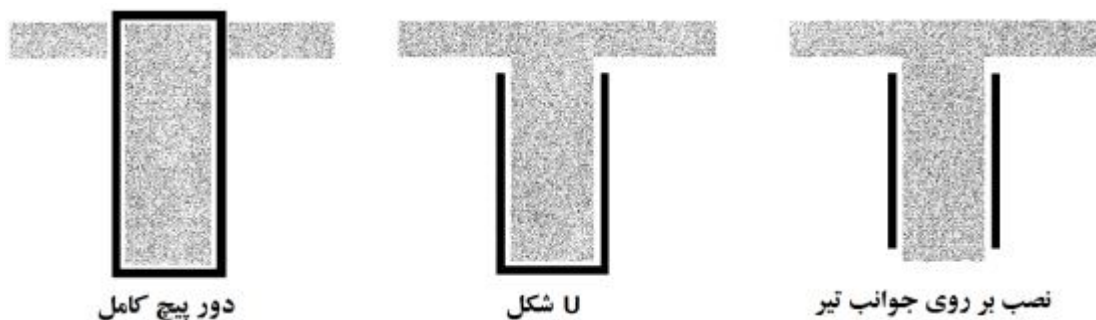
شکل 1: پارامترهای مورد استفاده در محاسبه مقاومت برشی EB-FRP

f_{fe} تنش موثر FRP است که آن را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد؛

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (2)$$

در این رابطه ε_{fe} کرنش موثر FRP می‌باشد. کرنش موثر برای حالت موردنظر در تحقیق حاضر که حالت نصب صفحات بر روی جوانب تیر¹ می‌باشد (شکل 2) از رابطه زیر به دست می‌آید؛

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (3)$$



شکل 2: انواع اشکال مقاوم سازی برشی

ε_{fu} کرنش حد نهایی قابل تحمل توسط FRP می‌باشد. هم‌چنین κ_v ضریب کاهشده چسبندگی است که تابعی از سختی مصالح FRP، مقاومت بتن و نوع هندسه سیستم تقویت بوده و از روابط زیر قابل محاسبه است؛

$$K_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (4)$$

L_e طول موثر چسبندگی می‌باشد که به ازای طول‌های بزرگتر از آن، حداکثر تنش چسبندگی، قابل حصول می‌باشد.

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (5)$$

ضرایب اصلاحی k_1 و k_2 ، به منظور در نظر گرفتن مقاومت بتن و نوع هندسه سیستم تقویت بوده و به صورت زیر محاسبه می‌شوند؛

¹ bonded face plies

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

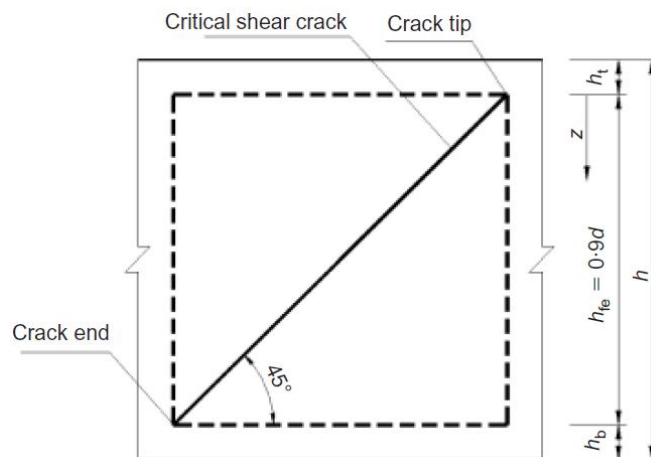
$$k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad (7)$$

روش Chen and Teng در محاسبه میزان مشارکت EB-FRP در باربری برشی

مطابق با روش ارائه شده توسط (Chen and Teng (2003) مشارکت صفحات FRP در باربری برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود (کلیدواژه‌ها در سیستم آحاد SI هستند)؛

$$V_f = f_{fe} A_{fv} \frac{h_{fe} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha}{s_f} \quad (8)$$

در این رابطه h_{fe} ارتفاع موثر صفحات FRP می‌باشد (شکل 3).



شکل 3: برخی از فرضیات روش (Chen and Teng (2003)

f_{fe} تنش موثر FRP است که از حاصل ضرب تنش حداکثر FRP، $\sigma_{f,max}$ ، و ضریب توزیع تنش، D_{frp} ، به دست می‌آید؛

$$f_{fe} = D_{frp} \sigma_{f,max} \quad (9)$$

$$\sigma_{f,\max} = \min \begin{cases} f_{fu} \\ 0.427 \beta_L \beta_w \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f'_c}}{t_f}} \end{cases} \quad (10)$$

β_L و β_w به ترتیب ضریب نسبت عرض FRP و ضریب طول چسبندگی هستند؛

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - w_f / (s_f \sin \alpha)}{1 + w_f / (s_f \sin \alpha)}} \quad (11)$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda \geq 1 \\ \sin \frac{\pi \lambda}{2} & \text{if } \lambda < 1 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_e} \quad (12)$$

$$L_{\max} = \frac{h_{fe}}{2 \sin \alpha} \quad (13)$$

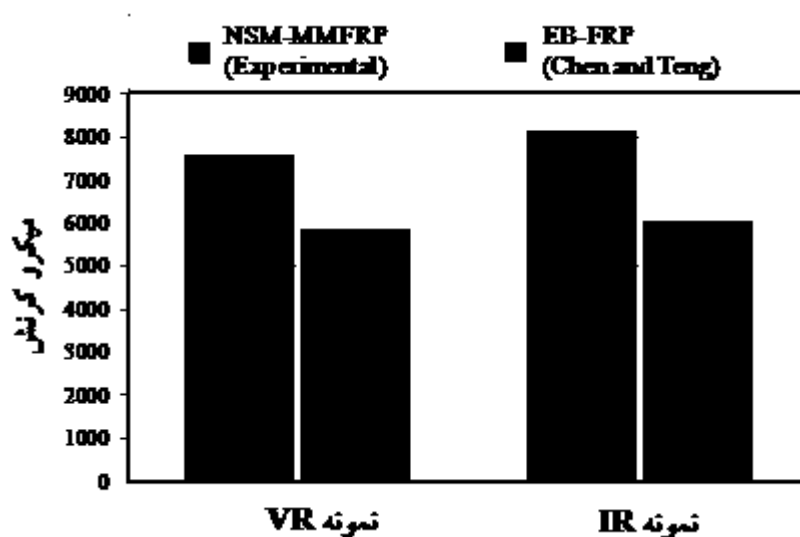
$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (14)$$

$$D_{frp} = \begin{cases} \frac{2}{\pi \lambda} \frac{1 - \cos(\pi \lambda / 2)}{\sin(\pi \lambda / 2)} & \text{if } \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi \lambda} & \text{if } \lambda > 1 \end{cases} \quad (15)$$

مقایسه نتایج

نتایج حاصل از دو روش تحلیلی فوق در شکل 4 ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود سیستم NSM-MMFRP مشارکت بیشتری را در مقایسه با روش EB-FRP به نمایش گذاشته است. این برتری هم‌چنین در حدکثر میزان کرنش قابل حصول در FRP در شکل 5 ملاحظه می‌شود. روش پیشنهاد شده در (2008) ACI-440-2R قادر به محاسبه کرنش حداکثر FRP نمی‌باشد و به همین جهت در شکل 5 صرفاً نتایج مربوط به روش (Chen and Teng (2003) با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

شکل 4: مقایسه EB-MMFRP و NSM-FRP، میزان مشارکت در باربری برشی



شکل 5: مقایسه EB-MMFRP و NSM-FRP، میزان تنش حداکثر FRP

روش NSM در مقایسه با روش EB کمتر در معرض جداشدگی FRP می‌باشد. دلیل اصلی این مطلب فراهم کردن دورگیری بهتر FRP توسط بتن در روش NSM می‌باشد (Seracino et al. 2007, DeLorenzis and Teng 2007). علاوه بر این ویژگی عمومی روش NSM در قیاس با روش EB، میله‌های MMFRP کمتر در معرض جداشدگی از محل چسب FRP یا چسب بتن می‌باشند. دلیل اصلی این رفتار در میله‌های MMFRP، به علت بالا بودن نسبت محیط به سطح مقطع به ازای یک مقدار مشخص از الیاف می‌باشد. در

روش EB-FRP با وجود بالا بودن این نسبت اما ویژگی دورگیری (که از خصایص روش NSM است) برای FRP فراهم نیست که منجر به وقوع جداشدگی زود هنگام FRP می‌گردد. در واقع می‌توان گفت در روش NSM-MMFRP هر دو ویژگی فوق‌الذکر یعنی بالا بودن نسبت محیط به مساحت و دورگیری FRP توسط بتن به‌طور همزمان فراهم می‌باشد.