

ارائه چارچوب عملیاتی برای ارزیابی آسیب پذیری پایه های پل بتن مسلح در معرض پدیده آب شستگی



حسین یوسف پور
استادیار دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل



مهدی دهستانی
دانشیار دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل



فاطمه شهاب الدین
دانشجوی کارشناسی ارشد
مهندسی عمران
دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل
عضو حقیقی انجمن بتن ایران

چکیده

سیلاب یکی از مهم ترین دلایل تخریب پل ها به عنوان عناصر کلیدی بزرگراه ها و همچنین آسیب پذیر ترین عناصر شبکه ترابری زمینی در مناطق باران خیز شناخته شده است. آب شستگی پایه های پل یکی از مهمترین مشکلات در هنگام رخداد سیلاب بوده و می تواند باعث آسیب های سازه ای جدی شده و هزینه های مالی و جانی زیادی را ایجاد نماید. هدف از مطالعه ی حاضر، ارائه یک چارچوب مناسب و عملیاتی جهت مدل سازی رفتار پایه پل ها در معرض پدیده آب شستگی می باشد. در این چارچوب، پایه پل در محیط نرم افزار اجزای محدود آباکوس شبیه سازی شده و تکیه گاه جانبی خاک برای شمع ها با استفاده از مدل فنرهای وینکلر غیر خطی در نظر گرفته می شوند. برای صحت سنجی روش مدل سازی از مطالعه آزمایشگاهی در ادبیات فنی استفاده شد که شامل یک شمع بتنی مدفون در خاک تحت بار جانبی بوده است. همگرایی مناسبی میان نتایج آزمایشگاهی و عددی مشاهده شد که نمایانگر توانمندی روش مدل سازی مزبور می باشد. در ادامه، مدل پایه پل موجود با در نظر گیری پدیده ی آب شستگی، اثرات ژئوتکنیکی و نیروی وارده از سوی آب به پایه ها در سه شرایط مختلف هیدرولیکی مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحلیل نشان دهنده ی کارآمد بودن چارچوب انتخاب شده برای بررسی آسیب پذیری پل در برابر خطر سیلاب بوده و توانمندی این الگو را برای ارزیابی جامع پل ها در برابر خطر سیلاب نشان می دهد.

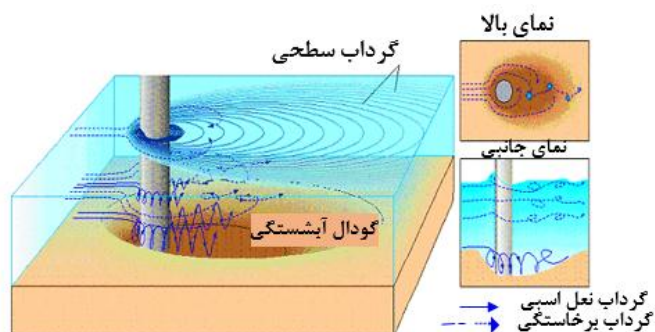
کلمات کلیدی: سیلاب، پل بتن مسلح، آب شستگی، روش اجزای محدود

۱. مقدمه

پل ها به عنوان یکی از مهم ترین و در عین حال آسیب پذیر ترین سازه ها در شریان های حیاتی هر کشور محسوب می شوند. ویرانی پل ها در اثر سیلاب آثار منفی بر اقتصاد

کشور داشته و می تواند آسیب جدی به عملکرد شبکه حمل و نقل کشور وارد کند. پدیده آب شستگی در جریان سیلاب، در اطراف فونداسیون سازه های هیدرولیکی از جمله پل های واقع در مسیر جریان، منجر به جابجایی ذرات بستر و تغییرات در جریان

می‌باشد [۴]. شکل ۱ الگوی جریان در اطراف یک پایه پل استوانه‌ای و تشکیل انواع گرداب را نشان می‌دهد.



شکل ۱- الگوی جریان در اطراف پایه پل استوانه‌ای

با توجه به اهمیت تخمین عمق آبشستگی در بررسی آسیب‌پذیری سازه‌های هیدرولیکی، محققین از دیرباز روابط متعددی را برای محاسبه عمق آبشستگی موضعی اطراف پایه‌های پل ارائه کرده‌اند. ملویل^۴ و چیو^۵ در سال ۱۹۹۹ [۵] توسعه‌ی زمانی عمق آبشستگی موضعی حول پایه‌های با مقطع دایره‌ای پل‌ها در حالت آب زلال و رسوبات یکنواخت را مورد بررسی قرار دادند و رابطه‌ای را برای تغییرات زمانی عمق آبشستگی ارائه نمودند. جانسون^۶ در سال ۱۹۹۲ [۶] روابط پرکاربردی را برای محاسبه عمق آبشستگی موضعی پیشنهاد کرد. یکی از مهمترین روابط، فرمول CSU^۷ می‌باشد و برای محاسبه عمق آبشستگی موضعی در شرایط آب زلال و آب حاوی رسوب کاربرد دارد. این رابطه مورد توجه بسیاری از محققین از جمله اداره بزرگراه‌های آمریکا قرار گرفته و در دستورالعمل ارزیابی آبشستگی پل‌ها برای تخمین عمق آبشستگی موضعی در اطراف پایه‌های پل با هندسه

آبراهه شده و آسیب‌پذیری در برابر خطر سیلاب را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد. به نحوی که در ایالت متحده آمریکا، آبشستگی و فشار آب حدود ۵۳ درصد، زلزله ۳،۳۸ درصد و سربار و نیروهای ضربه جانبی حدود ۲۰ درصد کل خرابی پل‌ها را به خود اختصاص داده‌اند [۱]. همچنین موارد متعدد شکست پل‌ها به دلیل عوامل هیدرولیکی از قبیل آبشستگی در نقاط مختلف جهان رخ داده است [۳ و ۲]. هرچند اولین مطالعه پایه‌ای بر روی پدیده آبشستگی در اوایل قرن بیستم در آلمان انجام گرفت، این پدیده همچنان به علت شرایط و پیچیدگی‌های خاص به عنوان یکی از دلایل اصلی تخریب پل‌ها در هنگام سیلاب محسوب می‌گردد.

احداث پل‌ها حتی بدون رخداد سیلاب نیز به چند دلیل باعث آبشستگی و حذف رسوبات از کف بستر می‌گردد. اول اینکه وجود پایه و تکیه‌گاه در مسیر جریان، منجر به افزایش سرعت موضعی جریان و حفر گودالی در اطراف پایه می‌شود و پدیده آبشستگی موضعی رخ می‌دهد. دوم، زمانی که بازه رودخانه در اثر احداث پایه‌های پل محدود و تنگ می‌شود و انرژی اضافی ناشی از افزایش سرعت و تنش برشی صرف حمل رسوبات کف می‌شود، پدیده آبشستگی انقباضی رخ می‌دهد. علاوه بر اثرات ناشی از ساخت پل، چنانچه در اثر افزایش سرعت و دبی جریان، کاهش در تراز بستر رخ دهد آبشستگی عمومی رخ می‌دهد.

تخمین عمق آبشستگی در شبیه‌سازی اثر آن بر روی سازه اهمیت قابل توجهی دارد. در این میان، تخمین عمق آبشستگی موضعی به دلیل برخورد جریان به پایه و ایجاد الگوی جریان‌های پیچیده همچون گرداب‌های نعل اسبی^۱، گرداب‌های برخاستگی^۲ و موج کمائی^۳ دارای اهمیت زیادی

4- Melville

5- Chiew

6- Johnson

7- Colorado State University

1- Horseshoe Vortex

2- Wake Vortex

3- Bow Wave

پیچیده پیشنهاد شده است [۴]. در قسمت‌های بعدی مقاله‌ی حاضر به آن‌ها اشاره می‌گردد.

در سال‌های اخیر در مطالعات متعددی رفتار پل‌های متکی بر شمع و در معرض پدیده آب‌شستگی مورد ارزیابی قرار گرفته است. مک کانل^۱ و کان^۲ [۷] ظرفیت مقاومت زیرسازه و روسازه پل‌های مستقر بر روی رودخانه هند و در معرض پدیده آب‌شستگی را مورد ارزیابی قرار دادند. بنت^۳ و همکاران [۸] تأثیر عمق آب‌شستگی بر رفتار یک پل متکی بر گروه شمع، تحت شرایط آب‌شستگی و بار جانبی را بررسی کردند. نتایج حاکی از آن بود که با افزایش عمق آب‌شستگی ظرفیت جانبی کاهش می‌یابد و زمانی که عمق آب‌شستگی تا زیر سرشمع گسترش یابد، گیرداری بین شمع و سرشمع کاهش یافته و انحراف بالای شمع به صورت نمایی افزایش می‌یابد.

هونگ^۴ و یاو^۵ و کو^۶ و همکاران [۹-۱۱] رفتار سازه پل شوانگ-یوان^۷ که در سیلاب سال ۲۰۰۹ کشور تایوان دچار تخریب گردید را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که در صورت نبود آب‌شستگی، می‌توان از ظرفیت تغییرشکل غیرخطی پایه و فونداسیون شمع بهره‌برداری نمود؛ اما با وقوع آب‌شستگی، شمع به عنوان مولفه حاکم در مکانیزم تحمل نیرو تبدیل شده و مقاومت و سختی جانبی به شدت کاهش می‌یابد.

دکو^۸ و فرانگپل^۹ [۱۲] برای ارزیابی کمی ریسک پل‌های بزرگراهی در معرض خطرات متعدد همچون حملات

محیطی، بارهای غیرمترقبه ترافیک، آب‌شستگی و زلزله چارچوبی منطقی ارائه دادند. با رویکردی مشابه دونگ^{۱۰} و فرانگپل [۱۳] چارچوبی برای ارزیابی پل‌های در معرض خطرات آب‌شستگی و خوردگی را ارائه دادند. آن‌ها منحنی شکنندگی لرزه‌ای وابسته به زمان را برای پل‌های تحت چندین سناریوی خطر تولید کردند و نتایج حاکی از آن بود که پایداری پل‌های واقع در منطقه مستعد خوردگی و آب‌شستگی با گذشت زمان کاهش می‌یابد. بسیاری از محققین همچون لیا^{۱۱} و همکاران [۱۴ و ۱۵] به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتنی با پایه‌های در معرض آب‌شستگی، منحنی شکنندگی لرزه‌ای را در سطوح مختلف آسیب ارائه نمودند.

علیپور^{۱۲} و همکاران [۱۶] چارچوبی مبتنی بر قابلیت اعتماد برای ارزیابی پاسخ ساختاری پل‌های بتن آرمه تحت اثر خطرات ترکیبی آب‌شستگی و زلزله ارائه دادند. این چارچوب با هدف کالیبراسیون فاکتورهای اصلاح بار مربوط به خطر آب‌شستگی، برای طراحی پل‌های واقع در مناطق لرزه‌خیز استفاده می‌شود. آوزار^{۱۳} و همکاران [۱۷] در بررسی عمیق آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های رودخانه‌ای سالخورده در معرض آب‌شستگی، دریافتند که اگرچه آییننامه آشتو^{۱۴} در نظرگیری سیستم‌های محافظتی به دور فونداسیون‌های عمیق را پیشنهاد می‌کند اما نتایج حاکی از آنست که باید اثرات ترکیبی آب‌شستگی و زلزله را در طول فرآیند طراحی پل‌های بزرگراهی در نظر گرفته شود.

با وجود مطالعات قابل توجه ذکر شده، همچنان نیاز به چارچوبی فراگیر و کامل برای مدل‌سازی و ارزیابی آسیب‌پذیری پل‌ها در معرض پدیده آب‌شستگی و بار

1- McConnell

2- Cann

3- Bennett

4- Hung

5- Yau

6- ko

7- Shuang-Yuan

8- Deco

9 - Frangopol

10 - Dong

11- Liao

12- Alipour

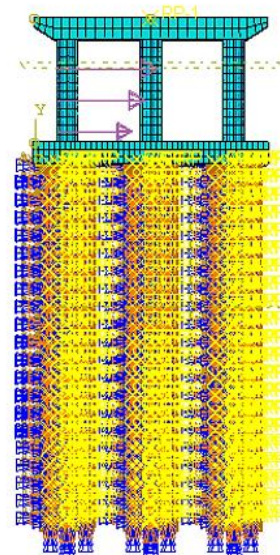
13- Avşar

14- AASHTO

سیلاب، که علاوه بر ساده بودن مدل‌سازی، مورد اتفاق نظر محققین باشد وجود دارد. از این رو در پژوهش حاضر، یک مدل اجزای محدود سه بعدی غیرخطی برای بررسی آسیب‌پذیری پل‌ها در برابر خرابی ناشی از سیلاب و پدیده آب‌شستگی توسعه داده شده است.

۲. مدل‌سازی

به منظور مدل‌سازی اثر سیلاب و پدیده آب‌شستگی، از یک مدل سه‌بعدی غیرخطی در محیط نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس استفاده می‌شود. المان‌های مورد استفاده برای مدل‌سازی میلگرد و خاموت از نوع خربایی و دو گرهی و برای بتن از نوع سه بعدی هشت گرهی می‌باشند. برای مدل‌سازی فنر غیرخطی وینکلر از المان‌های Connector از نوع Axial در طول شمع با فواصل یکسان استفاده شد و با توجه به مشخصات خاک اطراف شمع‌ها، برای فنرها سختی در نظر گرفته شد. برای تعریف اندرکنش میان بتن و میلگردها از مدل المان مدفون^۱ استفاده شده است. شکل ۲ مدل سه بعدی پایه پل مدنظر در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



شکل ۲- مدل سه بعدی پایه پل در محیط اجزای محدود

۱.۲. رفتار مصالح بتن و فولاد در آنالیز اجزای محدود

خواص تنش- کرنش بتن در کشش به کمک مدل بلاری^۲ و شو^۳ [۱۸] اعمال می‌گردد. برای اعمال خواص تنش- کرنش بتن در ناحیه محصور شده توسط خاموت‌های تنگ از مدل مندر^۴ [۱۹] و در ناحیه محصور نشده از مدل هاگنستاد اصلاح شده^۵ [۲۰] استفاده شده است. مدل خرابی پلاستیک^۶ برای آسیب دیدگی بتن در کشش و فشار استفاده شده است. برای اعمال خواص فولاد نیز از مدل رایج الاستیک-پلاستیک دو خطی استفاده شده است. در این مدل، منحنی تنش- کرنش فولاد در ناحیه پس از تسلیم، دارای شیب برابر با ۰.۱ مدول الاستیسیته فولاد می‌باشد.

۲.۲. اندرکنش میان خاک و شمع در آنالیز اجزای محدود

به منظور استخراج پاسخ صحیح در آنالیز اجزای محدود در برابر بارهای اعمالی و پدیده آب‌شستگی، مدل‌سازی صحیح رفتار خاک اطراف فونداسیون به عنوان یک تکیه‌گاه جانبی برای سازه امری ضروری می‌باشد. بسیاری از محققین برای تعامل خاک اطراف فونداسیون و شمع، مدل فنرهای غیرخطی وینکلر را پیشنهاد داده و روابطی را برای محاسبه سختی این فنرها ارائه نمودند. هونگ و یاو [۱۱ و ۱۰] برای رفتار غیرخطی المان‌های افقی فنر، از معادلات ضریب عکس‌العمل افقی موجود در آیین‌نامه ژاپن [۲۱ و ۲۲] استفاده نمودند. در مطالعه‌ی حاضر نیز از این معادلات به دلیل سادگی کاربرد و قابلیت بالای آن‌ها استفاده شده است.

$k_{h0} = 0.34 (\alpha E_0)^{1.1} D^{-0.31} (EI)^{-0.103}$	$s \leq s_0$	(۱)
$k_h = k_{h0} \left(\frac{s}{s_0}\right)^{-0.5}$	$s > s_0$	(۲)

2- Belarbi

3- H-su

4- Mander

5- Modified Hognestad

6- Concrete damaged plasticity (CDP)

1- Embedded

در این معادلات، k_h ضریب عکس‌العمل افقی بر حسب ع و برابر ۱٪ قطر شمع می‌باشد و معمولاً برابر با ۰٫۰۱ متر پیشنهاد می‌گردد. α در شرایط معمول برابر با ۱ و در شرایط لرزه‌ای برابر با ۲ در نظر گرفته می‌شود. E_0 مدول الاستیسیته‌ی خاک بر حسب (kg/cm^2) می‌باشد و می‌تواند با 28N تقریب زده شود که N عدد آزمایش نفوذ استاندارد یا SPT خاک می‌باشد. در این معادله، EI صلبیت خمشی شمع بر حسب $(kg \cdot cm^2)$ و D قطر شمع بر حسب (cm) می‌باشند.

۳.۲. محاسبه عمق آب‌شستگی موضعی
در این مطالعه، به منظور تخمین عمق آب‌شستگی، از معادلات ارائه شده در دستورالعمل ارزیابی آب‌شستگی پل-ها که توسط اداره بزرگراه‌های آمریکا منتشر شده، استفاده می‌شود [۴]. در این روش به کمک روابط ۳ تا ۶، اثرات آب‌شستگی مرتبط با پایه، سرشمع و شمع محاسبه شده و برای تخمین عمق کل آب‌شستگی موضعی، این مقادیر با یکدیگر جمع می‌گردند.

$$y_s = y_{spier} + y_{apc} + y_{spg} \quad (۳)$$

$$\frac{y_{spier}}{y_1} = K_{hpier} \left[2k_1 k_2 k_3 \left(\frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} \right)^{0.43} \right] \quad (۴)$$

$$\frac{y_{spc}}{y_2} = \left[2k_1 k_2 k_3 k_w \left(\frac{a_{pc}^*}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0.43} \right] \quad (۵)$$

$$\frac{y_{spg}}{y_2} = K_{hpg} \left[2k_1 k_2 k_3 \left(\frac{a_{pg}^*}{y_3} \right)^{0.65} \left(\frac{V_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0.43} \right] \quad (۶)$$

سرشمع برحسب (m) ، V_2 سرعت جریان برای محاسبات سرشمع برحسب (m/s) ، y_3 عمق جریان برای محاسبات گروه شمع برحسب (m) ، V_3 سرعت جریان برای محاسبات گروه شمع برحسب (m/s) می‌باشند که از روابط ارائه شده در دستورالعمل ارزیابی آب‌شستگی پل‌ها محاسبه می‌گردند.

که در این معادلات، y_s عمق کل آب‌شستگی برحسب (m) ، y_{spier} عمق آب‌شستگی ناشی از وجود پایه در جریان برحسب (m) ، y_{spc} عمق آب‌شستگی ناشی از قرارگیری سرشمع در مسیر جریان برحسب (m) ، y_{spg} عمق آب‌شستگی ناشی از قرارگیری گروه شمع در مسیر جریان برحسب (m) ، a_{pier} عرض یا قطر پایه برحسب (m) ، y_1 عمق جریان در بالادست پایه برحسب (m) ، V_1 سرعت جریان در بالادست پایه برحسب (m/s) می‌باشند. k_1 ضریب تصحیح اثر شکل نوک پایه، k_2 ضریب تصحیح اثر زاویه برخورد جریان، k_3 ضریب تصحیح برای شرایط بستر، K_w ضریب تصحیح برای پایه عریض، K_{hpier} ضریب تصحیح ارتفاع پایه بالای بستر، K_{hpg} ضریب ارتفاع گروه شمع‌ها، a_{pc}^* عرض پایه معادل واقع در جریان آب برحسب (m) ، a_{pg}^* عرض موثر معادل شمع‌ها برحسب (m) ، y_2 عمق جریان برای محاسبات

۴.۲. اعمال بار ناشی از جریان آب

در چارچوب پیشنهادی در مقاله حاضر، مطابق با آیین‌نامه پل‌های بزرگراهی آشتو [۲۳] بار ناشی از جریان در جهت طولی بر روی پایه‌های پل محاسبه می‌شود. ابتدا به کمک رابطه مانینگ^۱ [۲۴]، به ازای هندسه مشخص جریان، ضریب زبری مانینگ و شیب طولی کف بستر، دبی و سرعت جریان محاسبه می‌گردد. سپس توزیع جریان بر

روی پایه پل به صورت مثلثی فرض می‌شود، به نحوی که سطح آب دارای حداکثر مقدار فشار جریان $2P_{ave}$ بوده و فشار به صورت خطی با تغییر عمق جریان تا کف بستر به صفر کاهش می‌یابد. رابطه مانینگ و محاسبه فشار جریان در روابط ۷ تا ۹ ارائه شده است.

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

$$Q \left(\frac{m^3}{s} \right) = A \times V_{ave} \quad (8)$$

$$P_{ave} (kPa) = 0.52 C_D (V_{ave})^2 \quad (9)$$

در این معادلات، Q دبی جریان بر حسب (m^3/s) ، n ضریب زبری مانینگ، S شیب طولی کف بستر، R شعاع هیدرولیکی بر حسب (m) ، A سطح مقطع جریان بر حسب (m^2) ، P_{ave} فشار متوسط جریان آب بر حسب (kPa) ، V_{ave} سرعت متوسط جریان بر حسب (m/s) و C_D ضریب درگ^۱ می‌باشد. ضریب درگ به منظور اعمال تاثیر شکل پایه در نظر گرفته شده و برای پایه‌های با گوشه‌های مربعی برابر ۱٫۴، پایه‌های دایره‌ای ۰٫۷، پایه‌های در معرض تجمع ضایعات و زبالجات ۱٫۴ و پایه‌های گوشه‌دار با زاویه کمتر از ۹۰ درجه برابر ۰٫۸ می‌باشد.

۳. اعتبارسنجی مدل اجزای محدود

در این پژوهش به منظور بررسی درستی نتایج مرتبط با رفتار فنرهای وینکلر غیرخطی در مدل‌سازی خاک اطراف شمع، مقاله آزمایشگاهی زیر مورد استفاده قرار گرفته و نتایج مدل آزمایشگاهی و تحلیل در نرم‌افزار مقایسه شد.

۱.۳. مدل‌سازی آزمایش تک شمع مدفون در خاک

مقاله آزمایشگاهی چاو^۲ و همکاران [۲۵] در سال ۲۰۰۲ به منظور بررسی درستی رفتار فنرهای وینکلر غیرخطی در نرم‌افزار مورد استفاده قرار گرفت. در این مطالعه، یک نمونه تک شمع بتن مسلح مدفون در خاک غیرچسبنده تحت بار

محوری ۴۴۵ کیلونیوتن و بار جانبی به صورت کنترل تغییر مکان قرار گرفته و نمودار بار تغییر مکان جانبی استخراج شد. با توجه به زاویه اصطکاک داخلی و چگالی نسبی خاک موجود در آزمایشگاه و بر مبنای مطالعات لوک^۳ [۲۶]، عدد SPT خاک دانه‌ای مدنظر برابر ۱۵ در نظر گرفته شد. مشخصات مصالح خاک، فولاد و بتن در نمونه مدنظر با قطر مقطع بتنی (D)، ۴۰۶ میلی‌متر و ارتفاع 2D بالای سطح زمین در جداول ۱ تا ۳ ذکر شده است. شکل ۳ مدل المان محدود نمونه مدنظر را نشان می‌دهد.

جدول ۱- مشخصات بتن تک شمع بتنی مدفون در خاک

ضریب پواسون ν	مقاومت فشاری بتن f_c (MPa)
۰٫۲	۴۱

جدول ۲- مشخصات فولاد تک شمع بتنی مدفون در خاک

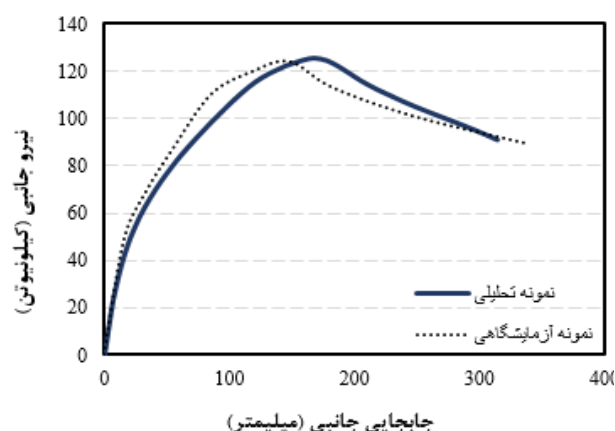
مدول یانگ E (MPa)	ضریب پواسون ν	تنش تسلیم f_y (MPa)	درصد آرماتور ρ	نوع آرماتور
۲۰۰۰۰	۰٫۳	۴۲۱	٪۲٫۱	آرماتور طولی (A706)
۲۰۰۰۰	۰٫۳	۷۱۰	٪۰٫۵۷	آرماتور عرضی (MW25)

جدول ۳- مشخصات خاک در آزمایش تک شمع بتنی مدفون در خاک

عدد SPT	زاویه اصطکاک Φ (deg)	چگالی نسبی Dr (%)	متوسط اندازه دانه‌ها (mm)	نوع خاک
۱۵	۳۷	۵۳	۰٫۵ - ۰٫۶	Loose

1- Drag coefficient

2- Chai



شکل ۴- مقایسه نمودار نیرو- جابجایی جانبی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل در نرم افزار



شکل ۳- مدل المان محدود تک شمع بتنی مدفون در خاک

۴. مدل اجزای محدود پایه پل موجود تحت شرایط سیلاب

به کمک چارچوب شبیه‌سازی معرفی شده در مطالعه حاضر، از هندسه و مشخصات یک پل موجود الهام گرفته و مدل پایه پل بتن مسلح در نرم‌افزار اجزای محدود شبیه‌سازی می‌گردد تا آسیب‌پذیری در هنگام وقوع آب‌شستگی موضعی، در برابر بار سیلاب ارزیابی شود. هندسه پایه پل موجود و مشخصات مصالح بکار برده شده در جدول ۴ ذکر شده است.

جدول ۴- مشخصات هندسه و مصالح پل موجود

جزء	طول (mm)	قطر (mm)	آرماتور طولی (mm)	آرماتور عرضی (mm)	تنش تسلیم فولاد f_y (MPa)	مقاومت فشاری بتن f'_c (MPa)
ستون	۵۸۳۰	۱۲۰۰	۱۴Φ۳۲	Φ۱۴ at ۹۰	۴۰۰	۲۴
سر شمع	۷۴۰۰×۱۳۲۰۰	۱۲۰۰	Φ۲۰ at ۲۰۰	Φ۲۰ at ۱۷۵	۴۰۰	۲۴
شمع	۲۰۰۰۰	۱۰۰۰	۱۶Φ۱۸	Φ۱۲ at ۱۵۰	۴۰۰	۲۴

در طراحی این پل، حداقل عمق هواکش (ارتفاع آزاد بین سطح آب رودخانه و سطح زیرین عرشه پل) برای جریان آب، ۱٫۵ متر فرض گردیده بود. با توجه به توصیه‌های چو [۲۷]، مقدار ضریب زبری مانینگ برای بستر رودخانه در شرایط سیلاب برابر ۰٫۰۲۵ فرضی معقول می‌باشد. شیب کف بستر برابر ۰٫۰۰۴ و عرض مقطع جریان برابر مجموع دهانه‌های پل، ۶۸ متر در نظر گرفته شد. مصالح بستر از نوع خاک دانه‌ای در چهار لایه ۵ متری با اعداد SPT، ۲۱، ۱۹، ۱۷، ۱۵ فرض شد. تراز کف بستر اولیه زمین قبل از پدیده آب‌شستگی، متناظر با کف سرشمع در نظر گرفته شده و زاویه برخورد جریان به پایه با توجه به پل‌های متعارف در منطقه صفر فرض شد. در ادامه، عمق آب‌شستگی موضعی محاسبه گردیده و سختی فنرهای وینکлер غیرخطی در ناحیه آب‌شسته برابر صفر قرار داده شد. مشخصات دقیق هیدرولیکی در جدول ۵ ذکر شده است.

جدول ۵- مشخصات هیدرولیکی در محل پل موجود

عمق آب شستگی y_s (m)	سرعت جریان V (m/s)	دبی جریان Q (m ³ /s)	عرض جریان b (m)	شیب بستر s	زبری مانینگ N	عمق جریان y_0 (m)	عمق هواکش h (m)
۷,۸۵	۷,۹۹	۳۶۵۸	۶۸	۰,۰۰۴	۰,۰۲۵	۶,۷۳	۱,۵
۷,۵۷	۷,۳	۲۸۴۵	۶۸	۰,۰۰۴	۰,۰۲۵	۵,۷۳	۲,۵
۷,۲۳	۶,۵۴	۲۱۰۲	۶۸	۰,۰۰۴	۰,۰۲۵	۴,۷۳	۳,۵

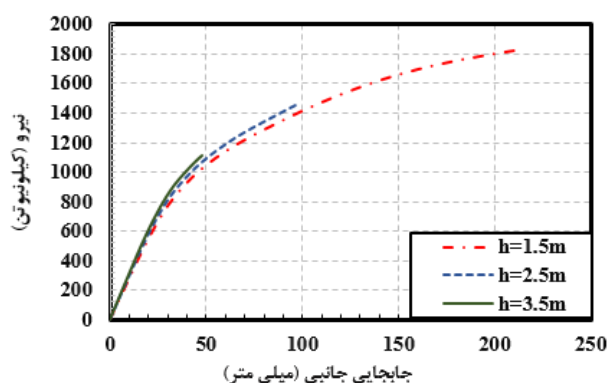
اطراف فونداسیون منجر به افزایش تغییر مکان قابل توجه در سازه می‌گردد.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر تلاش گردید تا چارچوب جامع و کارآمدی به منظور ارزیابی رفتار پل‌ها در برابر بار سیلاب و وقوع پدیده آب شستگی ارائه گردد. ابتدا مدل پایه پل سه بعدی غیرخطی در محیط اجزای محدود شبیه‌سازی شد. خاک اطراف شمع‌ها با استفاده از فنرهای وینکلر غیرخطی مدل‌سازی گردیده و در عمق آب شستگی مدنظر، سختی فنرهای جانبی برابر صفر لحاظ گردید. به منظور بررسی درستی عملکرد فنرهای وینکلر غیرخطی، تک شمع آزمایشگاهی مدفون در خاک با استفاده از رویکرد پیشنهادی در پژوهش حاضر، در نرم‌افزار اجزا محدود مدل‌سازی شده و نتایج مورد مقایسه قرار گرفت. همگرایی مناسبی میان نتایج آزمایشگاهی و تحلیل در نرم‌افزار نشان داد که چارچوب پیشنهادی برای بررسی آسیب‌پذیری پل‌ها در برابر بار سیلاب و پدیده آب شستگی مناسب می‌باشد.

با کاربرد چارچوب صحت‌سنجی شده، مدل پایه یک پل موجود در سه عمق هواکش ۱,۵، ۲,۵ و ۳,۵ متر مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که افزایش عمق جریان می‌تواند به افزایش دبی جریان و نیروی وارد بر پایه، تغییر شکل‌های غیرخطی قابل توجه منجر گردد. همچنین با افزایش سرعت جریان و عمق آب شستگی، خاک اطراف شمع‌ها به عنوان تکیه‌گاه جانبی حذف شده و منجر به

بار ثقلی متناظر با کاربری پل معادل با ۷۰۰ تن اعمال شده و بار ناشی از جریان سیلاب با در نظرگیری عمق آب شستگی، به صورت فشار به پایه‌ها اعمال گردید. پایه پل مدنظر برای سه عمق جریان مختلف مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفت. مجموع عکس‌العمل نیروهای موجود در فنرهای جانبی به عنوان نیروی جانبی و تغییر مکان بالای پایه در نظر گرفته شده و رفتار نیرو-جابجایی جانبی سازه استخراج شده است. شکل ۵ پاسخ سازه را در سه شرایط مختلف عمق هواکش ۱,۵، ۲,۵ و ۳,۵ متر نشان می‌دهد.



شکل ۵- مقایسه نمودار نیرو-جابجایی جانبی سازه برای مقادیر مختلف عمق هواکش

همانطور که در شکل ۵ قابل مشاهده است، تغییر در عمق هواکش به نحو قابل ملاحظه‌ای بر روی رفتار جانبی شمع‌ها و در نتیجه پایه در برابر فشار جانبی آب اثر می‌گذارد؛ چرا که افزایش عمق جریان، اثرگذاری قابل ملاحظه‌ای بر دبی و سرعت جریان آب داشته و نیروی وارد بر پایه پل افزایش می‌یابد. از سوی دیگر، با افزایش عمق و سرعت جریان آب، عمق آب شستگی افزایش یافته و حذف خاک

کاهش سختی سازه و آسیب‌پذیری بسیار بیشتر پایه در برابر سیلاب می‌گردد. پل در برابر پدیده آب‌شستگی می‌باشد. بنابراین از این مدل می‌توان در بررسی‌های جامع‌تر آسیب‌پذیری پل‌ها در برابر مشاهدات فوق به عنوان یک گام نخست موفق، نمایانگر کارامدی مدل ارائه شده در بررسی آسیب‌پذیری پایه‌های سیلاب به نحو موثری استفاده نمود.

۶- مراجع

- [1] K. Wardhana and F. C. Hadipriono.(2003). "Analysis of recent bridge failures in the United States," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 17, no. 3, pp. 144–150, doi: 10.1061/(ASCE)0887-3828(2003)17:3(144).
- [2] E. E. M. Diaz, F. N. Moreno, and J. Mohammadi.(2009). "Investigation of common causes of bridge collapse in Colombia," *Pract. Period. Struct. Des. Constr.*, vol. 14, no. 4, pp. 194–200, doi: 10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000006.
- [3] A. Kryžanowski, M. Brilly, S. Rusjan, and S. Schnabl.(2014). "Review Article: Structural flood-protection measures referring to several European case studies," *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, vol. 14, no. 1, pp. 135–142, doi: 10.5194/nhess-14-135-2014.
- [4] L. A. Arneson, L. W. Zevenbergen, P. F. Lagasse, and P. E. Clopper.(2012). "Evaluating Scour at Bridges. Fifth Edition, Hydraulic Engineering Circular No. 18 (HEC-18). Publication No. FHWA-HIF-12-003,".
- [5] B. W. Melville and Y. Chiew.(2010). "TIME SCALE FOR LOCAL SCOUR AT BRIDGE PIERS," *J. Hydraul. Eng.*, pp. 59–65, 1999.
- [6] B. P. A. Johnson.(1993). "RELIABILITY-BASED PIER SCOUR ENGINEERING," *J. Hydraul. Eng.*, vol. 118, no. 10, pp. 1344–1358.
- [7] J. R. McConnell and M. Cann.(2010). "Assessment of bridge strength and stability under scour conditions," *Struct. Congr. pp.* 121–132, 2010, doi: 10.1061/41130(369)13.
- [8] C. R. Bennett, L. Cheng, R. Parsons, and J. Han.(2014). "Evaluation of behavior of a laterally loaded bridge pile group under Scour conditions," in *Proceedings of the 2009 Structures Congress - Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role, 2009*, vol. 41031, pp. 290–299, doi: 10.1061/41031(341)31.
- [9] Y. Y. Ko, J. S. Chiou, Y. C. Tsai, C. H. Chen, H. Wang, and C. Y. Wang.(2014). "Evaluation of flood-resistant capacity of scoured bridges," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 28, no. 1, pp. 61–75, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000381.
- [10] C. C. Hung and W. G. Yau.(2014). "Behavior of scoured bridge piers subjected to flood-induced loads," *Eng. Struct.*, vol. 80, pp. 241–250, doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.009.
- [11] C. C. Hung and W. G. Yau.(2017). "Vulnerability evaluation of scoured bridges under floods," *Eng. Struct.*, vol. 132, pp. 288–299, doi: 10.1016/j.engstruct.2016.11.044.
- [12] A. Decò and D. M. Frangopol.(2011). "Risk assessment of highway bridges under multiple hazards," no. August 2014, pp. 37–41, doi: 10.1080/13669877.2011.571789.
- [13] Y. Dong, D. M. Frangopol, and D. Saydam.(2013). "Time-variant sustainability assessment of seismically vulnerable bridges subjected to multiple hazards," no. January, pp. 1451–1467, doi: 10.1002/eqe.
- [14] K. Liao, Y. Muto, and J. Gitommarsono.(2018) "Reliability Analysis of River Bridge against Scours and Earthquakes," vol. 32, no. 3, pp. 1–8, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001153.

- [15] K. Liao, N. Hoang, and J. Gitomaronso.(2018). "A Probabilistic Safety Evaluation Framework for Multi-Hazard Assessment in a Bridge using SO-MARS Learning Model," vol. 22, no. 43, pp. 903–915, doi: 10.1007/s12205-018-1291-0.
- [16] A. Alipour, A. M. Asce, B. Shafei, M. Asce, M. Shinozuka, and D. M. Asce.(2013). "Reliability-Based Calibration of Load and Resistance Factors for Design of RC Bridges under Multiple Extreme Events : Scour and Earthquake," no. May, pp. 362–371, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000369.
- [17] Ö. Avsar, B. Atak, and A. Caner.(2017). "In-Depth Investigation of Seismic Vulnerability of an Aging River Bridge Exposed to Scour," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 31, no. 5, pp. 1–13,doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001036.
- [18] A. Belarbi and T. T. C. Hsu.(1994). "Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete," *Struct. J.*, vol. 91, no. 4, pp. 465–474.
- [19] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park.(1989). "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *J. Struct. Eng*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114.
- [20] E. Hognestad, N. W. Hanson, and D. McHenry.(1955). "Concrete stress distribution in ultimate strength design," in *Journal Proceedings*, vol. 52, no. 12, pp. 455–480.
- [21] Architectural Institute of Japan.(2001). "Recommendations for the Design of Building Foundations,".
- [22] J. R. Association and others.(2005). "Specifications for highway bridges," in Maruzen, Tokyo.
- [23] AASHTO. (2014). *Standard specifications for highway bridges, Seventh Ed.* Washington, DC.
- [24] R. Manning., (1891). *On the flow of water in open channels and pipes: Institute of Civil Engineers of Ireland Transactions*, vol. 20, pp. 161-207.
- [25] Y. Chai, T.C. Hutchinson.(2002). "Flexural strength and ductility of extended pile-shafts. II: Experimental study," *J.Struct.Eng.*,vol.128,no.5,pp. 595-602.
- [26]B. G. Look.(2014). *Handbook of geotechnical investigation and design tables*, 2nd ed. CRC Press.
- [27] V. TE CHOW.(1959). *OPEN-CHANNEL HYDRAULICS*.

مطالعه عددی پیوستگی میلگردهای FRP در بتن و مقایسه با میلگردهای فولادی



ملک محمد رنجبر

دانشیار گروه مهندسی عمران

دانشکده فنی، دانشگاه گیلان



پروین میراب دیوشلی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

گروه مهندسی عمران، پردیس

دانشگاهی، دانشگاه گیلان

عضو حقیقی انجمن بتن ایران

چکیده

در حال حاضر به دلیل خوردگی میلگردهای فولادی در شرایط محیطی مخرب، مقاوم سازی سازه های بتن مسلح در برابر خوردگی امری مهم محسوب می شود؛ زیرا فولاد در هنگام قرار گرفتن در برابر شرایط محیطی مخرب مانند کلرید و سولفات دچار خوردگی می شود. این خوردگی برخلاف ظاهر بی خطر، باعث اختلال در رفتار سازه می شود. راه حل های بسیاری چون پوشش اپوکسی، حفاظت کاتدی، تزریق پلیمر به سطح بتن و استفاده از میلگرد FRP برای جلوگیری از خوردگی میلگرد فولادی در طی سالیان گذشته ارائه شده است؛ که در این میان استفاده از میلگردهای FRP به جای میلگردهای فولادی به عنوان یکی از راه حل های مناسب مطرح شده است. مسئله تأمین پیوستگی بین بتن و میلگرد FRP از فرضیات اساسی و مهم در طراحی سازه های بتن مسلح با میلگرد FRP است. میلگردهای FRP و فولادی به دلیل تفاوت در برخی از خواص، رفتار متفاوتی از خود نشان می دهند. با توجه به این امر نمی توان از فرمول های چسبندگی فولاد برای میلگرد FRP استفاده نمود. در این پژوهش عددی ابتدا با استفاده از نرم افزار ABAQUS 2020 مدل سازی نمونه صحت سنجی مطابق نمونه های Baena و همکاران صورت گرفت. نمونه ها به صورت ایزوتروپیک مدل سازی شدند. نرم افزار ABAQUS امکان طراحی تیمارهای سطح را در اختیار قرار نداد، به همین منظور برای ایجاد پیوستگی بین میلگرد و بتن از یک نوع المان چسب استفاده شد و سطح های مورد نظر به وسیله المان چسب به یکدیگر متصل شدند به زبان ساده المان چسب نقش تیمارهای سطح را در نرم افزار داشت. پس از مطابقت نمودارهای حاصل از صحت سنجی Baena و همکاران با استفاده از نرم افزار ABAQUS 2020 آزمایش pull-out برای ۱۸ نمونه ی فولادی، CFRP و GFRP تحت تأثیر عواملی چون قطر میلگرد، طول تعبیه میلگرد در بتن و مقاومت فشاری بتن مدل سازی شد؛ و مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج حاصل از هر سه نمونه میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP تا حدودی مشابه یکدیگر بود. به عنوان مثال با کاهش قطر میلگرد در هر سه نمونه مدل سازی شده شاهد کاهش میزان چسبندگی میلگرد و بتن بودیم. افزایش طول تعبیه از ۲/۵ به ۵ و ۷/۵، کاهش پیوستگی بین بتن و میلگرد را به دنبال داشت که نتایج حاصل نتایجی قابل پیش بینی بود. از مقایسه نمودارهای حاصل از میلگردهای فولادی و FRP نتیجه گرفته شد؛ میلگردهای FRP رفتار پیوستگی خوبی از خود نشان دادند؛ اما تمام نمونه های مدل سازی شده با کاهش میزان مقاومت فشاری بتن از ۵۰ مگا پاسکال به ۳۰ مگا پاسکال میزان پیوستگی کمتری را با بتن ایجاد کردند. در این میان میلگردهای CFRP پیوستگی بیشتری نسبت میلگردهای فولادی داشتند. میلگرد GFRP پیوستگی کمتری نسبت به فولاد داشت؛ البته لازم به ذکر است پیوستگی ایجاد شده بین میلگرد GFRP و بتن پیوستگی قابل قبولی بود. میلگردهای CFRP پیوستگی در حدود ۵ درصد بیشتر از میلگردهای فولادی و ۲۵ درصد پیوستگی بیشتر نسبت به میلگردهای GFRP با بتن ایجاد نمودند. نتایج حاصل می تواند نکته مثبتی در استفاده از این میلگردها به عنوان جایگزین میلگردهای فولادی در بتن باشد.

کلمات کلیدی: میلگرد FRP، میلگرد فولادی، پیوستگی میلگرد، بتن

که در اثر سرعت تغییر نیرو ایجاد می‌شود؛ که از بین این دو نوع پیوستگی، پیوستگی مهاري به‌عنوان معیار در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

با توجه به اهمیت فراوان پیوستگی بین میلگرد و بتن مطالعات بسیار در این رابطه صورت گرفته است؛ اما تمام مطالعات به نوع خاصی از میلگرد توجه کردند. در این مطالعه به بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر روی پیوستگی میلگردهای FRP با الیاف شیشه و کربن پرداخته شده است؛ و با نتایج حاصل از بتن مسلح با میلگرد فولادی مقایسه شده است.

Baena و همکاران [7] در سال ۲۰۰۹ به بررسی نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی پرداختند. از نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی، متوجه پیوستگی بهتر میلگرد فولادی با بتن شدند. آن‌ها دریافتند بین میلگردهای FRP بیشترین پیوستگی را میلگرد CFRP دارد. همچنین نتایج حاصل از روش آزمایشگاهی نشان داد با افزایش قطر میلگرد پیوستگی کاهش می‌یابد؛ اما با استفاده از روش عددی نتایج موردنظر حاصل نشد. طبق نتایج حاصل از آزمون خروج نمونه‌ها با بتن با مقاومت بالا هم در میلگردهای FRP و هم در میلگردهای فولادی پیوستگی بهتری را ایجاد کردند. Achillides & Pilakoutas [8] در سال ۲۰۰۶ به کمک آزمایش مکعب پالوت در نرم‌افزارهای انسیس و آباکوس پیوستگی قوی‌تر بین میلگرد فولادی و بتن را ثابت کردند. همچنین نتیجه گرفتند با افزایش طول تعبیه پیوستگی میله‌های FRP کاهش می‌یابد.

Brown & Bartholomew [1] در سال ۱۹۹۳ اظهار کردند طبق نتایج به‌دست‌آمده، پیوستگی میلگردهای FRP و بتن حدود دوسوم میلگردهای فولادی است. آن‌ها از آزمایش استاندارد pull-out بر روی نمونه‌های بتن مسلح شده با GFRP دریافتند که پیوستگی با قطر میلگرد رابطه عکس دارد. همچنین آن‌ها میلگردهای FRP را با طول تعبیه متغیر موردبررسی قراردادند. نتایج نشان داد نمونه با طول تعبیه ۱۵۲ میلی‌متر پیوستگی حدود ۲۰ درصد بیشتر از نمونه با طول تعبیه ۱۰۲ میلی‌متر ایجاد کرد و نمونه‌ها با بتن با مقاومت بالا پیوستگی قوی‌تری داشتند؛

استفاده از میلگردهای فولادی در صنعت ساخت‌وساز قدمتی بیش از صدسال دارد. فولاد به‌طورکلی مقاومت خوبی را از خود نشان می‌دهد جز در مواردی که در برابر محیط مخرب قرار می‌گیرد [1]. خوردگی میلگرد برخلاف ظاهر بی‌خطر بسیار پرخطر است و هزینه‌های تعمیر و نگهداری بسیاری به دنبال دارد؛ به‌عنوان مثال هزینه تعمیر و نگهداری سازه‌های فرسوده در کانادا در سال ۲۰۰۴ حدود ۶۰ میلیارد دلار بود که پیش‌بینی می‌شود سالانه حدود ۲ میلیارد دلار رشد کند [۲ و 3]. برای جلوگیری از خوردگی فولاد راه‌حل‌های بسیاری مورد استفاده قرار گرفته است. اقداماتی چون پوشش اپوکسی بر روی میلگرد، حفاظت کاتدی میلگردها و تزریق پلیمر به سطح بتن صورت گرفته است؛ اما این راه‌حل‌ها علاوه بر هزینه بالا کارایی مناسبی از خود نشان ندادند و مشکل را به‌صورت کامل حل نکردند [۴]. برای اولین بار در دهه ۷۰ میلادی گروه مارشال-وگاه استفاده از میلگرد FRP را به‌جای میلگرد فولادی پیشنهاد کرد. پس از آن در دهه ۸۰ میلادی پتانسیل‌های میلگردهای FRP کشف شد [۲]. FRP ها نوعی از جامدات هستند که عملکرد آن‌ها به نوع مواد تشکیل دهنده آن‌ها بستگی دارد. میلگردهای FRP موجود در بازار از الیاف آرامید، بازالت، شیشه و کربن تشکیل شده است. برخی از خواص FRP ها شامل وزن سبک، مقاومت مناسب و ناهمسانگرد بودن است. نکته مهم در استفاده از میلگردهای FRP تفاوت در خواص مکانیکی میلگردهای فولادی و میلگردهای FRP است. از این‌رو نمی‌توان از معیارهای طراحی میلگردهای فولاد در طراحی میلگردهای FRP استفاده نمود [5]. مسئله اصلی برای عملکرد مناسب میله‌های FRP پیوستگی مناسب بین میله‌های FRP و بتن است؛ زیرا پیوستگی مناسب امکان انتقال بار مداوم را فراهم می‌کند [6]. دو نوع پیوستگی وجود دارد؛ که شامل پیوستگی مهاري و پیوستگی خمشی است. پیوستگی مهاري، پیوستگی است که میلگرد تحت نیروی حداکثری که به سازه وارد می‌شود با بتن ایجاد می‌کند. پیوستگی خمشی برخلاف پیوستگی مهاري یک مسئله موضعی است

اما Yu & Fan [9] در سال ۲۰۱۴ و Saleha و همکاران [10] در سال ۲۰۱۹ از نتایج حاصل از آزمایش pull-out بر روی میلگردهای FRP دریافتند کاهش طول تعبیه باعث افزایش پیوستگی می‌شود و طول تعبیه ۲/۵ برابر قطر میلگرد را به عنوان طول تعبیه استاندارد مطرح کردند. همچنین از آزمایش استاندارد خروج بر روی نمونه‌های بتن مسلح شده با GFRP دریافتند که پیوستگی با قطر میلگرد رابطه عکس دارد.

Gao و همکاران [11] در سال ۲۰۱۸ با انجام آزمایش مشابه بر روی میلگردهای فولادی نتیجه گرفتند طول تعبیه با پیوستگی رابطه عکس دارد یعنی با کاهش طول تعبیه پیوستگی افزایش می‌یابد. آن‌ها نمونه‌های بتن مسلح با مقاومت بتن ۳۰ و ۵۰ مگا پاسکال را تحت آزمایش قرار دادند، از نتایج حاصل دریافتند بتن با مقاومت پایین نسبت به بارگذاری حساس‌تر است به طوری که پیوستگی در بتن با مقاومت ۳۰ مگا پاسکال برابر ۳۲ درصد و در بتن با مقاومت ۵۰ مگا پاسکال برابر ۳۷ درصد است. Turk و همکاران [12] در سال ۲۰۰۵ و Zhang و همکاران [13] در سال ۲۰۱۵ طبق آزمایشی که بر روی پیوستگی میلگرد فولادی و بتن انجام دادند بیان کردند پیوستگی تابعی از قطر میلگرد است و هرچه قطر میلگرد کوچک‌تر باشد استحکام پیوند قوی‌تر است؛ اما Gao و همکاران [11] در سال ۲۰۱۸ از مطالعات خود نتیجه گرفتند پیوستگی میلگرد فولادی و بتن تابعی از قطر میلگرد نیست و تغییر قطر میلگرد تأثیر چندانی بر پیوستگی ندارد.

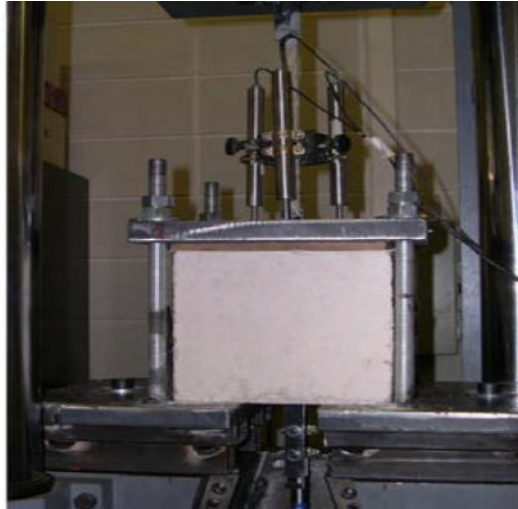
در حالت کلی با بررسی نتایج حاصل از تحقیقات پیشین نمونه‌های فولادی در اکثر تحقیقات پیوستگی بهتری با بتن ایجاد کردند. در این پژوهش هدف اصلی مقایسه پیوستگی بین میلگرد فولادی و FRP با بتن تحت تأثیر شرایطی چون قطر میلگرد، طول تعبیه میلگرد در بتن و مقاومت فشاری بتن و تعیین بهترین نوع میلگرد برای استفاده در سازه‌های بتن مسلح در معرض خطر خوردگی است.

۲- روش تحقیق

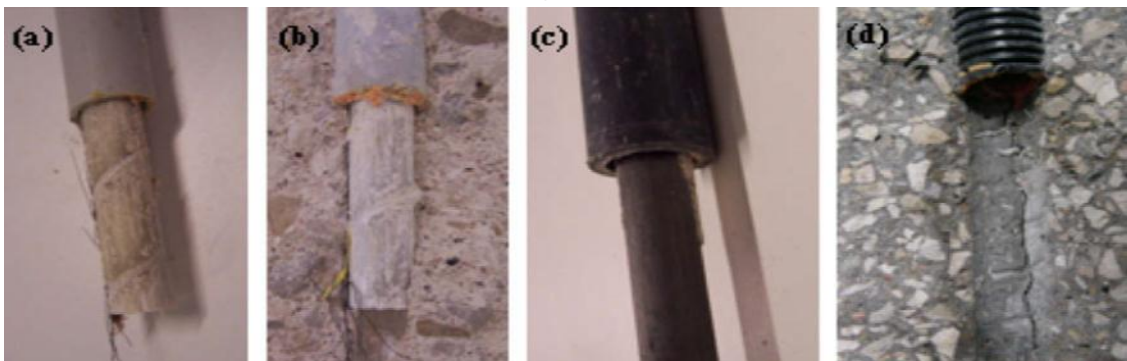
در این پژوهش به منظور اطمینان از صحت مدل‌سازی از نمونه‌های آزمایشگاهی Baena و همکاران [7] استفاده شده است. Baena و همکاران در سال ۲۰۰۹ به بررسی ۸۸ نمونه آزمایشگاهی پرداختند که در آن پارامترهایی چون نوع میلگرد، قطر میلگرد، سطح میلگرد و مقاومت فشاری بتن مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌های مورد نظر در قالب‌های بتنی مکعب شکل با ابعاد ۲۰۰×۲۰۰×۲۰۰ میلی‌متر آزمایش شدند و طول تعبیه میلگردها ۵ برابر قطر میلگرد در نظر گرفته شده است. در پژوهش حاضر برای ساده‌سازی مدل و کاهش در زمان تحلیل نمونه‌ها نصف نمونه‌های آزمایشگاهی مدل‌سازی شده است. ابعاد بتن ۲۰۰×۲۰۰×۱۰۰ میلی‌متر مدل شده است و از میلگردهای فولادی، GFRP و CFRP به ترتیب دارای قطر آزمایشگاهی ۲۰، ۲۱/۲۵ و ۱۳/۴۳ میلی‌متر جهت شبیه‌سازی در نرم‌افزار ABAQUS 2020 بهره‌جویی شده است. (شکل‌های ۱ و ۲) نمونه‌های آزمایشگاهی Baena و همکاران را نشان می‌دهد [7]. مشخصات نمونه‌های صحت سنجی در (جدول ۱) آورده شده است.

جدول ۱- مشخصات نمونه Baena و همکاران

نمونه	قطر میلگرد (MM)	استحکام کششی میلگرد (MPa)	مدول الاستیسیته میلگرد (GPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	طول تعبیه میلگرد
فولادی	۲۰	>۵۵۰	۲۰۰	۴۹/۵۴	۵ D _b
CFRP	۱۳/۴۳	۱۸۹۹	۱۴۴	۵۴/۹۳	۵ D _b
GFRP	۲۱/۲۵	۶۸۹	۴۶	۴۶/۱۵	۵ D _b



شکل ۱- آزمایش pull-out



شکل ۲- نمونه‌هایی از حالت‌های خرابی: (a) بیرون کشیدن با صدمه کمی به سطح میلگرد و برخی بتن‌های پیوست شده. (b) بیرون کشیدن با آسیب‌های متمرکز بر میلگرد؛ (c) لایه‌برداری خاموش کردن لایه کل رزین و شکست (d) شکست تقسیم.

مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار به صورت سه‌بعدی و solid و ایزوتروپیک انجام شده است. مشخصات مصالح بتنی بر اساس رابطه‌های ACI 2019 وارد نرم‌افزار شده است، در (شکل ۳) منحنی تنش-کرنش بتن قابل مشاهده است [14].

$$EC = 4700\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (1)$$

در رابطه (۱) E_c مدول الاستیسیته بتن و f'_c مقاومت فشاری بتن است.

$$\varepsilon_{el} = \frac{0.3 f'_c}{E_c} \text{ MPa} \quad (2)$$

در رابطه (۲) ε_{el} کرنش الاستیک بتن است.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (3)$$

در رابطه (۳) f_r مقاومت گسیختگی بتن است.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (4)$$

در رابطه (۴) d_c آسیب فشاری بتن و σ_c تنش فشاری بتن است.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (5)$$

در رابطه (۵) d_c آسیب کششی بتن و σ_c تنش کششی بتن است.

interaction گزینه create interaction property تنظیمات شده و cohesive تعریف شده است. در این قسمت سختی واحد حجم چسب و رفتار چسب در هنگام خرابی تعریف شده است و پس از این مراحل سطح‌های موردنظر با این چسب به یکدیگر متصل شده است. پارامترهای موردنظر از طریق فرمول‌های زیر محاسبه شده است.

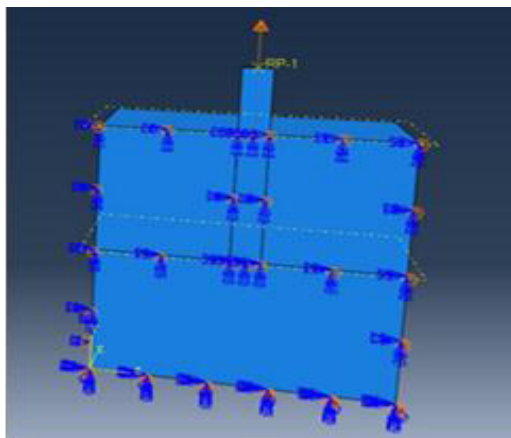
$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_n}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_s}\right)^2 + \left(\frac{\tau_t}{\tau_t}\right)^2 = 1 \quad (6)$$

$$k_{nn} = \frac{E}{t} \quad (7)$$

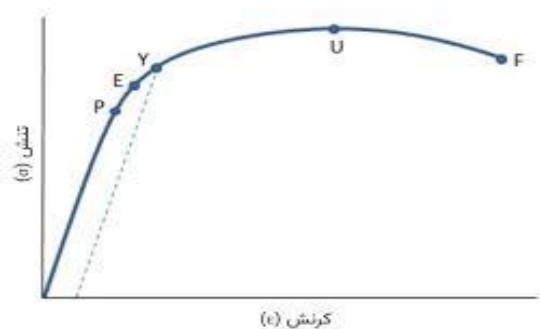
$$k_{ss} = k_{tt} = \frac{G}{t} \quad (8)$$

در رابطه (۶) حداکثر تنش کششی چسب و τ_t و τ_s حداکثر تنش برشی چسب و در رابطه (۷) k_{nn} سختی واحد حجم چسب و E مدول الاستیسیته چسب و t ضخامت چسب و در رابطه (۸) k_{ss} و k_{tt} سختی واحد حجم چسب و G مدول برشی چسب است.

برای شبیه سازی آزمایش pull-out میلگرد به صورت coupling از داخل بتن خارج شد. به منظور رفع حرکات ناگهانی در هنگام آنالیز تمام درجات آزادی در کف بتن بسته شد. همچنین برای جلوگیری از حرکت میلگرد در جهت X درجات آزادی میلگرد در جهت X بسته شده است. در (جدول ۲) مشخصات نمونه‌ها آورده شده است. در (شکل ۶) نمایی از اندرکنش میلگرد و قالب بتنی قابل مشاهده است.

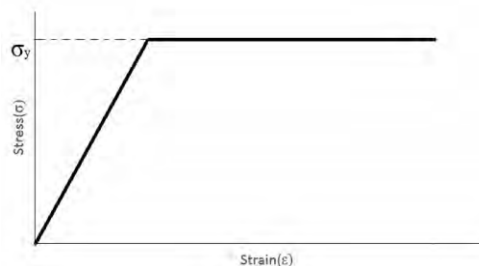


شکل ۶- نمایی از اندرکنش میلگرد و قالب بتن

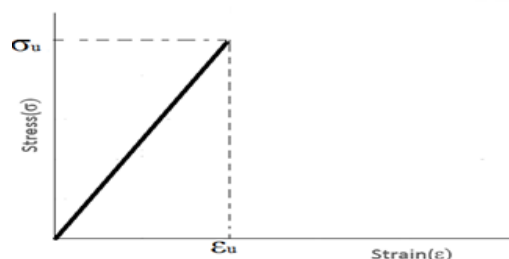


شکل ۳- منحنی تنش-کرنش بتن

المان‌های میلگرد فولادی و FRP به صورت سه بعدی و Solid و ایزوتروپیک مدل سازی شده است. مدول الاستیسیته و ضریب پواسون میلگرد فولادی به ترتیب برابر ۲۰۰ مگاپاسکال و ۰/۳ و میلگرد CFRP و GFRP به ترتیب برابر ۱۴۰ مگاپاسکال و ۰/۲۱ و ۵۳ مگاپاسکال و ۰/۲۱ در نظر گرفته شد. در (شکل ۴ و ۵) منحنی تنش-کرنش فولاد و میلگردهای FRP آورده شده است.



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش فولاد



شکل ۵- منحنی تنش-کرنش میلگردهای FRP

قطعات در ماژول Assembly با یکدیگر منته‌ا شدند. چون نرم افزار امکان ایجاد آج‌های موجود در سطح میلگرد را به طراح نمی‌دهد برای ایجاد پیوستگی بین میلگرد و بتن از یک نوع المان چسب استفاده شده است. برای تعریف المان cohesive از ماژول

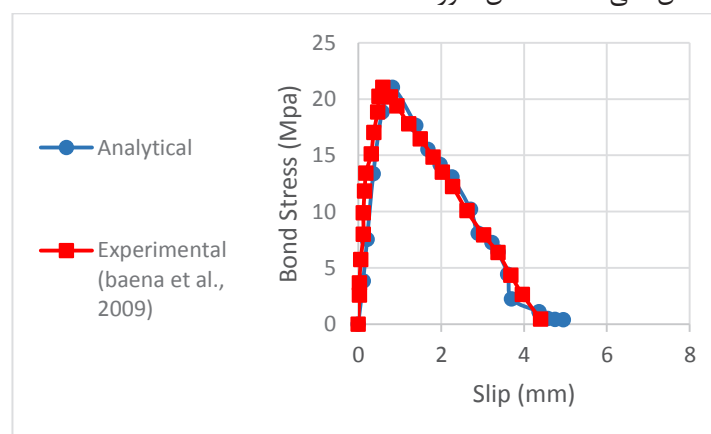
جدول ۲- مشخصات نمونه‌های مدل‌سازی شده در نرم‌افزار

نمونه	قطر میلگرد (MM)	استحکام کششی میلگرد (MPa)	مدول الاستیسیته میلگرد (GPa)	مقاومت فشاری بتن (MPa)	طول تعبیه میلگرد
فولادی	۱۸	>۵۵۰	۲۰۰	۵۰	۲/۵ D _b
فولادی	۱۸	>۵۵۰	۲۰۰	۵۰	۷/۵ D _b
فولادی	۱۲	>۵۵۰	۲۰۰	۵۰	۵ D _b
فولادی	۱۶	>۵۵۰	۲۰۰	۵۰	۵ D _b
فولادی	۱۸	>۵۵۰	۲۰۰	۵۰	۵ D _b
فولادی	۱۸	>۵۵۰	۲۰۰	۳۰	۵ D _b
CFRP	۱۸	۱۸۹۹	۱۴۰	۵۰	۲/۵ D _b
CFRP	۱۸	۱۸۹۹	۱۴۰	۵۰	۷/۵ D _b
CFRP	۱۲	۱۸۹۹	۱۴۰	۵۰	۵ D _b
CFRP	۱۶	۱۸۹۹	۱۴۰	۵۰	۵ D _b
CFRP	۱۸	۱۸۹۹	۱۴۰	۵۰	۵ D _b
CFRP	۱۸	۱۸۹۹	۱۴۰	۳۰	۵ D _b
GFRP	۱۸	۶۸۹	۵۳	۵۰	۲/۵ D _b
GFRP	۱۸	۶۸۹	۵۳	۵۰	۷/۵ D _b
GFRP	۱۲	۶۸۹	۵۳	۵۰	۵ D _b
GFRP	۱۶	۶۸۹	۵۳	۵۰	۵ D _b
GFRP	۱۸	۶۸۹	۵۳	۵۰	۵ D _b
GFRP	۱۸	۶۸۹	۵۳	۳۰	۵ D _b

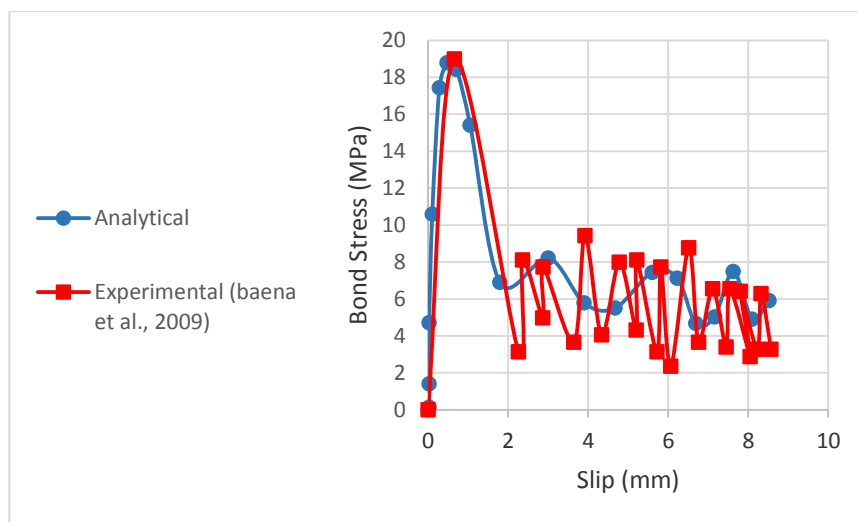
در نمودارها می‌توان مشاهده کرد؛ رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی و نمونه‌های مدل‌سازی شده بسیار به هم نزدیک بود و نتایج حاصل از شبیه‌سازی تطابق قابل قبولی را در اختیار قرارداد.

۳- ارائه و تفسیر نتایج به دست آمده

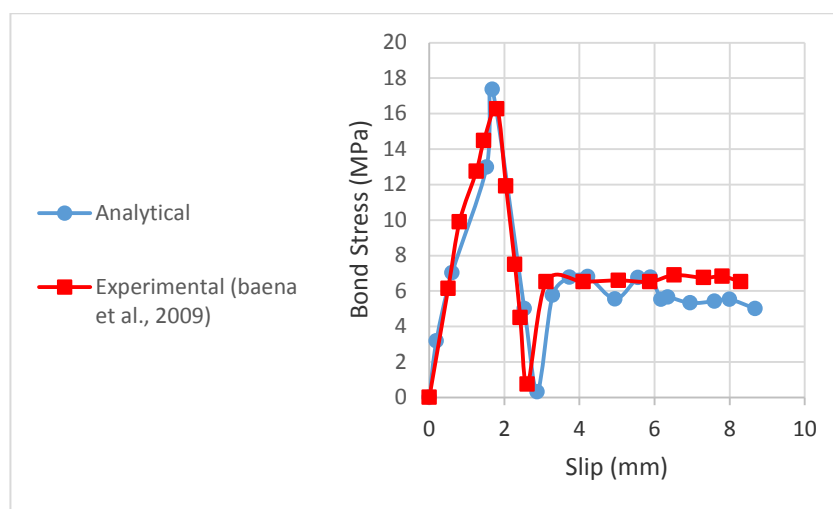
نمودارهای حاصل از مدل‌سازی در نرم‌افزار مورد صحت سنجی قرار گرفت. (شکل‌های ۷ تا ۹) نمودارهای حاصل از نتایج آزمایشگاهی Baena و همکاران و نمونه شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد. همان‌طور که



شکل ۷- نمودار Bond stress-Slip میلگرد فولادی Baena و همکاران (۲۰۰۹) و نمونه شبیه‌سازی شده



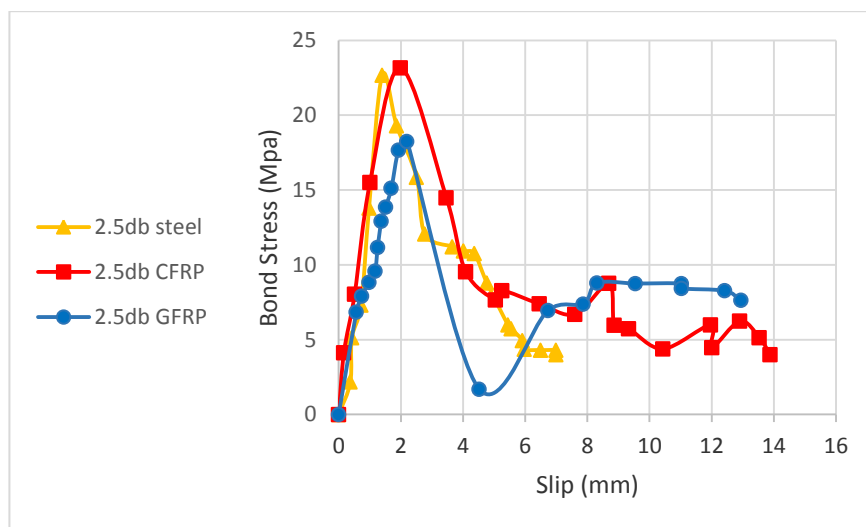
شکل ۸- نمودار Bond stress-Slip میلگرد CFRP، Baena و همکاران (۲۰۰۹) و نمونه شبیه‌سازی شده



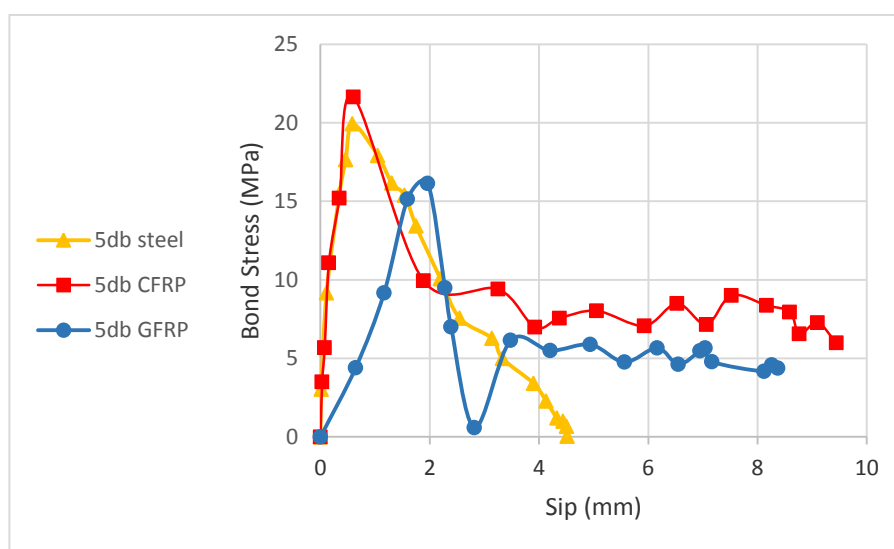
شکل ۹- نمودار Bond stress-Slip میلگرد GFRP، Baena و همکاران (۲۰۰۹) و نمونه شبیه‌سازی شده

کاهش می‌یابد. نتایج حاصل از تحلیل طول تعبیه $2.5d_b$ نشان داد، حداکثر میزان پیوستگی را میلگرد CFRP با بتن ایجاد کرد. همچنین این امر در رابطه با طول تعبیه $5d_b$ و $7.5d_b$ نیز صادق بود. با توجه به نمودارها بیشترین میزان پیوستگی در ابتدا متعلق به میلگرد CFRP و کمترین میزان پیوستگی مربوط به میلگرد GFRP است. لازم به ذکر است که میزان پیوستگی در میلگرد فولادی و CFRP بسیار نزدیک به یکدیگر بود.

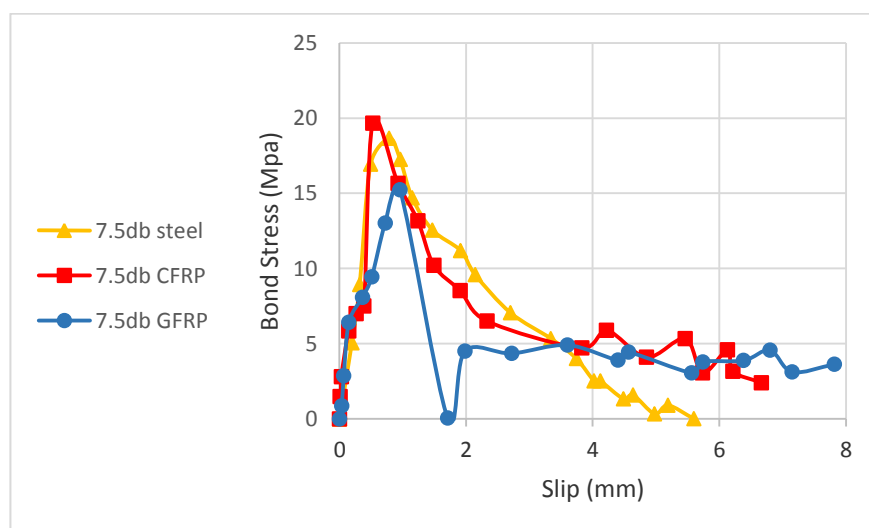
(شکل‌های ۱۰ تا ۱۲) نمودارهای حاصل از تحلیل اجزای محدود نمونه میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP با قطر ۱۸ میلی‌متر و مقاومت فشاری ۵۰ مگا پاسکال و طول تعبیه $2.5d_b$ ، $5d_b$ و $7.5d_b$ را نشان می‌دهد. از نمودار نتایج حاصل از تحلیل میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP نتیجه گرفته شد، با افزایش طول تعبیه میزان پیوستگی کاهش می‌یابد؛ زیرا با افزایش طول میلگرد در قطر ثابت برای یک نیروی ثابت پیوستگی در جداره میلگرد و بتن



شکل ۱۰- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با طول تعبیه‌ی 2.5db



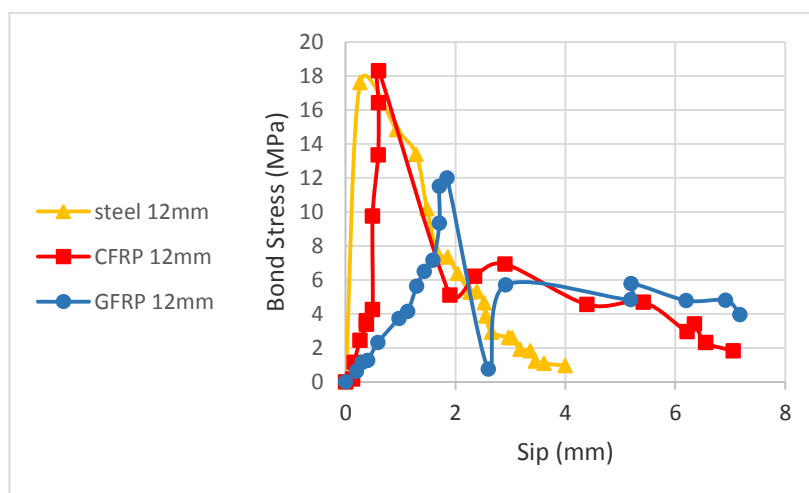
شکل ۱۱- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با طول تعبیه‌ی 5db



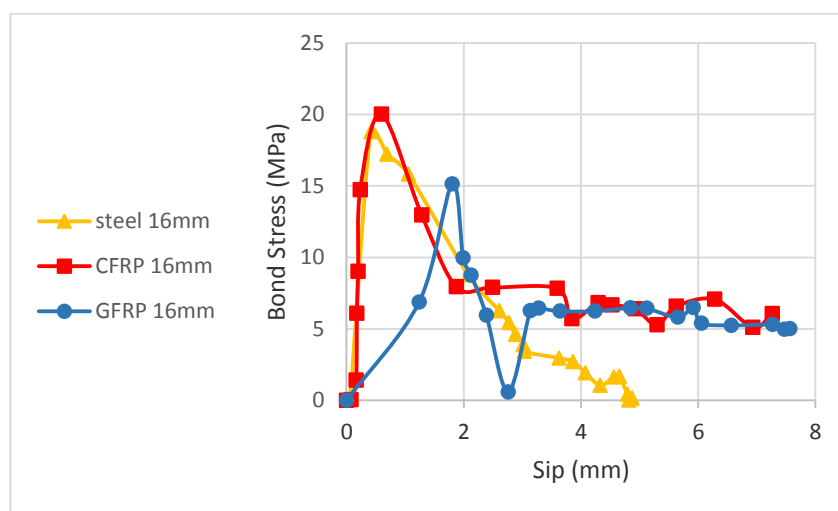
شکل ۱۲- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با طول تعبیه‌ی 7.5db

همان‌طور که از نمودارها قابل‌مشاهده است در تمام نمونه‌ها میلگردهای CFRP بیشترین پیوستگی را با بتن ایجاد کردند به‌عنوان مثال میزان حداکثر پیوستگی در نمونه CFRP با قطر ۱۲ میلی‌متر برابر ۱۸/۳۱ مگا پاسکال است و در نمونه‌های فولادی و GFRP به ترتیب برابر ۱۷/۶۰ و ۱۲/۰۰ مگا پاسکال است این اعداد نشان از پیوستگی بیشتر میلگرد CFRP با بتن است. در بین میلگرد فولادی، CFRP و GFRP بیشترین پیوستگی با بتن را میلگرد CFRP و کمترین پیوستگی با بتن را میلگرد GFRP ایجاد کرد.

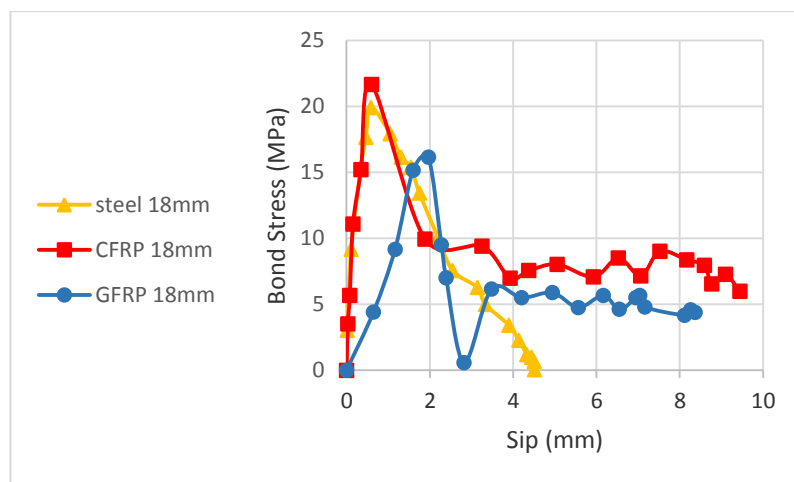
در این تحلیل از میلگرد با قطرهای آزمایشگاهی ۱۲، ۱۶ و ۱۸ میلی‌متر با بتن با مقاومت فشاری ۵۰ مگا پاسکال و طول تعبیه 5d_b استفاده شده است. نتایج حاصل از نمونه‌ها تحت تأثیر قطر میلگرد نشان داد که با کاهش قطر میلگرد میزان پیوستگی کاهش یافت که نتیجه طبق مطالعات پیشین نتیجه‌ای بدیهی بود. زیرا با کاهش قطر میلگرد در طول ثابت سطح جانبی کاهش می‌یابد در نتیجه‌ی این کاهش میزان پیوستگی میلگرد و بتن نیز دچار کاهش می‌شود. در نمودارهای (شکل‌های ۱۳ تا ۱۵) نمونه‌های مدل‌سازی شده بر اساس نوع میلگرد مقایسه شده‌اند.



شکل ۱۳- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با قطر ۱۲ میلی‌متر



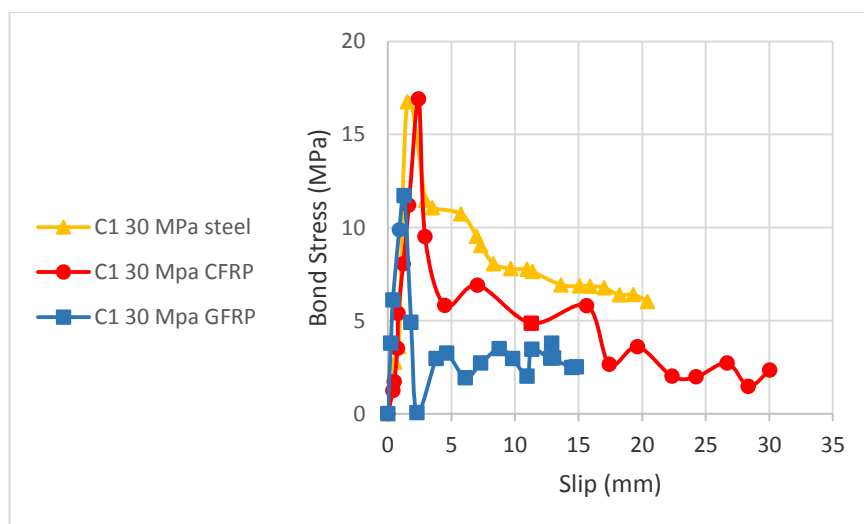
شکل ۱۴- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با قطر ۱۶ میلی‌متر



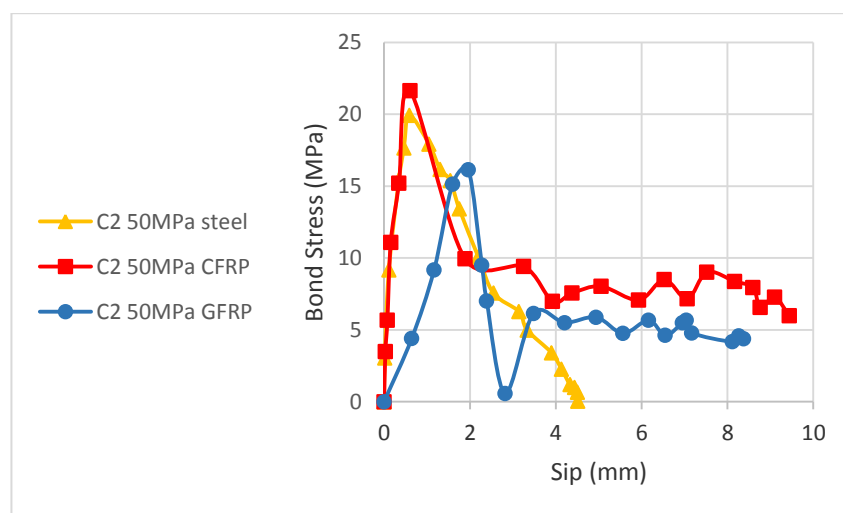
شکل ۱۵- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با قطر ۱۸ میلی‌متر

بودند؛ که این نشان از تأثیر بالای مقاومت فشاری بتن در میزان پیوستگی میلگرد و بتن است. در (شکل‌های ۱۶ و ۱۷) مقایسه میزان پیوستگی میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP با بتن تحت اثر مقاومت فشاری بتن پرداخته شده است. در هر دو نمودار مشاهده می‌شود که میزان پیوستگی در میلگردهای CFRP بالاتر از میلگردهای فولادی و GFRP است؛ البته میزان پیوستگی میلگرد با بتن، میلگرد CFRP و میلگرد فولادی بسیار به یکدیگر نزدیک است.

(شکل‌های ۱۶ و ۱۷) نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های شبیه سازی شده آزمایش pull-out تحت تأثیر مقاومت فشاری بتن را نشان می‌دهد. در این مدل‌سازی نمونه‌ها با میلگرد شماره ۱۸ و طول تعبیه $5d_b$ با مقاومت فشاری ۳۰ و ۵۰ مگا پاسکال مورد تحلیل قرار گرفته است. نتایج نشان داد که کاهش مقاومت فشاری بتن از ۵۰ به ۳۰ مگا پاسکال باعث کاهش پیوستگی بتن و میلگرد شده است؛ همچنین نمونه‌ها با بتن با مقاومت فشاری کمتر دچار لغزش بیشتری نسبت به نمونه‌ها با بتن با مقاومت فشاری بالاتر



شکل ۱۶- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگا پاسکال



شکل ۱۷- نمودار Bond stress-Slip میلگردهای فولادی و FRP با بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگا پاسکال

۴- نتیجه گیری

در این پژوهش، پیوستگی میلگردهای FRP و فولادی با بتن تحت تاثیر قطر میلگرد، طول تعبیه و مقاومت فشاری بتن مدل سازی شده است. از مقایسه نمودارهای حاصل از تحلیل نتایج زیر به دست آمد:

۱- در تمام نمونه ها با افزایش طول تعبیه میزان پیوستگی بین میلگرد و بتن کاهش یافته است.
 ۲- در نمونه ها با طول تعبیه $2.5d_b$ میزان چسبندگی به ترتیب برای میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP برابر ۲۲/۶۶، ۲۳/۱۶ و ۱۸/۲۳ مگا پاسکال و در طول تعبیه $5d_b$ به ترتیب برابر ۱۹/۹۲، ۲۱/۶۴ و ۱۶/۱۴ همچنین در طول تعبیه $7.5d_b$ اعداد حاصل از نمودارها به ترتیب برابر ۱۸/۶۶، ۱۹/۶۶ و ۱۵/۲۲ بود. این اعداد نشان از میزان پیوستگی بیشتر میلگردهای CFRP با بتن است.

۳- با مقایسه نتایج حاصل از اثر قطر میلگرد شاهد افزایش میزان پیوستگی در پی افزایش قطر میلگرد بودیم. این افزایش پیوستگی به دلیل افزایش میزان سطح تماس میلگرد و بتن است.

۴- در نمونه ها با قطر ۱۲ میلی متر میزان چسبندگی به ترتیب برای میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP برابر ۱۷/۶۰، ۱۸/۳۱ و ۱۲/۰۰ مگا پاسکال و در نمونه ها با قطر ۱۶ میلی متر به ترتیب برابر ۱۸/۷۷، ۲۰/۰۲ و ۱۵/۱۲ همچنین در قطر ۱۸ میلی متر اعداد حاصل از نمودارها به ترتیب برابر ۱۹/۹۲، ۲۱/۶۴ و ۱۶/۱۴ بود. این اعداد نشان از میزان پیوستگی بیشتر میلگردهای CFRP با بتن است.

۵- با کاهش میزان مقاومت بتن میزان پیوستگی کاهش یافت. بتن با مقاومت پایین در هنگام آزمایش شبیه سازی شده pull-out زودتر دچار شکست شده که در پی این شکست پیوستگی نیز از بین می رود.

۶- در نمونه ها با مقاومت فشاری ۳۰ مگا پاسکال میزان چسبندگی به ترتیب برای میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP برابر ۱۶/۷۵، ۱۱/۷۰ و ۱۲/۰۰ مگا پاسکال و در نمونه ها با مقاومت فشاری ۵۰ مگا پاسکال به ترتیب برابر ۱۹/۹۲، ۲۱/۶۴ و ۱۶/۱۴ است. این اعداد نشان از پیوستگی بهتر میلگردهای CFRP با بتن است.

۷- در بین میلگردهای فولادی، CFRP و GFRP بیشترین پیوستگی را میلگردهای CFRP با پیوستگی در حدود ۵ درصد بیشتر از میلگردهای فولادی و ۲۵ درصد پیوستگی بیشتر نسبت به میلگردهای GFRP با بتن ایجاد نمودند.

۸- در تمامی ۱۸ نمونه مدل‌سازی شده بیشترین پیوستگی به میزان ۲۳/۱۶ مگا پاسکال متعلق به میلگرد CFRP تحت شرایط میلگرد با قطر ۱۸ میلی‌متر، طول تعبیه ۲/۵ برابر قطر میلگرد با بتن با مقاومت فشاری ۵۰ مگا پاسکال است؛ و کمترین میزان پیوستگی با عدد ۱۱/۷۰ مگا پاسکال متعلق به میلگرد GFRP تحت شرایط میلگرد با قطر ۱۸ میلی‌متر، طول تعبیه ۵ برابر قطر میلگرد با بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگا پاسکال است.

۵- منابع

- [1] Brown, V. L., & Bartholomew, C. L. (1993). "FRP Reinforcing Bars in Reinforced Concrete Members". *Journal of ACI Materials*, vol. 90(1), pp 34-39.
- [۲] وطنی اسکویی، ا. (۱۳۹۶). "سازه‌های بتن‌آرمه تسلیح شده با میلگردهای کامپوزیت پلیمری". تهران: انتشارات دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی.
- [3] Benmokrane, B., & Ali, A. H. (2016). "Durability of FRP Rebars in Aggressive Environments". *Conference: International Workshop on Seawater Sea-sand Concrete (SSC) Structures Reinforced with FRP Composites 13 December 2016, Hong Kong, China.*
- [۴] شریعتی، ع.، علامتیان، ا. (۱۳۹۷). "بررسی و مدل‌سازی مقاطع بتنی با میلگرد FRP در نرم افزار ABAQUS". دومین کنفرانس ملی مهندسی عمران و معماری، قرچک.
- [5] Faza, S. S., & GangaRao, H. v. s. (1991). "Bending and Bond Behavior of Concrete Beams Reinforced with Plastic Rebars". *Third Bridge Engineering Conference, March 10-13, 1991, Denver, Colorado*, vol. 2, pp 185-193.
- [6] Kim, B., Doh, J. H., Yi, C. K., & Lee, J. Y. (2013). "Effects of Structural Fibers on Bonding Mechanism Changes in Interface between GFRP Bar and Concrete". *Journal of Composites Part B: Engineering*, vol. 45(1), pp 768-779.
- [7] Baena, M., Torres, L., Turon, A., & Barris, C. (2009). "Experimental Study of Bond Behavior between Concrete and FRP Bars Using a Pull-Out Test". *Journal of Composites Part B: Engineering*, vol.40(8), pp 784-797.
- [8] Achillides, Z., & Pilakoutas, K. (2006). "FE Modelling of Bond Interaction of FRP Bars to Concrete". *Journal of Structural Concrete*, vol.7(1), pp 7-16.
- [9] Yu, N., & Fan, J. (2014). "Experimental Study of Bond Stress between Concrete and FRP Rebars". *Journal of Applied Mechanics and Materials*, vols. 488(0), pp 774-777.
- [10] Saleha, N., Ashourb, A., & Sheehanb, T. (2019). "Bond between Glass Fiber Reinforced Polymer Bars and High – Strength Concrete". *Journal of Structures*, vol. 22(0), pp 139-153.
- [11] Gao, X., Ren, X., Li, J., & Zhang, Y. (2018). "Bond Behavior between Steel Reinforcing Bars and Concrete Under Dynamic Loads". *Journal of Structural Concrete*, vol. 19(6), pp 1806-1817.
- [12] Turk, K., Caliskan, S., & Yildirim, M. S. (2005). "Influence of Loading Condition and Reinforcement Size on the Concrete / Reinforcement Bond Strength", *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, vol. 19(3), pp 337-346.
- [13] Zhang, W. P., Chen, H., & Gu, X. L. (2015). "Bond Behavior between Corroded Steel Bars and Concrete Under Different Strain Rates". *Magazine of Concrete Research*, vol. 68(3), pp 1-15.
- [14] ACI Committee 318, (2019), "Bond Stress - The State of the Art". *Journal of the American Concrete Institute*.

تأثیر عمل آوری بتن با استفاده از گاز دی اکسید کربن بر خواص بتن



محمد شکرچی زاده
استاد دانشکده فنی دانشگاه تهران
عضو هیات مدیره انجمن بتن ایران



علی دوستی
عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه
مسکن و شهرسازی
عضو حقیقی انجمن بتن ایران



زهرا سرلک
دانشجوی کارشناسی ارشد
عمران محیط زیست
عضو حقیقی انجمن بتن ایران

چکیده

امروزه کاهش گازهای گلخانه‌ای و به خصوص گاز دی اکسید کربن (CO_2) از نظر محیط زیستی یک چالش اصلی به حساب می‌آید. بنابراین همواره یکی از دغدغه‌های محققین استفاده بهینه از گاز دی اکسید کربن در تولید محصولات دیگر از جمله محصولات ساختمانی بوده است. در همین راستا در سال‌های اخیر استفاده از گاز دی اکسید کربن در عمل آوری مواد سیمانی رشد چشمگیری داشته است. عمل آوری با گاز CO_2 ، عمدتاً برای بهبود خواص سنگدانه‌های حاصل از بازیافت بتن و عمل آوری بلوک‌های بتنی (پیش ساخته) به کار گرفته می‌شود. در واقع رخداد پدیده کربناسیونی که در سنین ابتدایی بتن یا ماده‌ی سیمانی رخ می‌دهد، تفاوت عمده‌ای در شکل گیری فرآورده‌های هیدراسیون، خواص ریزساختاری و عملکرد اجرایی ایجاد می‌کند. کربناسیون با اصلاح ساختار منافذ موجود در ماتریس سیمانی باعث بهبود سختی در سطح، مقاومت و دوام می‌شود. دو روش اصلی موجود برای عمل آوری با گاز CO_2 ، عمل آوری تحت فشار و عمل آوری با جریان این گاز است. تغییر در شرایط عمل آوری مثل غلظت گاز CO_2 ، فشار، دما و رطوبت نسبی بر بازده عمل آوری و نهایتاً میزان گاز CO_2 جذب شده تأثیر گذار می‌باشد. این روش جدید عمل آوری می‌تواند درصد قابل توجهی CO_2 را در بلوک‌های بتنی به طور دائمی به دام اندازد و یا با بهبود خواص سنگدانه‌های بازیافتی بتن، امکان استفاده مجدد از آن‌ها را فراهم نماید. دستیابی به هر دو مورد اشاره شده از نظر محیط‌زیستی برای ما مطلوب بشمار می‌آیند.

کلمات کلیدی: عمل آوری با کربن دی اکسید، بلوک بتنی پیش ساخته، سنگدانه بتنی بازیافتی، شرایط عمل آوری، مقاومت فشاری

۱. مقدمه

سوخت‌های فسیلی، مقدار عظیمی از گاز CO_2 آزاد و وارد هوا می‌شود. صنعت سیمان یکی از صنعت‌های متساعد کننده گاز CO_2 است، به طوری که بیشتر از ۵ درصد از کل گاز CO_2 متساعد شده در دنیا را به خود اختصاص می‌دهد [۱]. مطالعات بی‌شماری بر کربناسیون مواد مصالح حاوی سیمان اخیراً به عنوان ابزاری فعال‌تر برای

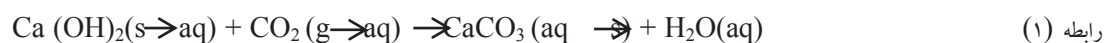
بتن و سیمان به دلیل عواملی مانند استحکام بالای آن‌ها، دوام قابل توجه و مزایای اقتصادی، جزء پرکاربردترین مصالح ساختمانی در جهان به شمار می‌آیند. در فرآیند ساخت سیمان، که مهم‌ترین بخش تشکیل دهنده بتن است، از طریق فرآیند حرارت دهی، کلسیناسیون و احتراق

جذب CO₂ انجام شده است. پدیده کربناسیون، که در واقع بین گاز CO₂ و محصولات حاصل از هیدراسیون سیمان رخ می‌دهد، می‌تواند CO₂ را به شکل کربنات‌های ترمودینامیکی پایدار تبدیل کند [۲]. کربناسیون عمدتاً به عنوان یک فرآیند مخرب برای بتن مسلح شناخته می‌شود. اعتقاد بر این است که اصلی‌ترین جزء چسباننده سیمان، کلسیم سیلیکات هیدرات (C-S-H)، با قرار گرفتن طولانی مدت در معرض گاز CO₂ موجود در هوا کلسیم موجود در فرمول شیمیایی خود را از دست می‌دهد و در نهایت تبدیل به ژل سیلیکات خواهد شد و متعاقباً قابلیت چسبندگی خود را از دست خواهد داد. علاوه بر این کربناسیون منجر به کاهش قلیائیت آب حفره‌ای در بتن و بنابراین تسریع فرآیند خوردگی آرماتورها خواهد شد. ایده استفاده از عمل آوری با CO₂ در ابتدا در سال ۱۹۷۰ مطرح شد. با این حال بعد از سال ۲۰۰۰ لزوم کاهش گازهای گلخانه‌ای باعث شد، توجه بیشتری به این روش عمل‌آوری شود. به‌طوری که بر اساس تحقیقات مختلفی مشاهده شد که عمل آوری با این روش منجر به افزایش نرخ کسب مقاومت و افزایش دوام بتن خواهد شد. بر خلاف کربناسیون طبیعی ناشی از گاز CO₂ موجود در هوا که فرآورده‌های حاصل از هیدراسیون سیمان را تضعیف می‌کند، کربناسیون در سنین اولیه مواد سیمانی منجر می‌گردد که گاز دی اکسید کربن مستقیماً با مواد معدنی چسباننده بی‌آب درگیر شده و یک خمیر چسبناک را ایجاد کند. گاز CO₂ نه به عنوان یک کاتالیزور بلکه به عنوان یک واکنش‌دهنده عمل می‌کند و یک خمیر متمایز از آن چه از هیدراسیون معمولی حاصل می‌شود، تولید

می‌کند [۳] بنابراین مواد حاوی سیمان می‌توانند گزینه‌ای جذاب به عنوان منبعی برای جذب CO₂ زائد و موجود در صنایع مختلف (به عنوان آلوده کننده اتمسفر) و در عوض تولید مواد و مصالح ارزشمند در نظر گرفته شوند.

۲. مکانیزم جذب CO₂ در محیط سیمانی

مکانیسم جذب CO₂ توسط یک محیط سیمانی مبتنی بر یک واکنش شیمیایی بین هیدرات‌های اولیه سیمان و گاز CO₂ است که در اصطلاح به آن "کربناسیون" گفته می‌شود. مطالعات مربوط به کربناسیون هیدرات‌های سیمانی از اواسط قرن بیستم با بررسی نگرانی خوردگی فولاد درون بتن و کاهش میزان آن برای بهبود دوام ساختار بتن آرمه آغاز شد. علاوه بر خوردگی فولاد درون بتن، کربناسیون ممکن است به تجزیه ژل سیلیکات کلسیم هیدرات (C-S-H) در کامپوزیت‌های سیمانی منجر شود که این پدیده به عنوان یک عامل مخرب در کامپوزیت سیمانی در نظر گرفته می‌شود [۲]. با این وجود، مطالعات اخیر نشان داده‌اند که کربناسیون مواد سیمانی همیشه به تخریب مواد منجر نمی‌شود بلکه ممکن است در تقویت خواص مکانیکی و دوام آن نقش داشته باشد. در نتیجه این مواد با داشتن پتانسیل لازم به عنوان منبعی برای جذب CO₂ توسط چندین محقق پیشنهاد شده است [۴]. با توجه به اینکه کلسیم، رایج‌ترین عنصر بین هیدرات‌های سیمان پرتلند می‌باشد و از طرفی بیشترین حلالیت در آب بین ترکیبات کلسیم را دارا می‌باشد، بنابراین عمدتاً رابطه (۱) را به عنوان واکنش کربناسیون خمیر سیمانی (سخت شده) در نظر می‌گیرند:

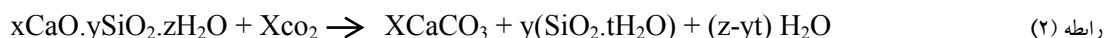


هیدراسیون، ژل سیلیکات کلسیم هیدرات، کلسیم هیدروکسید و کلسیم هیدرات سولفوآلومینات (اترینگایت و مونوسولفات) تولید می‌کند. میزان هر کدام از فرآورده‌های

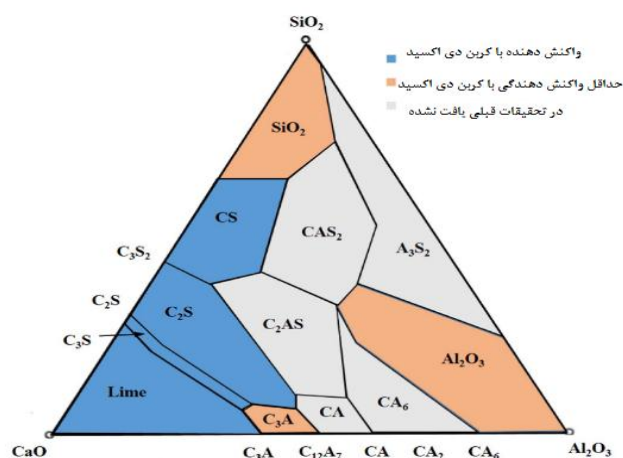
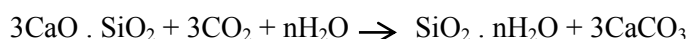
رابطه (۱) نشان می‌دهد اگرچه واکنش دهنده‌ها در دو فاز جامد و گاز هستند اما برای رخ دادن واکنش نیاز به آب ضروری می‌باشد. سیمان پرتلند از طریق فرآیند واکنش

ناشی از فرآیند هیدراسیون با توجه به ترکیب سیمان مورد استفاده متفاوت است. با این حال، C-S-H بیشترین سهم را در اغلب موارد به خود اختصاص می‌دهد. مطالعات زیادی که در نیمه دوم قرن بیستم انجام شده نشان داد که نه تنها

کلسیم هیدروکسید بلکه C-S-H را می‌توان در معرض کربناسیون قرار داد و رابطه (۲) را برای آن در نظر گرفت [۲].



فازهای موجود در سیمان (چنانچه هیدراته نشده باشند) مثل تری کلسیم سیلیکات (C₃S) و دی کلسیم سیلیکات (C₂S) می‌توانند با CO₂ واکنش دهند. مطابق رابطه (۳) و معادله کربناسیون این دو فاز مشاهده می‌گردد [۵].



شکل (۱) - تصویر شماتیک از میزان واکنش‌زایی بین فازهای مختلف با گاز دی اکسید کربن [۳]

۳. روش‌های موجود عمل‌آوری با گاز CO₂:

فرآیند کربناسیون که به طور طبیعی رخ می‌دهد، به کندی صورت می‌گیرد. بنابراین روش‌های مختلفی برای کربناسیون تسریع یافته ارائه شده است. زمانی که بتن عمل‌آوری شده در معرض CO₂ قرار بگیرد، مشکلاتی از نظر دوام مانند جمع‌شدگی (shrinkage) و کاهش pH در محلول آب حفره‌ای که منجر به خوردگی در بتن می‌شود، را پدید می‌آورد. این در صورتی است که مواد سیمانی که در سنین اولیه در معرض کربناسیون قرار می‌گیرند، تاثیر

شکل‌گیری C-S-H حین فرآیند کربناسیون به تنهایی بصورت متعدد مورد بحث قرار گرفته است. اما شواهد حاکی از وجود یک فاز آمورف و ژل مانند با نسبت CaO/SiO₂ کمتر از ژل C-S-H تولید شده ناشی از فرآیند هیدراسیون سیمان را نشان می‌دهند. از آنجایی که عمل‌آوری با کمک پدیده کربناسیون در سنین اولیه انجام می‌گیرد، بنابراین بخشی از C₃S و C₂S عملاً درگیر فرآیند هیدراسیون نخواهند شد. چنانچه بتن یا قطعه سیمانی بعد از کربناسیون در معرض محیط مرطوب قرار گیرد امکان واکنش و هیدراسیون مجدد آنها فراهم می‌گردد [۳]. اندازه-گیری میزان گاز CO₂ جذب شده با روش‌های متنوعی امکان‌پذیر می‌باشد. نتایج به دست آمده از سه روش آنالیز مادون قرمز CO₂ (Analysis Infrared CO₂)، افزایش جرم (Mass-Gain) و منحنی جرم (Mass-Curve) در یک تحقیق نشان داد که تفاوت چندانی بین مقادیر به دست آمده از این سه روش وجود ندارد (۵-۳ درصد) [۶].

کربناسیون متفاوت از آنچه پیش‌تر بیان شد، می‌باشد [۷] روش‌های مختلف کربناته کردن مواد سیمانی مطابق جدول ۱ ارائه شده است. مطابق جدول، اگرچه روش تحت جریان انرژی مصرفی کمتری را به خود اختصاص می‌دهد اما روش تحت فشار با قابلیت ایجاد فشار بیشتر، بازده بیشتری دارد [۳]. تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه روش‌های عمل-آوری با کربناسیون موجود برای بلوک‌های بتنی و مصالح که امروزه مورد استفاده قرار می‌گیرند، عمدتاً گاز CO₂ با درصد خلوص بالا را به کار می‌برند. اگرچه استفاده از گاز CO₂ با درصد خلوص بالا افزایش نرخ جداسازی CO₂ را فراهم می‌سازد، اما فرآیند خالص‌سازی این گاز (جداسازی شیمیایی) مستلزم صرف انرژی و هزینه زیادی است. بنابراین تلاش‌هایی برای استفاده از گاز دودکش (Flue gas) به طور مستقیم در روش عمل‌آوری با CO₂ صورت گرفته است [۸].

جدول ۱- روش‌های مختلف کربناته کردن مواد سیمانی

روش‌های کربناسیون	شرایط عمل‌آوری	نکات قابل توجه	مرجع
روش استاندارد	دما ۲۰ درجه سانتی‌گراد - رطوبت نسبی ۷۵ درصد - تحت فشار محیط	نرخ کربناسیون پایین و نیاز به زمان طولانی برای عمل‌آوری	[۹-۸]
روش تحت فشار (pressure)	نمونه قبل از عمل‌آوری باید بخشی از رطوبت خود را برای رسیدن به میزان مطلوب از دست بدهد (حدود ۵۰ درصد)- قبل از تزریق CO ₂ با یک پمپ خلأ فشار کاهش می‌یابد سپس فشار گاز CO ₂ تا رسیدن به مقدار دلخواه تنظیم می‌شود.	این روش در محفظه کاملاً بسته باید انجام شود.	[۱۱-۱۰]
روش جریان (flow through)	مخلوط گاز CO ₂ و هوا از یک سمت محفظه وارد می‌شود و از سمت مخالف خارج می‌شود- در این روش نیازی به کاهش رطوبت پیش از کربناسیون نمی‌باشد - برای ثابت نگه داشتن رطوبت می‌توان از یک محلول اشباع منیزیم نیترات استفاده کرد (رطوبت نسبی حدود ۵۰ درصد مد نظر است).	این روش نسبت به روش تحت فشار انرژی مصرفی کمتر و بازده کمتری دارد.	[۱۳]
روش آب - کربن (Water-CO ₂ Cooperative)	این روش بین گاز CO ₂ و Ca ²⁺ در مخلوط آب و CO ₂ صورت می‌گیرد که نسبت به زمانی که تنها گاز CO ₂ وجود دارد کربناسیون کامل‌تر صورت می‌گیرد. بعد از این که نمونه در محفظه و آب قرار گرفت، گازهای CO ₂ ، O ₂ ، N ₂ به آب تزریق می‌شود.	این روش مستلزم انرژی مصرفی کمتر و بازده کربناسیون بالاتری است - برای سنگدانه‌های ریزدانه بازیافتی استفاده می‌شود.	[۱۴]

مقاومت فشاری کمتری نسبت به بتن حاصل از سنگدانه‌های طبیعی باشد. بر اساس تحقیقات انجام شده بر روی بتن‌های بازیافتی، نشان داده شده است که عمل‌آوری این بتن‌ها با گاز CO₂ منجر به بهبود مقاومت فشاری آن‌ها می‌گردد. همچنین در یک تحقیق گزارش شده است که کربناسیون سنگدانه‌های بازیافتی افزایش مقاومت فشاری بتن حدود ۵ الی ۳۳ درصد را نتیجه می‌دهند [۱۵]. شایان

۴. تاثیر عمل‌آوری مواد سیمانی با گاز CO₂ بر

مشخصات مکانیکی و دوام

۱.۴. مقاومت فشاری

با توجه به اینکه مصالح بازیافتی بتنی دارای ملات چسبیده متخلخل و ناحیه انتقال (ITZ) ضعیف‌تری نسبت به سنگدانه‌های طبیعی هستند لذا این انتظار می‌رود که بتن ساخته شده با مصالح بازیافتی تحت شرایط یکسان دارای

در آن صورت عمل‌آوری با بخار می‌تواند گزینه‌ی مطلوب-تری باشد [۳].

۲.۴. جذب آب

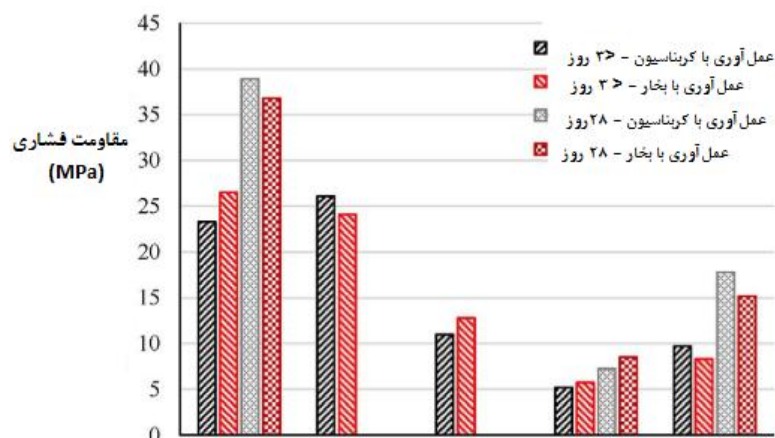
یکی از مواردی که استفاده از مصالح بتنی بازیافتی را محدود می‌کند، جذب آب و تخلخل بالای آن‌ها است. شی و همکاران، با استفاده از گاز CO_2 جهت بهبود خواص مصالح بتنی بازیافتی در ملات سیمانی، کاهش ۲۱ الی ۲۶ درصدی جذب آب در بتن حاوی سنگدانه بازیافتی را گزارش کردند. تحقیق دیگری نتایجی مشابه را بیان کرد به این صورت که استفاده از مصالح بازیافتی کربناته شده منجر به کاهش بیش از ۳۵ درصدی جذب آب بتن و افزایش چگالی بتن در حدود ۳۰ درصد شد [۱۵]. در واقع با کربناته شدن سنگدانه‌های بازیافتی علاوه بر کاهش تخلخل و کاهش حفرات موجود در سنگدانه‌های بازیافتی، اتصال این سنگدانه‌ها با خمیر سیمان بهبود یافته است [۱۰]. جانگ و همکاران، اشاره کردند که کربناسیون فاز بلیت در سیمان منجر به ایجاد حفرات با حجم و اتصال کمتر نسبت به فاز آلایت می‌شود. اگرچه کربناسیون هر دو فاز (نسبت به زمانی که کربناسیون صورت نگیرد) منجر به ایجاد حفراتی با اندازه‌ی کوچک‌تر خواهد شد [۱۶]. مطابق شکل (۴) درصد تخلخل نفوذپذیر که از طریق آزمایش جذب آب به دست آمده است، برای دو روش عمل‌آوری با هیدراسیون و کربناسیون سیمان پرتلند معمولی و سیمان پرتلند معمولی همراه با خاکستر بادی نمایش داده شده است. عمل‌آوری با کربناسیون برای هر دو سنین ۱ و ۲۸ روز کاهش تخلخل را به همراه داشته است [۱۷].

ذکر است که در این حالت هرچه بتن اولیه که بازیافت شده است از دارای کیفیت نامطلوب‌تری باشد کربناسیون سنگدانه‌های بازیافتی مورد استفاده، منجر به بهبود قابل توجه‌تری در خواص مکانیکی بتن حاوی سنگدانه بازیافتی حاصل شده خواهد شد. شی و همکاران در یک مطالعه نشان دادند که مقاومت بتن حاوی سنگدانه بازیافتی عمل‌آوری شده با CO_2 ، بعد از ۹۰ روز به مقاومت نمونه شاهد که از سنگدانه‌های طبیعی ساخته شده بود، می‌رسد [۱۲]. شکل (۲) بهبود ویژگی‌های ناحیه انتقال و ملات چسبیده به سنگدانه‌های بازیافتی را نشان می‌دهد.

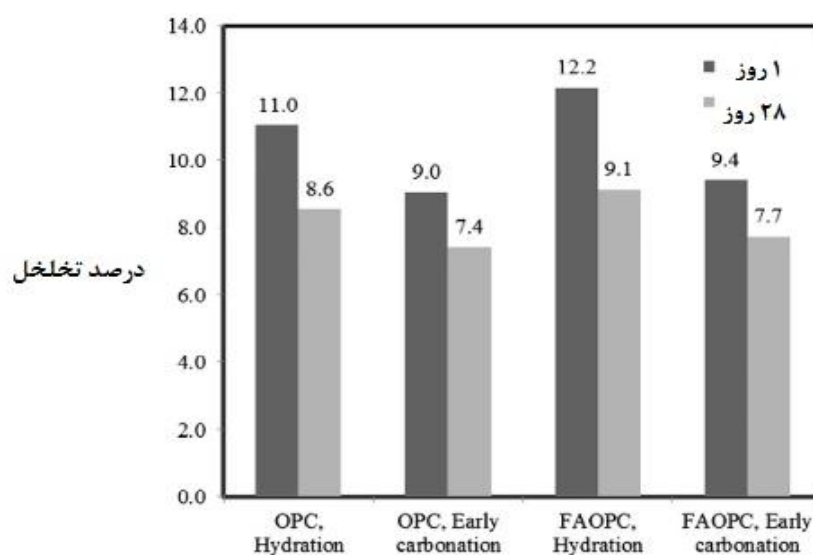


شکل (۲) - نمایش سنگدانه بازیافتی و سنگدانه بازیافتی عمل‌آوری شده با CO_2 [۱۳]

نتایج مقایسه‌ای میزان مقاومت در سنین پایین (قبل از ۳ روز) و ۲۸ روز به دست آمده از مطالعات تجربی روی بلوک‌های بتنی، در شکل (۳) ارائه شده‌اند. مقاومت نمونه‌های عمل‌آوری شده با CO_2 با مقاومت حاصل از عمل‌آوری با بخار قابل مقایسه می‌باشند. به هر حال باید توجه شود در بتن‌های با مقاطع دارای ارتفاع بیشتر و ساختار متراکم‌تر، بازده عمل‌آوری با CO_2 با کم شدن میزان پخش این گاز (در عمق) ممکن است کاهش یابد که



شکل (۳) - مقاومت فشاری برای دو روش مختلف عمل‌آوری با کربناسیون و بخار [۳]



شکل (۴) - میزان تخلخل نفوذپذیر در سیمان عمل‌آوری شده با هیدراسیون و کربناسیون [۱۵]

۳.۴. دوام و پایداری

همچنین میزان مقاومت فشاری نمونه‌های عمل‌آوری شده با گاز CO_2 چه در بلند مدت و چه در کوتاه مدت نسبت به نمونه مرجع بیش‌تر محاسبه گردید. بنابراین عمل‌آوری بتن با کربناته کردن آن از این حیث (کاهش نفوذ یونهای کلراید) می‌تواند خطر خوردگی را کاهش یا باعث تأخیر در شروع خوردگی میلگردها در بتن شود. [۱۷]. همچنین در مطالعه دیگری به مقایسه عملکرد آزمون‌های بتنی تحت شرایط عمل‌آوری‌های مختلف (شامل بدون عمل‌آوری، عمل‌آوری با بخار، عمل‌آوری با گاز CO_2) تحت حمله‌ی سولفات‌ها، مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که بیش‌ترین مقاومت در برابر حمله‌ی سولفات‌ها را آزمون‌های کربناته شده از خود نشان دادند.

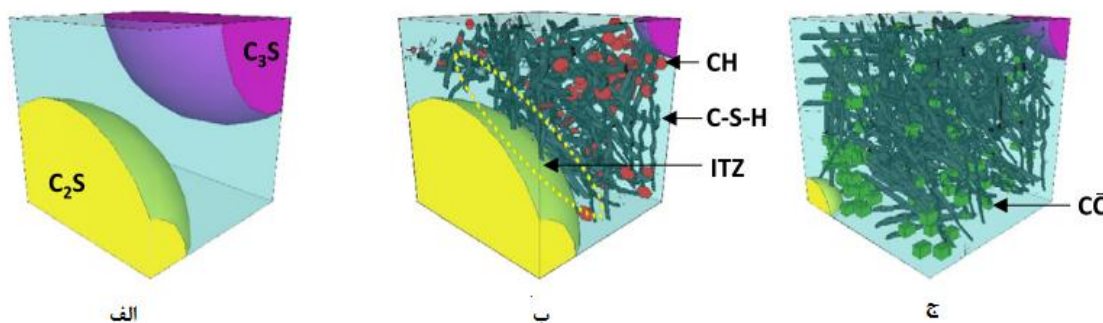
عمل‌آوری با گاز دی‌اکسید کربن یا به عبارتی کربناته کردن بتن و مواد سیمانی منجر به کاهش تخلخل و افزایش چگالی خواهد شد بطوریکه با کاهش تخلخل و میزان حفرات، نفوذ مواد مهاجم به داخل بتن تحت تاثیر قرار خواهد گرفت و بدین ترتیب دوام بتن بهبود خواهد یافت. یانگ و همکاران در تحقیق خود، با یک چرخه یک ساله، بلوک‌های بتنی عمل‌آوری شده با گاز CO_2 و نمونه‌های مرجع (بدون عمل‌آوری) را در معرض نفوذ یونهای کلراید قرار دادند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد که مقدار نفوذ یون کلراید در بتن عمل‌آوری شده با گاز CO_2 نسبت به بتن شاهد، بیش از ۵۰ درصد کاهش داشته است.

علت این امر به کاهش مقدار کلسیم هیدروکسید و کمتر در معرض انحلال بودن آن، نسبت داده شد. از طرفی دیگر برای بتن کربناته شده، مقاومت در برابر آسیب سیکل‌های ذوب و انجماد نیز به طور قابل توجهی افزایش یافت. علی‌رغم موارد ذکر شده، همواره کاهش قلیائیت ناشی از کربناسیون، نگرانی در رابطه با خوردگی میلگردهای فولادی را افزایش می‌دهد. اگرچه برخی معتقدند که با عمل‌آوری مناسب بعد از کربناسیون می‌توان pH را تا مقداری به بالای ۱۲ رساند [۳].

۴.۴. تخلخل

مطالعات مختلف حاکی از این هستند که در خمیر سیمانی که کربناسیون در آن رخ داده است به شدت شاهد افت میزان تخلخل خواهیم بود. این امر به علت رسوب کردن کلسیم کربنات و پر کردن منافذ توسط آن می‌باشد [۱۵]. ژان و همکاران بیان کردند که تخلخل سنگدانه بازیافتی بعد از عمل‌آوری با گاز CO_2 ، ۱۹، ۱۸/۵، ۲۱/۴ و ۲۰/۹ درصد به ترتیب برای زمانی که مقاومت‌های بتن‌های اولیه به صورت ۳۰، ۴۵، ۶۰ و ۸۰ مگاپاسکال باشد، کاهش پیدا می‌کند [۱۸]. تحقیقات دیگر [۱۹-۲۰] کاهش ۳۰ الی ۶۰ درصد را برای تخلخل گزارش کردند. نتایج تست تخلخل سنجی به روش جیوه (MIP) نشان داد که عمل‌آوری با CO_2 ، بهبود ساختار حفرات و کاهش منافذ ماکرو را به همراه دارد. علاوه بر این منافذ با اندازه بزرگ‌تر از ۲۰۰ نانومتر از بین رفته، منافذ با اندازه ۵۰-۲۰۰ نانومتر کاهش یافته و با بهبود ساختار منافذ در نهایت منجر به ارتقا مشخصات مکانیکی و دوام بتن پیش‌ساخته می‌شود [۱۵].

نتایج مشابه بیان‌گر این است که کلسیم کربناتی که از فرآیند کربناسیون تولید می‌شود، تمایل به رسوب کردن در دیواره‌های منافذ موجود در خمیر سیمان را دارد، پس منجر به کاهش سایز حفرات بزرگ‌تر می‌شود. این در صورتی است که در فرآیند هیدراسیون کاهش تخلخل بیشتر، با کاهش حفرات کوچک‌تر صورت می‌گیرد [۲۱]. در شکل (۵) مکانیزم تشکیل ساختار متراکم‌تر برای ریزساختار سیمان غنی از فاز بلیت که تحت عمل‌آوری با کربناسیون قرار گرفته است، در مقایسه با روند طبیعی هیدراسیون سیمان قابل مشاهده می‌باشد. در قسمت (الف) الیت بی آب و ذرات بلیت نمایش داده شده‌اند. در قسمت (ب) تشکیل ژل C-S-H و بلورهای CH با پیشرفت هیدراسیون ارائه شده است. الیت با واکنش پذیری هیدرولیکی بالا، بیشتر در فرآیند هیدراسیون مصرف شده است، در حالیکه بلیت با واکنش پذیری هیدرولیکی کم فقط کمی مصرف شده است و اکثریت آن بدون آب باقی می‌ماند. همچنین یک ناحیه انتقال سطحی (ITZ) با تراکم کم هیدرات‌ها، بین ذرات بلیت بی آب و ژل C-S-H تولید شده است که توسط هیدراسیون الیت قابل مشاهده است. اما قسمت (ج) تغییر در هیدرات‌های ناشی از عمل‌آوری با کربناسیون را نشان می‌دهد که باعث انحلال فاز بلیت در محلول آب حفره‌ای و تولید کلسیم کربنات (CC) می‌شود. این واکنش برای کاهش مقدار ITZ بین لایه داخلی هیدراته شده C-S-H و لایه خارجی ذره بلیت واکنش نداده، موثر است و ریز ساختار را متراکم می‌کند [۱۶].



شکل (۵) - نمایش شماتیک مکانیزم متراکم‌تر شدن ریزساختار خمیر سیمانی غنی از بلیت با عمل‌آوری با کربناسیون [۱۴]

۱.۵. مدت زمان عمل آوری

با عمل آوری بتن حاوی مصالح بازیافتی با گاز CO_2 ، واکنش کربناسیون در سطح ذرات سیمان در طول ۲ ساعت اولیه از مدت عمل آوری با سرعت بالایی صورت می گیرد. با ادامه واکنش کربناسیون، تشکیل لایه ای نازک از کلسیم کربنات سرعت واکنش را کاهش می دهد تا جایی که فرآیند نفوذ و انتشار کنترل کننده می شود [۲۲]. اگرچه با توجه به ادبیات موجود [۲۳]، می توان ذکر کرد که با توجه به حجم مولی بیشتر کلسیم کربنات و گسترش حجمی آن نسبت به واکنش دهنده های جامد بی آب (حدود ۱۰ درصد)، امکان برداشته شدن بخشی از لایه های سطحی کلسیم کربنات فراهم می شود، که این امر می تواند نفوذ داخلی و عمیق تر گاز CO_2 را به داخل تسهیل بخشد. در تحقیق دیگری که عمل آوری با گاز CO_2 بر روی بلوک بتنی پیش ساخته شامل پوزولان خاکستر بادی صورت گرفت، منحنی های جرم مربوط به جذب CO_2 نشان دادند که نرخ واکنش کربناسیون در ۴ ساعت ابتدایی بالا بوده است و سپس بعد از آن به شدت کاهش یافته است [۲۴]. همچنین برای خمیر سیمان زمانی که عمل آوری با گاز CO_2 در سه زمان مختلف (۲۰، ۱۲۰، ۱۸۰ دقیقه) انجام شد، نتایج نشان داد هر چه زمان عمل آوری بیشتر باشد، جذب گاز CO_2 بیشتری نیز صورت می گیرد [۲۵].

۵.۲. غلظت گاز CO_2

لی و همکاران، نمونه های خمیر سیمان را با نسبت آب به سیمان ۰/۱۵، در معرض غلظت های مختلفی از گاز CO_2 (۱-۳-۱۰-۲۰ درصد) تحت عمل آوری قرار دادند. در مقایسه با نمونه شاهد (بدون عمل آوری)، بعد از گذشت ۲ ساعت، نمونه تحت کربناسیون با غلظت بیشتر (۲۰ درصد) افزایش قابل توجهی (تقریباً ۴ برابر نمونه شاهد) در

مقاومت فشاری نشان داد [۲۶]. افزایش مقاومت در خمیر سیمان را می توان به شکل گیری کلسیم کربنات و C-S-H آمورف نسبت داد. تشکیل و گسترش کلسیم کربنات های کریستال شده، به شدت به غلظت گاز CO_2 بستگی دارد. برای غلظت های بیشتر، شکل گیری بهتر کریستال ها و سائز ذرات بزرگ تر اتفاق می افتد [۲۲، ۲۴، ۲۶]. در سنگدانه های بتنی بازیافتی، غلظت ۲۰ درصد و بالاتر از گاز CO_2 ، تاثیر چندانی بر میزان جذب آن ندارد. اگرچه افزایش غلظت گاز CO_2 ممکن است به شکل گیری بیشتر کربنات ها منجر شود، اما نرخ انحلال محصولات هیدراسیون می تواند نرخ کربناسیون حداکثر را ایجاد کند. علاوه بر این تشکیل کلسیم کربنات جامد مانع کربناسیون و جذب CO_2 بیشتر می گردد [۲۸].

۵.۳. دما

در مطالعه ای که با بررسی تاثیر دما پرداخته است مشاهده گردید که افزایش دما از ۲۰ تا ۸۰ درجه سلسیوس برای عمل آوری با گاز CO_2 برای بتن حاوی سنگدانه بازیافتی بر درجه ی کربناسیون تاثیر چندانی نداشته است، اگرچه این افزایش دما، باعث کاهش اندکی در میزان مقاومت فشاری بلوک های بتنی شده است. این اثر ممکن است به دلیل پیچیدگی واکنش های کربناسیون بین CO_2 سیلیکات های کلسیم باشد. شستشو و انحلال یون های کلسیم (Ca^{2+}) از سیلیکات ها با افزایش دما در این حالت افزایش می یابد اما این دمای بالا حلالیت CO_2 را کاهش می دهد و در نتیجه pH در آب میان حفره ای افزایش پیدا می کند. قلیائیت بالا نیز منجر به کاهش انحلال یون های کلسیم می شود. علاوه بر این، حرارت تولید شده ناشی از واکنش های کربناسیون، مقدار زیادی آب آزاد را تبخیر می کند که ممکن است مانع ادامه واکنش های کربناسیون شود [۲۹].

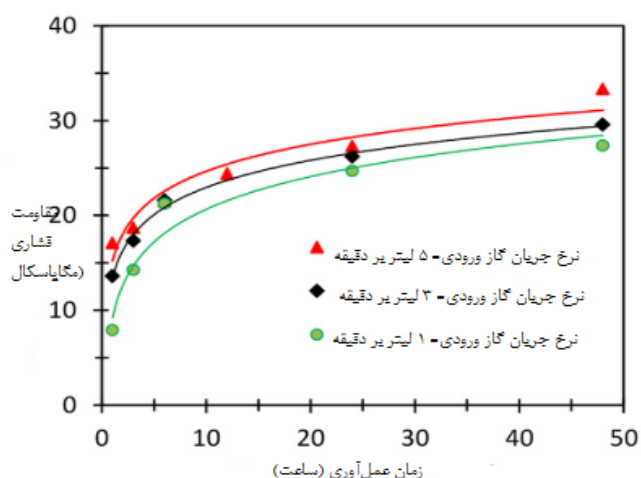
۵.۴. رطوبت نسبی

یکی از پارامترهای دیگر موثر بر میزان پخش و متعاقباً جذب گاز CO_2 میزان رطوبت نسبی محیط می‌باشد. بررسی تاثیر رطوبت نسبی با انجام عمل‌آوری تحت رطوبت‌های نسبی مختلف ۵، ۵۰ و ۹۵ درصد صورت گرفت. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که مقدار رطوبت نسبی متعادل به عنوان مقدار بهینه در روند کربناته شدن آزمون‌های بتنی عمل می‌کند [۲۸]. جیان و همکاران مقدار مناسب و بهینه رطوبت نسبی برای عمل‌آوری بتن حاوی سنگدانه‌های بازیافتی را ۵۰ الی ۶۵ درصد گزارش کردند. نتایج مختلف حاکی از آن هستند که خارج شدن از میزان رطوبت متعادل ذکر شده منجر به افت شدید در نرخ کربناسیون خواهد شد. به عنوان مثال در مطالعه دیگری افزایش رطوبت نسبی تا ۸۰ درصد، درجه عمل‌آوری را از ۵۵/۶ به ۴۹/۸ درصد کاهش داد، در صورتیکه کاهش مقاومت اندازه‌گیری شده، بسیار جزئی بود. این موضوع بیانگر آن است که تغییرات در مقاومت فشاری الزاما از تغییرات درجه کربناسیون پیروی نمی‌کند و عوامل مهم دیگری نیز تاثیرگذار هستند [۲۹]. تاثیر میزان رطوبت نسبی در شکل (۶) برای بلوک‌های بتنی عمل‌آوری شده با روش جریان گاز دی اکسید کربن، زمانی که یک نرخ ورودی ثابت برای جریان (۵ لیتر بر دقیقه) و غلظت ۱۰۰ درصد برای گاز CO_2 لحاظ شده است، نشان داده شده است. بالاترین میزان مقاومت فشاری مربوط به رطوبت نسبی ۴۹/۷ درصد است. با افزایش میزان رطوبت نسبی تا ۹۹/۷ درصد، کاهش قابل توجهی در میزان مقاومت به وجود می‌آید [۳۰].

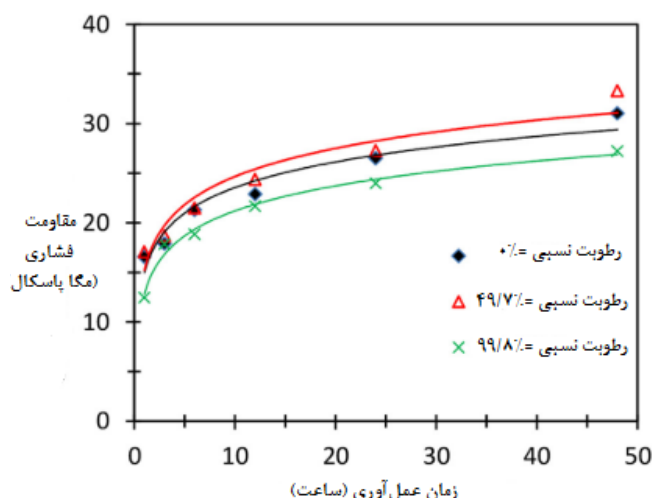
۵.۵. فشار و نرخ جریان ورودی

نفوذ CO_2 در یک ماتریس سیمانی به طور قابل توجهی از فشار جزئی تأثیر می‌پذیرد. در صورتی که ماتریس سیمانی

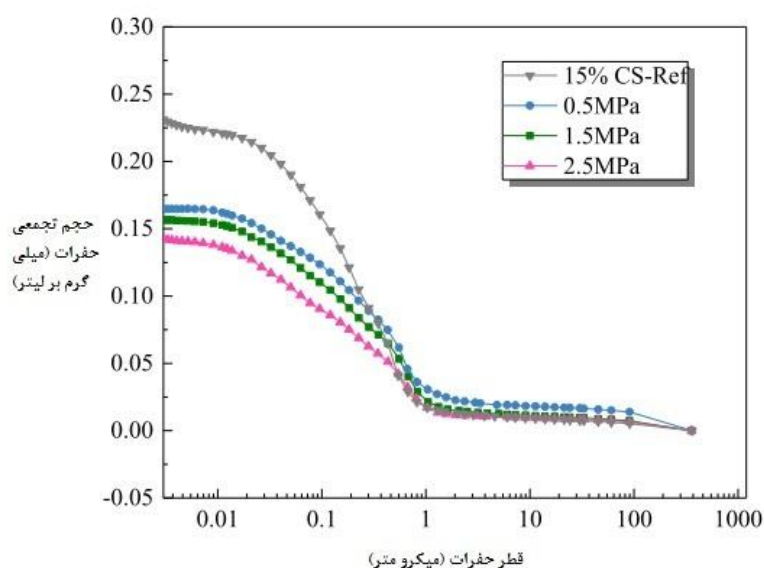
بدون اعمال فشار مناسب و به تدریج در معرض گاز CO_2 قرار بگیرد، رسوب کلسیم کربنات باعث بسته شدن منافذ و کاهش تخلخل و در نهایت از نفوذ بیشتر CO_2 جلوگیری می‌کند. این در صورتی است که اگر مقدار زیادی CO_2 قبل از بسته شدن منافذ توسط کربنات کلسیم، در یک ماتریس سیمانی با فشار بیشتر پخش شود به طور مؤثری کربناسیون را افزایش می‌دهد [۲]. فانگ و همکاران برای بهبود خواص سنگدانه‌های بازیافتی افزایش فشار زیاد را به علت ایجاد ترک‌هایی در ملات قبلی چسبیده به سنگدانه‌ها توصیه نمی‌کنند [۲۸]. بنابراین برای فشار اعمال شده در روش تحت فشار، باید یک مقدار بهینه در نظر گرفته شود. در مورد روش جریان، نرخ جریان گاز ورودی بیشتر، می‌تواند میزان CO_2 جذب شده را افزایش دهد. افزایش نرخ جریان ورودی از ۱ به ۵ لیتر بر دقیقه تاثیر بیشتری بر نرخ کربناسیون نسبت به زمانی که این افزایش از ۵ به ۱۰ لیتر بر دقیقه صورت گرفت، داشت [۲۸]. تاثیر افزایش نرخ جریان گاز ورودی تا ۵ لیتر بر دقیقه در شکل (۷) قابل مشاهده است. افزایش فشار گاز از ۰/۱ به ۰/۵ بار باعث افزایش انتشار CO_2 ، حلالیت و واکنش‌های کربناسیون می‌شود و در نتیجه درجه‌ی عمل‌آوری بلوک‌های بتنی (حاوی سنگدانه بازیافتی) به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد (۳۹/۹ به ۴۹/۹ درصد). افزایش بیشتر میزان فشار (۰/۵ تا ۴ بار) اثرگذاری کمتری را به همراه داشت (۳۹/۹ به ۵۰/۱ درصد) [۲۹]. در شکل (۸) مشاهده می‌شود که در خمیر سیمان پرتلند-ولاستونیت با افزایش میزان فشار، حجم حفرات کاهش پیدا کرده است. این موضوع نشان دهنده پرشدن بیشتر حفرات توسط فرآورده‌های کربناسیون بیشتر به عنوان نتیجه‌ی افزایش نرخ کربناسیون تحت فشارهای بالاتر است [۳۱].



شکل (۷) - تاثیر میزان نرخ جریان گاز CO₂ ورودی بر مقاومت فشاری [۳۰]



شکل (۶) - تاثیر میزان رطوبت نسبی بر مقاومت فشاری [۳۰]



شکل (۸) - تاثیر فشار بر اندازه حفرات موجود در خمیر سیمان [۲۶]

۶. نتیجه گیری

با اعمال شرایط بهینه موثر بر فرآیند عمل‌آوری، می‌توان به راندمان بالاتری از کربناسیون و متعاقباً بهبود خواص مطلوب ناشی از آن دست یافت. تسریع در کسب مقاومت مواد سیمانی، از مهم‌ترین مزیت‌های محصولات عمل‌آوری شده با کربناسیون است. شایان ذکر است که امکان جایگزینی این روش عمل‌آوری در آینده، با بتن‌های پیش ساخته با سایر روش‌های عمل‌آوری با در نظرگیری مقاومت قابل مقایسه و عملکرد بهتر آن‌ها از نظر دوام وجود دارد. همچنین بتن و مواد سیمانی با قابلیت قابل توجه خود

برای به دام انداختن دائمی گاز CO₂، توجه بیشتری را به این روش عمل‌آوری سوق داده‌اند. در صورت استفاده مجدد از سنگدانه‌های بازیافتی بتنی (که از تخریب سازه‌های بتنی به دست می‌آیند) که با این روش عمل‌آوری خواص آن‌ها بهبود بخشیده شده است، علاوه بر جذب CO₂، کاهش مصرف سیمان و مصالح طبیعی را شاهد خواهیم بود. بنابراین استفاده از تکنولوژی جدید عمل‌آوری بتن و مواد سیمانی با استفاده از گاز CO₂، با توجه به نتایج تحقیقات ارائه شده در این زمینه، می‌تواند در جهت تولید مصالح سازگارتر با محیط زیست قدم بزرگی باشد.

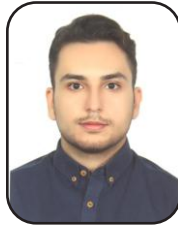
- [1] W. Chen, W. Liu, Y. Geng, S. Ohnishi, L. Sun, and W. Han, "Life cycle based emergy analysis on China 's cement production," *J. Clean. Prod.*, vol. 131, pp. 272–279, 2016, doi: 10.1016/j.jclepro.2016.05.036.
- [2] J. G. Jang, G. M. Kim, H. J. Kim, and H. K. Lee, "Review on recent advances in CO₂ utilization and sequestration technologies in cement-based materials," *Constr. Build. Mater.*, vol. 127, pp. 762–773, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.10.017.
- [3] D. Zhang, Z. Ghouleh, and Y. Shao, "Review on carbonation curing of cement-based materials," *J. CO₂ Util.*, vol. 21, no. July, pp. 119–131, 2017, doi: 10.1016/j.jcou.2017.07.003.
- [4] M. F. Bertos, S. J. R. Simons, C. D. Hills, and P. J. Carey, "A review of accelerated carbonation technology in the treatment of cement-based materials and sequestration of CO₂," vol. 112, pp. 193–205, 2004, doi: 10.1016/j.jhazmat.2004.04.019.
- [5] S. Kashef-Haghighi and S. Ghoshal, "CO₂ sequestration in concrete through accelerated carbonation curing in a flow-through reactor," in *Industrial and Engineering Chemistry Research*, Feb. 2010, vol. 49, no. 3, pp. 1143–1149, doi: 10.1021/ie900703d.
- [6] M. Mahoutian and Y. Shao, "Production of cement-free construction blocks from industry wastes," *J. Clean. Prod.*, vol. 137, pp. 1339–1346, 2016, doi: 10.1016/j.jclepro.2016.08.012.
- [7] S. Monkman and M. MacDonald, "Carbon dioxide upcycling into industrially produced concrete blocks," *Constr. Build. Mater.*, vol. 124, pp. 127–132, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.046.
- [8] Z. He, S. Wang, M. Mahoutian, and Y. Shao, "Flue gas carbonation of cement-based building products," *J. CO₂ Util.*, vol. 37, no. December 2019, pp. 309–319, 2020, doi: 10.1016/j.jcou.2020.01.001.
- [9] J. Zhang, C. Shi, Y. Li, X. Pan, C. Poon, and Z. Xie, "Influence of carbonated recycled concrete aggregate on properties of cement mortar," *Constr. Build. Mater.*, vol. 98, pp. 1–7, 2015, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.08.087.
- [10] C. Shi, Z. Wu, Z. Cao, T. Chai, and J. Zheng, "Performance of mortar prepared with recycled concrete aggregate enhanced by CO₂ and pozzolan slurry," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 86, pp. 130–138, 2018, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2017.10.013.
- [11] S. Monkman and Y. Shao, "Carbonation Curing of Slag-Cement Concrete for Binding CO₂ and Improving Performance," no. April, pp. 296–304, 2010.
- [12] K. Shi-cong, Z. Bao-jian, and P. Chi-sun, "Cement & Concrete Composites Use of a CO₂ curing step to improve the properties of concrete prepared with recycled aggregates," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 45, pp. 22–28, 2014, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2013.09.008.
- [13] B. Jian, C. Sun, and C. Jun, "Materials characteristics affecting CO₂ curing of concrete blocks containing recycled aggregates," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 67, pp. 50–59, 2016, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2015.12.003.
- [14] E. Cecchi, J. Blais, A. Ben Ghacham, and G. Mercier, "Valorization of waste concrete through CO₂ mineral carbonation : Optimizing parameters and improving reactivity using concrete separation," vol. 166, 2017, doi: 10.1016/j.jclepro.2017.08.015.
- [15] C. Liang, B. Pan, Z. Ma, Z. He, and Z. Duan, "Utilization of CO₂ curing to enhance the properties of recycled aggregate and prepared concrete," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 105, no. October 2019, p. 103446, Jan. 2020, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2019.103446.
- [16] J. G. Jang and H. K. Lee, "Microstructural densification and CO₂ uptake promoted by the carbonation curing of belite-rich Portland cement," *Cem. Concr. Res.*, vol. 82, pp. 50–57, 2016, doi: 10.1016/j.cemconres.2016.01.001.

- [17] D. Zhang and Y. Shao, "Effect of early carbonation curing on chloride penetration and weathering carbonation in concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 123, pp. 516–526, 2016, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.041.
- [18] B. Zhan, C. Sun, Q. Liu, S. Kou, and C. Shi, "Experimental study on CO₂ curing for enhancement of recycled aggregate properties," *Constr. Build. Mater.*, vol. 67, pp. 3–7, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.09.008.
- [19] G. Pan, M. Zhan, M. Fu, Y. Wang, and X. Lu, "Effect of CO₂ curing on demolition recycled fine aggregates enhanced by calcium hydroxide pre-soaking," *Constr. Build. Mater.*, vol. 154, pp. 810–818, 2017, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.079.
- [20] M. Zhan, X. Lu, and Y. Wang, "Effect of presoak-accelerated carbonation factors on enhancing recycled aggregate mortars," *Concr. Res.*, 2017.
- [21] T. Chen and X. Gao, "Effect of carbonation curing regime on strength and microstructure of Portland cement paste," *J. CO₂ Util.*, vol. 34, no. May, pp. 74–86, 2019, doi: 10.1016/j.jcou.2019.05.034.
- [22] C. Shi, F. He, and Y. Wu, "Effect of pre-conditioning on CO₂ curing of lightweight concrete blocks mixtures," *Constr. Build. Mater.*, vol. 26, no. 1, pp. 257–267, 2012, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.06.020.
- [23] K. Vance, G. Falzone, I. Pignatelli, M. Bauchy, M. Balonis, and G. Sant, "Direct Carbonation of Ca(OH)₂ Using Liquid and Supercritical CO₂: Implications for Carbon-Neutral Cementation," *Ind. Eng. Chem. Res.*, vol. 54, no. 36, pp. 8908–8918, 2015, doi: 10.1021/acs.iecr.5b02356.
- [24] D. Zhang, S. M. Asce, X. Cai, and Y. Shao, "Carbonation Curing of Precast Fly Ash Concrete," *Mater. Civ. Eng.*, no. March 2017, 2016, doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001649.
- [25] M. Lee, W. Wang, Y. Huang, Y. Su, and J. Quanzhou, "Effect of Carbon Dioxide Curing on Strength Development of Cement Mortar," *Key Eng. Mater.*, vol. 748, pp. 323–327, 2017, doi: 10.4028/www.scientific.net/KEM.748.323.
- [26] X. Li, T. Ling, and S. Nmr, "Instant CO₂ curing for dry-mix pressed cement pastes : Consideration of CO₂ concentrations coupled with further water curing," *J. CO₂ Util.*, vol. 38, no. February, pp. 348–354, 2020, doi: 10.1016/j.jcou.2020.02.012.
- [27] Y. Fang and J. Chang, "Rapid hardening β -C₂S mineral and microstructure changes activated by accelerated carbonation curing." *springer*, 2017, doi: 10.1007/s10973-017-6165-z.
- [28] X. Fang, D. Xuan, and C. Sun, "Empirical modelling of CO₂ uptake by recycled concrete aggregates under accelerated carbonation conditions," *Mater. Struct.*, vol. 50, no. 4, pp. 1–13, 2017, doi: 10.1617/s11527-017-1066-y.
- [29] B. Jian, D. Xing, C. Sun, and C. Jun, "Effect of curing parameters on CO₂ curing of concrete blocks containing recycled aggregates," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 71, pp. 122–130, 2016, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2016.05.002.
- [30] D. Xuan, B. Zhan, and C. S. Poon, "A maturity approach to estimate compressive strength development of CO₂-cured concrete blocks," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 85, pp. 153–160, 2018, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2017.10.005.
- [31] H. Huang et al., "Carbonation curing for wollastonite-Portland cementitious materials: CO₂ sequestration potential and feasibility assessment," *J. Clean. Prod.*, vol. 211, pp. 830–841, 2019, doi: 10.1016/j.jclepro.2018.11.215.

بررسی خواص مکانیکی و پارامترهای دوام بتن غلتکی مسلح به الیاف ماکروسنتتیک



سیدمحمدامیر مصطفوی
کارشناسی مهندسی عمران
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر
شهید رجایی



علیرضا دوست محمدی
کارشناسی ارشد زلزله- دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی
عضو حقیقی انجمن بتن ایران



اویس افضلی ننینز
دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران
دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

چکیده

در سال های اخیر استفاده از بتن غلتکی به سبب افزایش طول عمر و کاهش هزینه ها، در روسازی های بتنی مورد توجه بوده است. با این وجود، مشکلاتی نظیر ترک خوردگی و عدم امکان استفاده از میلگرد جهت مسلح سازی سبب شده تا استفاده از الیاف در این نوع از بتن مورد توجه قرار گیرد. هدف از تحقیق حاضر، بررسی اثر الیاف ماکروسنتتیک^۱، بر خواص مکانیکی و برخی پارامترهای دوام بتن غلتکی می باشد. بدین منظور آزمایش های بتن سخت شده شامل مقاومت فشاری، مقاومت خمشی، مقاومت کششی، طاقت خمشی، نفوذپذیری، سایش و میزان پوسته شدگی در چرخه های ذوب و یخ بر روی نمونه های بتن غلتکی مسلح به الیاف ماکروسنتتیک انجام شد. لازم به ذکر است در تحقیق حاضر از الیاف ماکروسنتتیک سوپر امباس با درصد های جایگزینی حجمی برابر با ۰/۹ و ۱/۸ استفاده شده است. نتایج این تحقیق نشان داد که استفاده و افزایش مقدار الیاف ماکروسنتتیک تأثیر محسوسی بر مقاومت فشاری و مقاومت کششی غیرمستقیم بتن غلتکی نداشته است. نتایج مقاومت و طاقت خمشی نشان می دهد که استفاده از الیاف ماکروسنتتیک سبب بهبود قابل توجه این خصوصیات شده است. در بحث پارامترهای دوام، نتایج نشان می دهد که استفاده از الیاف ماکروسنتتیک، تأثیر چندانی بر مقاومت سایشی نداشته اما عمق نفوذ آب تحت فشار بتن غلتکی مسلح با الیاف ماکروسنتتیک کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: بتن غلتکی، الیاف ماکروسنتتیک، خواص مکانیکی، دوام، روسازی بتنی.

۱. مقدمه

بتن غلتکی از جمله مصالح ساختمانی است که استفاده و کاربرد آن در سال های اخیر افزایش یافته است. بتن با اسلامپ صفر یا همان بتن غلتکی مخلوطی خشک است که به وسیله ی غلتک برای رسیدن به چگالی لازم متراکم می گردد. مصالحی که برای تهیه بتن غلتکی به کار می رود

همانند بتن معمولی است. امروزه استفاده از بتن غلتکی در روسازی راه ها و سدها بشدت افزایش یافته است. یکی از مهم ترین دلایل این موضوع توجیهات فنی و اقتصادی استفاده از این روش می باشد. تسریع عملیات اجرایی، کاهش هزینه ی ساخت، سادگی در تولید از دیگر دلایل توجه به این نوع از بتن بوده است [۱]. از سویی دیگر،

۱- مدل جدیدتر از الیاف امباس که ظاهر متفاوتی با الیاف امباس دارد

بدلیل عملکرد ضعیف روسازی‌های آسفالتی در شرایط آب و هوایی مختلف، رویه‌های بتن غلتکی که دارای خصوصیات بارزی مانند دوام بیشتر و تطابق حداکثری با اصول توسعه‌ی پایدار هستند می‌توانند جایگزین رویه‌های آسفالتی شوند [۲]. با توجه به اینکه در این نوع بتن امکان استفاده از داول در محل درزهای روسازی وجود ندارد استفاده از الیاف جهت مسلح کردن آن و افزایش توانایی انتقال بار می‌تواند گزینه مناسبی باشد [۳].

طی سال‌های گذشته، طیف گسترده‌ای از الیاف با هدف مسلح سازی بتن مورد استفاده قرار گرفته است. این انواع الیاف به‌طور قابل توجهی در خصوصیات، تأثیر، هندسه و هزینه باهم تفاوت دارند، بسیاری از الیاف از جمله فولادی، سنتتیک یا طبیعی بطور گسترده در بتن استفاده می‌شود [۴]. الیاف سنتتیک یکی از گزینه‌هایی است که استفاده از آن در بتن در سال‌های اخیر بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. در حالت کلی الیاف سنتتیک بسته به طول و قطر الیاف به دو دسته کلی ماکروسنتتیک و میکروسنتتیک تقسیم می‌شوند. قطر الیاف میکرو از ۵ تا ۱۰۰ میکرومتر بوده و این در حالی است که الیاف ماکرو قطری بالای ۰/۳ میلیمتر دارند [۵]. استفاده از الیاف سنتتیک (میکرو و ماکرو) در مواد سیمانی، مصالحی تولید می‌کند که از نظر مقاومت، شکل‌پذیری، سختی و دوام بهبود یافته اند. به‌منظور اصلاح رفتار بتن، با پیدایش نخستین ترک‌ها، الیاف با پل زدن بین ترک‌ها به شکل‌پذیری بعد از ترک‌خوردگی کمک می‌کنند. مدول الاستیسیته و مقاومت کششی از جمله ویژگی‌های دیگر مهم الیاف است که تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر عملکرد و رفتار الیاف در بتن دارد [۶].

پژوهش‌های انجام شده بر روی بتن مسلح حاوی الیاف ماکروسنتتیک نشان می‌دهد که بیشترین اثر استفاده از الیاف ماکروسنتتیک بر طاقت خمشی بتن بوده است [۷]. در یک تحقیق اثر الیاف پلی پروپیلن با درصد‌های حجمی

مختلف بر روی طاقت خمشی بتن بررسی شده است. در تحقیق یاد شده از تیرهای به ابعاد $10 \times 10 \times 50$ سانتی‌متر جهت آزمایش طاقت خمشی استفاده گردیده است. متغیرهای آزمایش شامل چهار درصد حجمی مختلف الیاف (۰، ۰/۵، ۱ و ۱/۵ درصد) و همچنین دو مقاومت زمینه با نسبت آب به سیمان ۰/۴ و ۰/۵ بوده است. نتایج نشان داد که با افزایش مقدار الیاف پلی پروپیلن به بتن میزان جذب انرژی و بخصوص طاقت خمشی بتن افزایش می‌یابد [۸].

عمده تحقیقات انجام شده پیشین در حوزه اثر استفاده از الیاف ماکروسنتتیک مربوط به بتن معمولی بوده است. تغییر هر یک از اجزای تشکیل‌دهنده بتن می‌تواند سبب تغییر ریزساختار و در نتیجه رفتار بتن گردد. هدف مقاله حاضر بررسی اثر استفاده از الیاف ماکروسنتتیک بر خواص مکانیکی و برخی پارامترهای دوام بتن مسلح‌شده با الیاف ماکروسنتتیک می‌باشد.

۲. برنامه آزمایشگاهی

مصالح سنگی مورد استفاده در این تحقیق، از معدنی در غرب تهران تهیه شده است. جهت انتخاب نسبت‌های مناسب از دانه‌بندی‌های مختلف سنگدانه‌ها از منحنی فولر-تامپسون با توان ۰/۴۵ استفاده گردید. بر این اساس مناسب‌ترین طرح مخلوط سنگدانه‌ها، ترکیب ۶۵٪ ماسه و ۳۵٪ شن می‌باشد. سیمان بکارگرفته شده در ساخت کلیه نمونه‌ها، سیمان نوع ۲ تهران می‌باشد. مشخصات شیمیایی سیمان مصرفی در جدول شماره ۱ آورده شده است. الیاف پلیمری ماکروسنتتیک مورد استفاده در ساخت نمونه‌های بتن الیافی از نوع سوپر امباس و تولید شرکت نانو نخ و گرانول سیرجان می‌باشد. شکل ۱ تصویر الیاف مورد استفاده در این پژوهش را نشان می‌دهد. همچنین مشخصات الیاف سوپر امباس در جدول ۲ آورده شده است. آزمایش نمونه‌ها در آزمایشگاه بتن دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی انجام شده است.

جدول ۱- ترکیب شیمیایی سیمان مورد استفاده.

مشخصه شیمیایی	SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
درصد	۲۱/۴۲	۶۳/۲۵	۴/۵۱	۴/۳۸	۱/۴	۳/۱۷	۰/۹	۰/۲



شکل ۱- الیاف سوپر امباس استفاده شده در این تحقیق.

جدول ۲- خصوصیات الیاف ماکروسنتتیک سوپر امباس استفاده شده در این تحقیق.

طول mm	تعداد فیلامنت	وزن مخصوص gr/cm ³	مدول الاستیسیته GPa	مقاومت کششی MPa	جذب آب
۵۰	۴	۰/۹۱	۶	۵۷۰	ندارد

۳. طرح مخلوط‌ها

مشخصات طرح مخلوط‌های استفاده شده در این تحقیق در جدول ۳ آورده شده است.

جدول ۳- طرح مخلوط‌های مورد استفاده در این تحقیق.

کد طرح	نوع الیاف	درصد حجمی (%)	مقدار وزنی (kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	شن (kg/m ³)	عیار سیمان (kg/m ³)	w/c
C	-	-	-	۱۲۳۰	۶۵۰	۳۵۰	۰/۳۸
SE0.1	سوپر امباس	۰/۱	۰/۹	۱۲۳۰	۶۵۰	۳۵۰	۰/۳۸
SE0.2	سوپر امباس	۰/۲	۱/۸	۱۲۳۰	۶۵۰	۳۵۰	۰/۳۸

ساخت قالب‌برداری شده و بعد از ۲۸ روز تحت آزمایش مقاومت فشاری طبق استاندارد BS EN 12390-3 قرار گرفتند. نمودار شکل ۲ نتایج این آزمایش را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل قابل مشاهده است استفاده از الیاف ماکروسنتتیک تأثیر چندانی بر مقاومت فشاری بتن غلتکی نداشته است به گونه‌ای که مقاومت

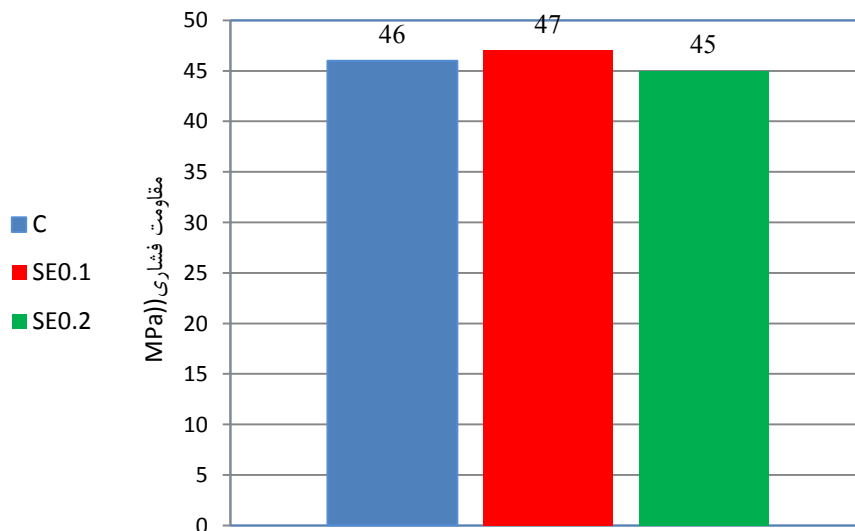
۴. آزمایش‌ها و بحث

۱.۴. مقاومت فشاری

به منظور بررسی تأثیر انواع مختلف الیاف روی مقاومت فشاری بتن از نمونه‌های مکعبی با ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر استفاده شده است. در این آزمایش برای هر طرح مخلوط سه نمونه ساخته شد. تمام نمونه‌ها یک روز پس از

ماکروسنتتیک در بتن معمولی همخوانی دارد. آقایان کرملو و همکاران گزارش کرده‌اند که استفاده از الیاف سنتتیک بر پایه پلی‌الفین، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت فشاری بتن نداشته‌است [۷].

فشاری نمونه شاهد ۴۶ مگاپاسکال و مقاومت فشاری نمونه‌های حاوی ۰/۹ و ۱/۸ کیلوگرم الیاف ماکروسنتتیک به ترتیب ۴۷ و ۴۵ مگاپاسکال بوده است. این مورد با نتایج تحقیقات پیشین در خصوص استفاده از الیاف

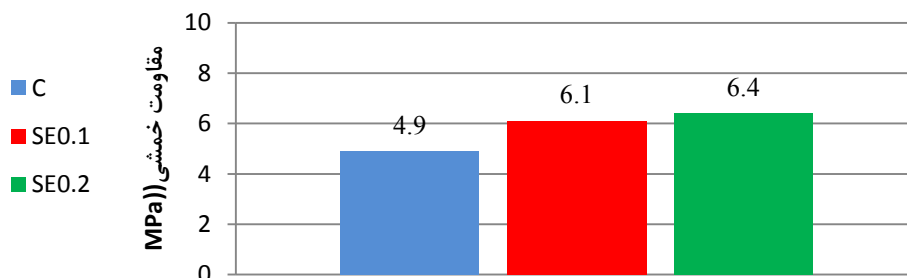


شکل ۲- نتایج آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه.

۳ مشاهده می‌شود، مقاومت خمشی نمونه شاهد ۴/۹ مگاپاسکال و مقاومت خمشی نمونه‌های حاوی ۰/۹ و ۱/۸ کیلوگرم الیاف ماکروسنتتیک به ترتیب ۶/۴ و ۶/۱ مگاپاسکال بوده است. استفاده از ۰/۹ و ۱/۸ کیلوگرم الیاف ماکروسنتتیک به ترتیب سبب افزایش ۲۴ و ۳۱ درصدی حداکثر بار خمشی قابل تحمل توسط تیرها شده است. این در حالی است که عملکرد اصلی الیاف بعد از ترک‌خوردگی می‌باشد و سبب افزایش مقاومت پس از ترک‌خوردگی و جذب انرژی نمونه‌های بتن می‌شود.

۲.۴. مقاومت خمشی (مدول گسیختگی)

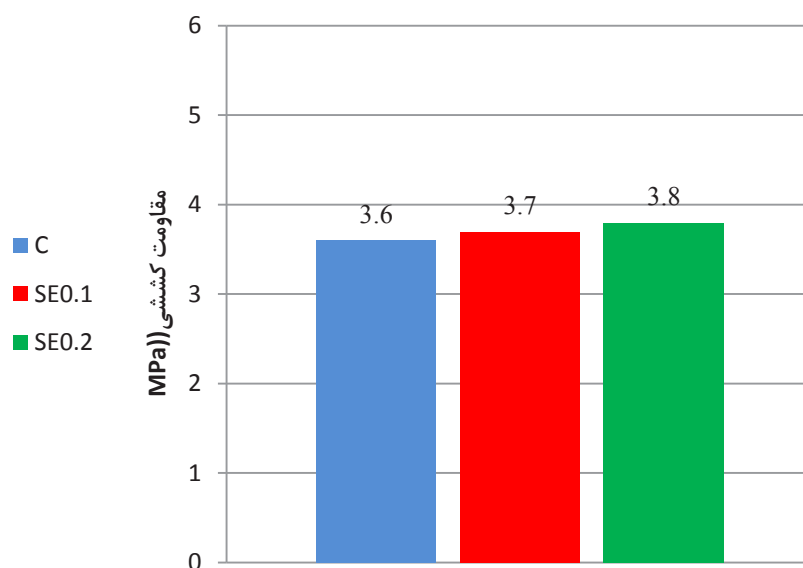
مدول گسیختگی نه تنها یکی از شاخصه‌های مهم روسازی است، بلکه برای طراحی آن نیز یک معیار مهم تلقی می‌شود. آزمون مقاومت خمشی بر روی نمونه‌های منشوری شکل با ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۶۰۰ میلی‌متر و براساس استاندارد ASTM C78 در سن ۲۸ روز انجام شد. در آزمایش مقاومت خمشی، برای هر طرح مخلوط دو نمونه و جمعاً شش نمونه ساخته شد. نتایج آزمایش مقاومت خمشی در شکل ۳ آورده شده است. همانطور که در شکل



شکل ۳- نتایج آزمایش مقاومت خمشی ۲۸ روزه.

۳.۴. مقاومت کششی غیرمستقیم

از قالب‌های استوانه‌ای با ابعاد 150×300 میلی‌متر میلی‌متر برای ساخت نمونه‌های آزمایش مقاومت کششی به روش برزلی استفاده شده است. در این آزمایش برای هر طرح مخلوط سه نمونه و جمعاً نه نمونه ساخته شد. این آزمایش بر طبق استاندارد ASTM C496 انجام شد و نتایج آن در نمودار شکل ۴ ارائه شده است. همانطور که نتایج نشان می‌دهد مقادیر بدست آمده از آزمایش کشش



شکل ۴- نتایج آزمایش مقاومت کششی غیر مستقیم در سن ۲۸ روز.

۴.۴. طاقت خمشی

برای بدست آوردن طاقت خمشی بتن الیافی پس از ترک‌خوردگی آزمایش خمش تیر بر اساس استاندارد ASTM C1609 انجام می‌شود. در این آزمایش نمونه‌های تیر با ابعاد $150 \times 150 \times 550$ میلی‌متر با دهانه ۴۵۰ میلی‌متر تحت خمش خالص انجام می‌شود. این آزمایش با دوبار تکرار برای هر طرح مخلوط انجام شد. بارگذاری تیرها در این روش تا خیز یک صدوپنجاهم دهانه $(\frac{l}{150})$ (در اینجا معادل ۳ میلی‌متر) انجام می‌شود. همچنین در حین آزمایش نیرو و مقاومت خمشی نظیر خیز یک صد و

برزلی برای تمام نمونه‌ها تقریباً برابر می‌باشد. علت این امر عدم قابلیت محاسبه ظرفیت کششی بتن الیافی پس از ترک‌خوردگی در آزمایش کشش برزلی می‌باشد. بنابراین درواقع مقادیر بدست آمده از این آزمایش همان مقاومت کششی خود بتن می‌باشد. برای بدست آوردن ظرفیت کششی بتن الیافی استفاده از آزمایش خمش توسط بسیاری از استانداردها و دستورالعمل‌ها توصیه شده است.

پنجاهم $(\frac{l}{150})$ و یک شصدم $(\frac{l}{600})$ یادداشت می‌شود. نتایج این آزمایش در جدول ۳ ارائه شده است. در نتایج بدست آمده از آزمایش طاقت خمشی همانطور که انتظار می‌رفت، بهبود قابل توجهی به واسطه‌ی استفاده از الیاف ماکروسنتتیک مشاهده شد. نتایج آزمایش نشان می‌دهد که با استفاده و افزایش درصد الیاف ماکروسنتتیک در نمونه‌های بتن غلتکی، طاقت خمشی افزایش می‌یابد. این افزایش به علت طول بلند الیاف است که سبب درگیری بهتر با بتن در محل ترک شده و پس از ترک‌خوردگی‌های بزرگ بر روی ترک‌ها پل زده و مانع از گسترش ترک‌ها و در نتیجه سبب افزایش شکل‌پذیری می‌شود. همچنین

نمونه شاهد ۶۳ میلی‌متر و برای نمونه‌های حاوی ۰/۱ و ۰/۲ درصد حجمی الیاف به ترتیب ۴۷ و ۵۰ میلی‌متر بوده است.

جدول ۴- نتایج آزمایش نفوذپذیری.

کد طرح	عمق نفوذ تحت فشار آب (mm)
C	۶۳
SE0.1	۴۷
SE0.2	۵۰

۶.۴. سایش

آزمایش سایش در سن ۲۸ روز و مطابق با استاندارد 1338 BSEN و با استفاده از قالب‌های ۱۵۰×۱۰۰×۱۰۰ میلی‌متر انجام شد. در این آزمایش برای هر طرح مخلوط دو نمونه و جمعاً شش نمونه ساخته شد. نتایج این آزمایش در جدول ۵ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود به طور کلی استفاده از الیاف، تأثیر چندانی بر مقاومت سایشی نداشته و به عبارت دیگر، استفاده از الیاف تأثیر منفی بر مقاومت سایشی بتن غلتکی ندارد. نتایج مشابهی در خصوص تأثیر الیاف بر مقاومت سایشی بتن معمولی در پژوهش‌های پیشین نیز بدست آمده است [۹].

جدول ۵- نتایج آزمایش سایش.

کد طرح	طول سائیدگی حداکثر (mm)
C	۲۰
SE0.1	۲۰
SE0.2	۱۸

۷.۴. میزان پوسته‌شدگی در چرخه‌های ذوب و یخ

میزان پوسته‌شدگی در چرخه‌های ذوب و یخ پس از ۲۸ روز مطابق استاندارد ASTM C672 انجام گردید. این آزمایش با دوبرار تکرار برای هر طرح مخلوط انجام شد. نتایج این آزمایش در جدول ۶ آورده شده است. افت وزنی ناشی از پدیده یخ زدن و آب شدن در حضور نمک‌های یخ زدا برای نمونه‌های مختلف در جدول ۶ نشان داده شده

پارامتر مقاومت کششی و مدول الاستیسیته‌ی بالا در الیاف بر روی شکل‌پذیری و طاقت خمشی تأثیرگذار هستند. نکته‌ی کلیدی در رابطه با افزایش طاقت خمشی مخلوط بتنی مسلح با الیاف، جذب انرژی مخلوط و کاهش عرض ترک‌ها می‌باشد که می‌تواند برای بهبود عملکرد روسازی بتنی بسیار سودمند باشد.

جدول ۳- نتایج آزمایش طاقت خمشی.

کد طرح	مقاومت خمشی نظیر ۱/۱۵۰ دهانه (مگاپاسکال)	مقاومت خمشی نظیر ۱/۶۰۰ دهانه (مگاپاسکال)	درصد مقاومت باقیمانده تا خیز ۱/۱۵۰ دهانه (%)
C	-	-	-
SE0.1	۰/۴۵	۰/۵۸	۲۱
SE0.2	۰/۹۱	۱/۱۶	۳۶

۵.۴. نفوذپذیری تحت فشار آب

این آزمون، برای تعیین میزان مقاومت بتن در مقابل نفوذ آب تحت فشار است. از قالب‌های مکعبی با ابعاد ۱۵۰×۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر استفاده و دو نمونه برای هر طرح مخلوط ساخته شد. آزمایش مطابق با استاندارد BS EN 12390-8 در سن ۲۸ روز بر روی نمونه‌های بتنی انجام شد. در این آزمایش بایستی نمونه‌ها از پایین و بالا تحت فشار آب به میزان ۵۰۰ کیلوپاسکال برای یک دوره ۷۲ ساعته قرار گیرند به گونه‌ای که فشار در طول آزمایش ثابت باشد. پس از پایان دوره ۷۲ ساعته، بلافاصله پس از رهاسازی فشار آب نمونه‌ها را از وسط و از وجهی که در معرض فشار آب قرار داشت به ۲ نیم تقسیم می‌کنیم. پس از ۵ الی ۱۰ دقیقه قسمت خشک نمونه را علامت‌گذاری کرده و به این ترتیب عمق رطوبت را بر حسب mm اندازه‌گیری می‌کنیم. به این ترتیب با در نظر گرفتن بیشترین عمق تعیین‌شده حد نفوذ آب در بتن تخمین زده می‌شود. جدول ۴ نتایج آزمایش نفوذپذیری را نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد پارامتر عمق نفوذ آب تحت فشار بتن غلتکی مسلح با افزودن الیاف ماکروسینتتیک کاهش می‌یابد به گونه‌ای که عمق نفوذ تحت فشار آب برای

است. همانطور که مشاهده می‌شود استفاده از الیاف سبب کاهش افت وزنی در مقایسه با نمونه شاهد و به عبارتی بهبود دوام در برابر پدیده یخبندان شده است.

جدول ۶- نتایج آزمایش پوسته شدگی یخبندان.

کد طرح	افت وزنی (kg/m^2)
C	۳/۸
SE0.1	۲
SE0.2	۲/۱

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

با توجه به آزمون‌های انجام شده در این پژوهش نتایج زیر قابل استنباط می‌باشد:

۱- استفاده از الیاف در طرح مخلوط بتن غلتکی تأثیر قابل ملاحظه‌ای افزایشی یا کاهش بر مقاومت فشاری و مقاومت کششی غیرمستقیم ندارد.

۲- استفاده از ۰/۹ و ۱/۸ کیلوگرم الیاف ماکروسنتتیک به ترتیب سبب افزایش ۲۴ و ۳۱ درصدی حداکثر بار خمشی قابل تحمل توسط تیرها شده است.

۳- طاقت خمشی یکی از مهم‌ترین فاکتورها در زمینه طراحی بتن‌های الیافی می‌باشد. افزایش درصد الیاف ماکروسنتتیک در نمونه‌های بتن غلتکی، سبب بهبود قابل توجه طاقت خمشی شده است افزایش طاقت خمشی مخلوط بتنی مسلح با الیاف می‌تواند برای بهبود عملکرد روسازی بتن غلتکی بسیار سودمند باشد.

۴- در خصوص تأثیر الیاف ماکروسنتتیک بر پارامترهای دوام بتن غلتکی نتایج نشان می‌دهد که استفاده از الیاف تأثیر منفی بر مقاومت سایشی بتن غلتکی ندارد، اما عمق نفوذ آب تحت فشار بتن غلتکی مسلح با افزودن الیاف کاهش یافته است. همچنین استفاده از الیاف سبب کاهش افت وزنی و به عبارتی بهبود دوام در برابر پدیده یخبندان شده است.

۶- مراجع

- [۱] فرداد، م. (۱۳۹۶). "تأثیر الیاف بر خواص بتن‌های غلتکی روسازی راه"، فصلنامه جاده، شماره ۴۷.
- [۲] رحمتی، ف.، شربتدار، م.، خطیبی طالقانی، ج.، خزعلی، م.ح. (۱۳۹۸). "ارزیابی آزمایشگاهی تأثیرات چندجانبه‌ی الیاف بر خصوصیات مکانیکی و عملکردی روسازیهای بتن غلتکی الیافی"، سومین کنفرانس ملی رویه‌های بتنی، تهران، انجمن بتن ایران-دانشگاه علم و صنعت ایران، ۳ و ۴ اردیبهشت.
- [۳] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور. نشریه شماره ۳۵۴. "راهنمای طراحی و اجرای بتن غلتکی در روسازی راههای کشور"، ۱۳۸۸.
- [4] Bentur, A., & Mindess, S. (2006). "Fibre reinforced cementitious composites". Crc Press.
- [5] Fallah, S., & Nematzadeh, M. (2017). "Mechanical properties and durability of high-strength concrete containing macro-polymeric and polypropylene fibers with nano-silica and silica fume". Construction and building materials, Vol. 132, pp 170-187.
- [6] Doostmohamadi, A., Karamloo, M., & Afzali-Naniz, O. (2020). "Effect of polyolefin macro fibers and handmade GFRP anchorage system on improving the bonding behavior of GFRP bars embedded in self-compacting lightweight concrete". Construction and Building Materials, 253, 119230.
- [7] Karamloo, M., Afzali-Naniz, O., & Doostmohamadi, A. (2020). Impact of using different amounts of polyolefin macro fibers on fracture behavior, size effect, and mechanical properties of self-compacting lightweight concrete. Construction and Building Materials, 250, 118856.

- [۸] تکلوم، م.، مرشد، رضا. ۱۳۸۷، "تأثیر الیاف پلی‌پروپیلن روی میزان جذب انرژی بتن الیافی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران، دانشگاه تهران. ۱۷ تا ۱۹ اردیبهشت.
- [۹] سبحانی، ج.، احمدی، ب.، افضل‌نیز، ا.، چینی، م.، ۱۳۹۷، "بررسی آزمایشگاهی و میدانی تأثیر چند نوع الیاف پلیمری ترکیبی بر رفتار مکانیکی و دوام رویه‌های بتنی"، اولین کنفرانس ملی دوام بتن، تهران-مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی. ۱۸ اردیبهشت.